

LABORATOIRE DE GÉOTECHNIQUE
H.B. DE CÉRENVILLE
INGÉNIEUR CIVIL F.I.C.E.-S.I.A.
11, AVENUE DE RUMINE
1005 LAUSANNE

Beiträge Schweizer Autoren zum 6. Internationalen Erdbaukongreß

Montreal 1965

Kurzreferate, gehalten anlässlich der Herbsttagung in Bern
am 12. November 1965

Contribution des auteurs suisses au 6^e Congrès International de Mécanique des Sols

Montréal 1965

Conférences présentées lors de la réunion d'automne à Berne
le 12 novembre 1965

Nr. 63

Überreicht durch die

Schweizerische Gesellschaft für Bodenmechanik und Fundationstechnik
Société suisse de mécanique des sols et des travaux de fondations

Offert par la

Veröffentlichungen der Schweizerischen Gesellschaft für Bodenmechanik und Fundationstechnik

Nrn. 1 bis 24 vergriffen (siehe Liste in Veröffentlichung Nr. 60)

Nr.	Nr.
25 1960 vergriffen	25 1960 F. Kobold Methode und Ergebnisse der in den Jahren 1955 bis 1959 im Rutschgebiet von Schuders durchgeführten Verschiebungsmessungen
26 1961 vergriffen	26 1961 Verbesserung des Baugrundes. Vorträge, gehalten am 13. November 1959 anlässlich der Herbsttagung in Bern D. Bonnard et E. Recordon: Les sols stabilisables au ciment en Suisse romande. — F. Baldazzi: Bodenstabilisierung im Nationalstraßenbau. — J. Huder: Dimensionierung von Straßen mit stabilisierten Schichten. — M. Halter: Grundwasserabsenkung mit dem «Wellpoint»-Verfahren. — H. J. Lang: Mechanische Verdichtungsgeräte
27 1961 vergriffen	27 1961 Aménagement de la chute Arnon-Dieblerets Pierre Payot: Avant-propos. — R. Pernet/R. Dumont: Les ouvrages de génie civil
28 1961 vergriffen	28 1961 J. Zeller: Sickerströmungen als Folge von Stauspiegelschwankungen. Einfluß der Länge des Grundwasserträgers auf den Sickerströmungsverlauf. — Einfluß der Tiefe des Grundwasserträgers auf den Sickerströmungsverlauf. — The Significance of Aquifer Porosity in Non-Steady Seepage Flow with Free Surface
29 1961 vergriffen	29 1961 Problèmes géotechniques de l'autoroute Genève-Lausanne. Deux fondations profondes à Genève. Conférences tenues lors de la réunion de printemps, les 20/21 mai 1960 à Nyon Robert Ruckli: Die Autobahn Lausanne-Genf. — E. Dubochet: Projektierung und Ausführung der Autobahn Genf-Lausanne. — E. Recordon: Quelques aspects des études géologiques et géotechniques de l'autoroute Genève-Lausanne. L'organisation des études. — J. E. Bonjour: Le profil géotechnique. La superstructure de l'autoroute Lausanne-Genève. — P. Knoblauch: Problèmes de fondation pour l'agrandissement des magasins «Au Grand Passage» à Genève. — F. Jenny/A. Kündig/P. Vajda: Unterirdische Groß-Garage «Rive Centre» in Genf
30 1961 vergriffen	30 1961 Pfahlgründungen. Vorträge, gehalten am 11. November 1960 anlässlich der Herbsttagung in Solothurn G. Schnitter: Neuere Pfahlgründungen. — A. Müller: Der MV-Pfahl. — R. Haefeli: Neuere Untersuchungen und Erkenntnisse über das Verhalten von Pfählen und deren Anwendung in der Praxis der Pfahlfundation. — H. Bucher: Bohrpfähle und Pfahlwände System «Benoto». — R. Ledergerber: Preßbeton-Bohrpfähle System «Hochstraße-Weise». — W. Pfenniger: Geramite und gebohrte Ortsbetonpfähle System «Frankis». — F. Ferrario: Fundation eines Hochhauses mit gerammten Ortsbetonpfählen System «Züblin-Alpha». — A. Steiner: Beton-Bohr-Pfähle, Ausführungsart Brunner. — E. Kissenpfennig: Utilisation de pieux forés, Système Rodio, dans un cas spécial de fondation d'immeubles. — W. Graf: Icos-Veder-Bohrpfähle. — F. Andres: Tragfähigkeitsvergleiche zwischen gerammten und gebohrten Ortspfählen
31 1961 vergriffen	31 1961 H. U. Scherer Praktische Anwendung der Verdichtungskontrolle nach J. Hilf
	A. von Moos und A. Schneller Rutschung eines Straßendamms in einem Torfgebiet bei Sargans, Kanton St.Gallen
32 1961	W. Heierli Die Dynamik eindimensionaler Bodenkörper im nichtlinearen, nichtelastischen Bereich
33 1962 vergriffen	Barrages en Suisse G. Schnitter: Digues en terre ou en enrochemenis. — O. Rambert: Sondages, injections et traitement du sous-sol. — Ch. Schaefer: Le comportement des digues en terre pendant leur construction et durant l'exploitation de l'aménagement
34 1962 vergriffen	L. Bendel Die Fundation von Kunststeinbahnen G. Ambreg Temperaturmessungen im Fundationsmaterial von Kunststeinbahnen
35 1962 vergriffen	G. Schnitter und F. Müller Die Defektion von Straßendecken unter einer Radlast G. Schnitter und R. Jenatsch Schweizerische Erfahrungen mit zementstabilisierten Tragschichten im Güterverkehr
	36 1962 Conférences tenues lors de la réunion d'automne à Biel, le 22 novembre 1961, et contribution des auteurs suisses au 5e Congrès International de Mécanique des Solis et des Travaux de Fondations, Paris 1961 Conférences: J. Huder: Bodeneigenschaften und deren Bestimmung. — N. Schnitter: Pfahlgründungen. — H. Zeindler: Bau von Straßen, Fluggassen und Eisenbahnen. — A. von Moos: Verschiedene Probleme. — Ch. Schaefer: Fundations. — E. Recordon: Poussée des terres sur les ouvrages. — J. Descoeuilles: Méthodes de mesure des caractéristiques des sols en place et prélevements d'échantillons. — J. C. Oli: Barrages en terre, talus et tranchées ouvertes. Contributions: L. Bendel et D. Bovet: Recherches dynamiques sur les fondations et les bâtiments par excitation périodique ou aériodique. — R. Haefeli et H. Bucher: New Methods for Determining Bearing Capacity and Settlement of Piles. — D. Bonnard, H. Mayor et E. Recordon: Études géologiques et géotechniques de l'autoroute Genève-Lausanne. — G. Schnitter et A. Bollier: Stabilized Soil Foundations for Runways on Soils of low Bearing Capacity. — G. Schnitter et R. Zobrist: Freezing Index and Frost Penetration in Switzerland. — B. Gilg et F. P. Gerber: La digue de Mattmark. Essais et études préliminaires. — J. C. Oli, T. Berg et R. Chappuis: Protection du barrage de Reichenau contre les érosions souterraines et les sous-pressions au moyen d'un rideau de drains filtrants verticaux. — H. B. Fehlmann: L'application des liquides thixotropiques à la base de bentonite dans le génie civil
	37 1962 H. Bendel Die Berechnung von Spannungen und Verschiebungen in Erddämmen
	38 1962 Geotechnische Probleme des Nationalstraßenbaus. Vorträge, gehalten anlässlich der 7. Hauptversammlung in Zürich am 4. Mai 1962 R. Ruckli: Einführung. — Ch. Schaefer: Du cas général et du cas particulier en géotechnique rouillière. — P. Halter: Die Bodenmechanik im Nationalstraßenbau. — H. Süssi: Der Erdbaumechaniker im Dienste des Straßenbauers. — U. Kunz: Moderne Fundationsmethoden beim Bau der Nationalstraße N 1 Abschnitt Bern-Kantongrenze. — H. Zeindler: Materialtechnische Probleme und ihre Lösung beim Bau der neuen Grauholzstraße. — R. Wullimann: Erfahrungen beim Bau von Straßendecken in rutschgefährdetem Gebiet. — F. P. Jaeklin: Der Versuchsdamm in Oerlingen. — R. Sevaldson: Der Versuchsdamm bei Horgen an der linksufrigen Höhenstraße (N 3). — A. von Moos und M. Gausch: Ergebnisse einiger Straßenversuchsdämme auf schlechtem Grund in der Schweiz. — H. Jäckli: Moränen als Baugrund und Baustoff. — Tiefbauamt der Stadt Zürich/Ingenieurbüro Altdorfer, Cogliatti & Schellenberg: Bau des Altstettentviaduktes in Zürich
	39 1962 E. Recordon Contribution au calcul de l'épaisseur de la superstructure des chaussées
	40 1963 J. E. Bonjour Détermination de la profondeur du froid dans les chaussées
	41 1963 J. Huder Bestimmung der Scherfestigkeit strukturempfindlicher Böden unter besonderer Berücksichtigung der Seekreide
	42 1963 Bodenstabilisierung — Stabilisation des sols Ch. Schaefer: Die Erdbaumechanik als Grundlage der Bodenstabilisierung. — R. F. Zobrist: Bodenstabilisierung mit Zement. — V. Kuchen: Bodenstabilisierung mit Kalk. — F. Müller: Die Teerstabilisierung. — P. Fries: Bodenstabilisierung mit Bitumenemulsionen. — A. Bollier: Die Verstärkung des Straßekörpers auf dem Teilstück Gland-Rolle-Allaman der Autobahn Genf-Lausanne. — I. Karakos: Quelques expériences de stabilisation au ciment faites sur l'autoroute Genève-Lausanne. — E. Abi: Die Kalkstabilisierung im Forststraßenbau. — R. Vogler: Ausbau bestehender Straßen mit Teerstabilisierung. — R. Jenatsch: Beispiel einer Nationalstraßenbaustelle. — G. Wührmann: Quelques exemples pratiques sur la stabilisation des sols et des matériaux tout-venant à l'aide d'émulsions de bitume stables du type E. L. — E. Prandi: Le caillier granulé dans le traitement des couches de base. — W. Aichhorn: Entwicklung der Bodenstabilisierung in Österreich. — Das Bauprogramm 1963 für die Nationalstraßen — Programme de construction des routes nationales pour 1963
	43 1963 Bewässerungs- und Wasserkraftanlagen in Syrien F. Stöcklin: Projektierung der Dammbebau am Oronte in Syrien. — H. Schwegler: Dammbebau in Syrien

Combined Cast-In-Place and Precast Piles for the Reduction of Negative Friction Caused by Embankment Fill

Pieux moulés dans le sol et pieux moulés d'avance réduisent le frottement négatif causé par un remblai

H. G. LOCHER, Civil Engineer, Losinger + Co. Ltd., Contractors and Engineers, Berne, Switzerland

SUMMARY

For a road and railway bridge at Moosmatten in Switzerland a pile foundation using combined cast-in-place and precast piles was adopted in order to reduce negative skin friction on piles. The paper gives a description of the soil conditions and the adopted solution for the pile foundation. It attempts to calculate negative friction forces and gives results of a loading test on one pile.

SOMMAIRE

Pour un pont route-rail à Moosmatten en Suisse, une fondation a été adoptée utilisant des pieux moulés dans le sol et des pieux moulés d'avance pour assurer le minimum de friction latérale négative sur les pieux. Le présent article décrit les caractéristiques du sol, la solution adoptée pour la fondation des pieux, le mode de calcul du frottement négatif et les résultats d'un essai de charge sur un pieu.

A NEW ROAD linking the town of Biel in Switzerland with the national highway N-1 (Berne-Zurich) (Fig. 1) had to cross an existing main road and a narrow-gauge railway line at Moosmatten near Schönbühl, 8 km north-east of Berne. The project consisted of 3 separate single-span bridges, each approximately 18 m long, carrying respectively the main road, the railway line, and a secondary road over the new access road (Fig. 2). All the bridges were to have pile foundations.

(annexed to the Swiss Federal Institute of Technology in Zurich) proposed a combined pile foundation system, which would give both the high bearing capacity of large bored cast-in-place piles and the small friction forces of smooth precast piles.

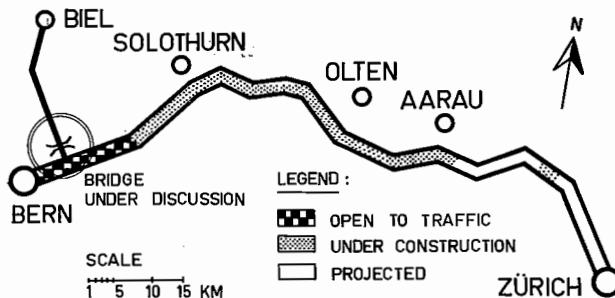


FIG. 1. Layout of National Highway N-1 and access road to Biel.

SOIL CONDITIONS AND PROBLEM OF BRIDGE FOUNDATIONS

The bridge site is situated in a typical diluvial glacier valley. The ground therefore consists of hard morainic silty gravel, which is partly very sandy and slightly clayey. These diluvial deposits are covered by a 3-to-5-m-thick layer of postglacial soft silty clay and, on top, a 1-to-2-m-thick layer of lacustrine marl and peat. Some of the borings carried out at the bridge site are shown in Fig. 2, and Table I gives some soil properties determined from undisturbed samples.

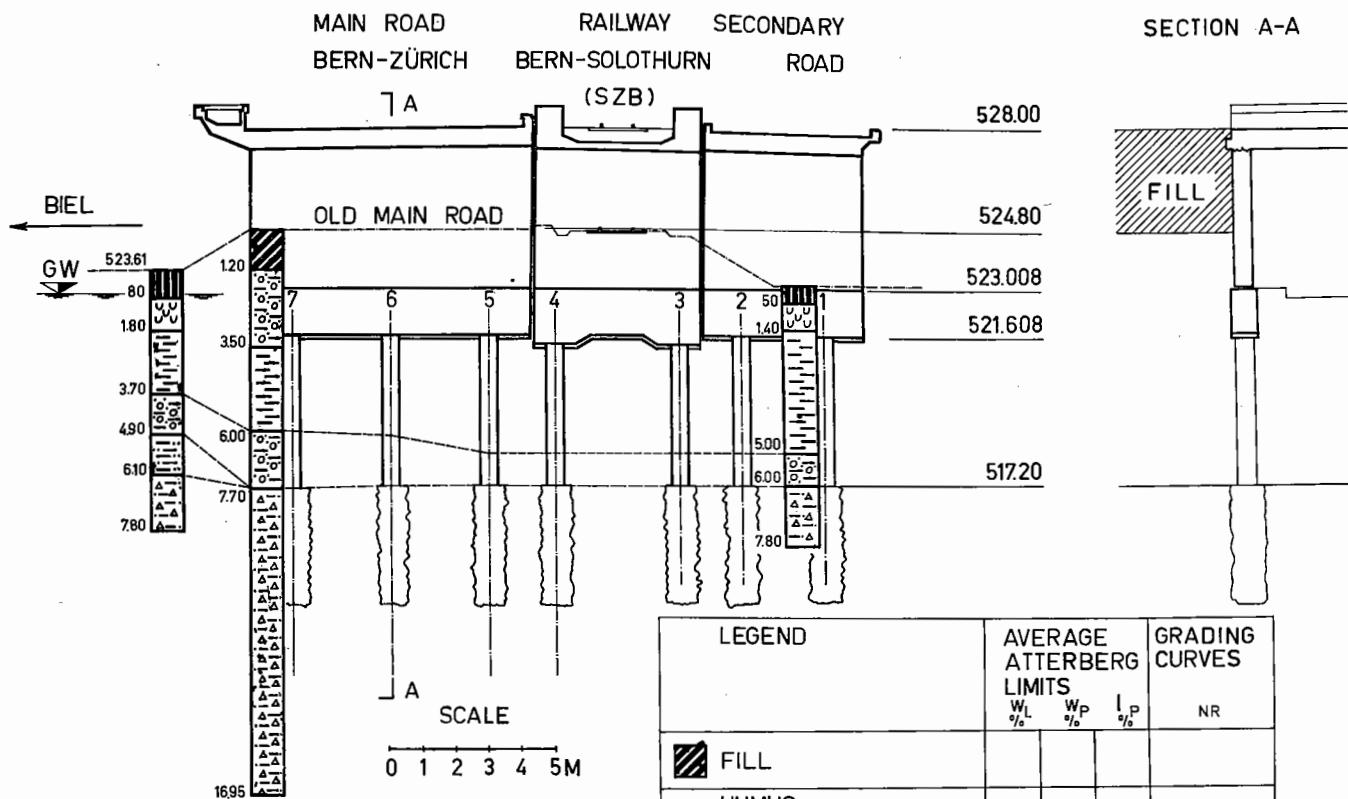
Because of traffic requirements it was not possible to build up the embankments adjoining the bridge in advance of the pile work. Consequently large negative friction forces on the piles were anticipated as soon as the compressible clay layers started consolidating under the weight of the fill. Therefore the Laboratories for Hydraulic Research and Soil Mechanics

proposed a combined pile foundation system, which would give both the high bearing capacity of large bored cast-in-place piles and the small friction forces of smooth precast piles.

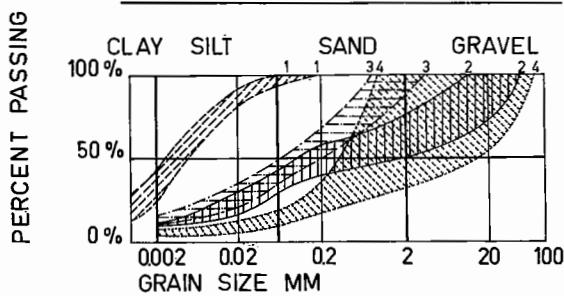
The cylindrical concrete pile, 50 cm in diameter, was placed in the sunken liner prior to the liner's withdrawal. The bond between the two pile types was ensured by reinforcement bars protruding at the lower end of the prefabricated pile shaft which was pressed into the unset concrete of the pile foot. The space between the pile shaft and the boring tube was then filled with loose fine sand and the boring tube withdrawn. The smooth cylindrical pile shafts and the surrounding fill of loose sand are thought to reduce to a minimum the negative frictional forces caused by the consolidation of the clay layer.

NEGATIVE SKIN FRICTION ON THE PILES

The friction forces caused by the consolidation of the soft clay layers were evaluated both for an ordinary cast-in-place pile of 90 cm diameter (pile type B) and for the combined pile with smooth surface in an artificial sand sheathing (pile type A). The Laboratory for Soil Mechanics proposed the following three methods for determining negative friction forces: (1) estimation of negative skin friction according to Terzaghi and Peck (1948); (2) a theoretical method proposed by Zeevaert (1959); (3) an empirical method, Elmasry (1963). The results of comparative calculations are given in Table II.



TYPICAL RANGES OF GRADING CURVES



LEGEND	AVERAGE ATTERBERG LIMITS			GRADING CURVES NR
	W_L %	W_P %	I_P %	
FILL				
HUMUS AND PEAT				
LACUSTRINE MARL				
SOFT CLAYEY SILT	40	19	21	1
SOFT CLAYEY SAND WITH GRAVEL	22	14	8	2
SOFT CLAYEY SAND	22	14	8	3
MORAINIC GRAVEL AND SAND	—	—	NP	4

FIG. 2. Sections through bridges and soil profiles.

TABLE I. SOIL PROPERTIES OF SOFT CLAY MEASURED ON UNDISTURBED SAMPLES

Elevation (m above sea level)	Grading curve per cent passing			Atterberg limits			Natural moisture content, w (per cent)	Unit weight, γ (gram/ cu. cm.)	Shear strength			
	0.002 mm.	0.06 mm.	2 mm.	W_L	W_P	I_P			q_u (ton/sq.m.)	c' (ton/sq.m.)	ϕ' (deg)	
Boring out- side old fill	520.5	16	98	100	46	21	25	34.3	1.87	1.0	24	
	519.5	37	100		41	19	22	33.1	1.92			
	518.5	39	100		44	18	26	35.9	1.88			
Boring under old fill	520.0	10	92	100	39	17	22	25.3	1.91	3.7	1.5	22
	519.3	14	97	100	40	16	24	25.1	1.93	4.3	1.5	22.5
	518.5	12	90	100	40	17	23	25.0	1.94			

TABLE II. COMPARISON OF NEGATIVE SKIN FRICTION FORCES AND ALLOWABLE PILE LOADS

	Negative skin friction (ton/pile)			Corresponding allowable pile load (ton/pile)		
	Method 1 Method 2 Method 3			Method 1 Method 2 Method 3		
	1	2	3	1	2	3
Pile type A (combined pile)		14.9			137.5	
Pile type B (ordinary bored pile)	63	56.7	69.5	61	72.9	49.2

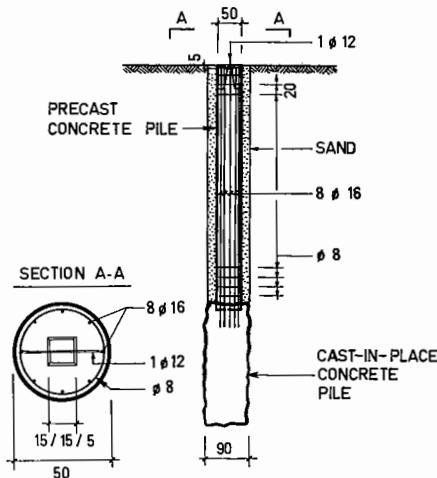


FIG. 3. Diagram of combined pile.

Basic Assumptions

The calculation was based on the following average numerical values:

Fill

Thickness, $h_{\text{fill}} = 2.6 \text{ m}$
Unit weight, $\gamma_{\text{fill}} = 2.2 \text{ ton/cu.m.}$
 $p_c = \gamma_{\text{fill}} \cdot h_{\text{fill}} = 5.72 \text{ ton/sq.m.}$

Compressible Clay

Thickness of compressible layer, $h = 4.4 \text{ m}$
Unit weight (submerged), $\gamma' = 0.92 \text{ ton/cu.m.}$
Dry unit weight of soil, $\gamma_d = 1.52 \text{ ton/cu.m.}$
Unit weight of solids, $\gamma_s = 2.69 \text{ ton/cu.m.}$
Average moisture content, $w_a = 25.2 \text{ per cent}$
Unconfined compressive strength, $q_u = 4.0 \text{ ton/sq.m.}$
Cohesion, $c' = 1.5 \text{ ton/sq.m.}$
Angle of friction, $\phi' = 22^\circ$

Pile Foundation

Number of piles per unit area, n'
Perimeter of one pile, $U = \pi \cdot D$
Ultimate shear strength along pile shaft:
for sand $s = K_0 \tan \phi' p_v$, where $K_0 \tan \phi' \approx 0.25$
for clay $s = c' + \tan \phi' p_v$

Calculations

Using Method 1 (Terzaghi and Peck, 1948) for pile type B only the part Q'' of the drag force has to be taken into account as the piles do not penetrate the fill causing the negative friction:

$$Q''_{\max} = Lhs/n \approx 63 \text{ tons}, \quad (1)$$

where $L = \text{circumference of the pile cluster} = 50 \text{ m}$; $h = \text{thickness of the compressible layer} = 4.4 \text{ m}$; $s = \text{average shear strength of the clay} = \frac{1}{2}q_u = 2.0 \text{ tons/sq.m.}$; $n = \text{number of piles in the cluster} = 7$. A source of considerable error which this method shares with Method 2, but not with Method 3, is the necessity of estimating the area of influence of one pile.

For Method 2 (Zeevaert, 1959) the procedure outlined has been calculated in two ways: introducing the overburden pressure p_o at the pile head, i.e. for $z = 0$ (both pile types); introducing the cohesion c' in the expression for the shear strength of the clay along the ordinary pile (type B).

Pile type A (combined pile)

The transfer of pressure, assuming the pile rigid compared with the soil, is expressed by the following formula:

$$d(p_{oz} - p_{vv})/dz = n'U \quad (2)$$

where $p_{oz} = \text{initial effective vertical pressure in soil}$, $p_{vv} = \text{reduced effective vertical pressure in soil}$, $z = \text{depth below pile head}$, $n' = \text{number of piles per unit surface}$, $U = \text{perimeter of one pile}$, $s = \text{ultimate shear strength along the pile shaft}$. The shear strength s can be represented as a function of p_{vv} , in the case of cohesionless sand, e.g.:

$$s = K_0 p_{vv} \tan \phi',$$

where $K_0 = \text{coefficient of earth pressure at rest}$, $\phi' = \text{angle of friction of sand}$. With the abbreviation $m_1 = n' U K_0 \tan \phi'$, and introducing $p_{oz} = p_o + \gamma' z$, whence $dp_{oz}/dz = \gamma'$, the differential Eq 2 becomes

$$dp_{vv}/dz + m_1 p_{vv} = \gamma'. \quad (2a)$$

Its solution must fulfil the boundary condition

$$p_{vv}(z = 0) = p_o. \quad (3)$$

By differentiation it can be seen that the expression

$$p_{vv} = (\gamma'/m_1)(1 - e^{-m_1 z}) + p_o e^{-m_1 z} \quad (4)$$

is a solution to Eq 2a satisfying the boundary condition 3, and therefore represents the reduced vertical pressure in the soil after the load transfer due to consolidation of the soil surrounding the piles has taken place.

The negative friction acting on the pile shaft can be represented as:

$$F_n = \int_0^h Us dz = \frac{m_1}{n} \int_0^h p_{vv} dz. \quad (5)$$

Integration of Eq 5 will lead, after some transformations, to:

$$F_n = (1/n')(p_{oh} - p_{vh}) \quad (6)$$

where $h = \text{thickness of compressible layer}$, $p_{oh} = \text{initial pressure at depth } h$, $p_{vh} = \text{reduced pressure at depth } h$, $n' = \text{number of piles per unit area}$.

Pile type B (ordinary pile)

In a clay, the shear strength can be assumed to be

$$s = c' + \tan \phi' p_{vv}. \quad (7)$$

We introduce the following abbreviations:

$$m_2 = n' \cdot U \tan \phi'$$

$$\gamma_{ia} = \gamma' - n' U c'.$$

		PILE TYPE "A"	PILE TYPE "B"
PILE DIAMETER	D	cm	50
PILES PER UNIT AREA	n'	PILES/m ²	0.151
FRICITION FACTORS	{	m ₁ m ₂	m ⁻¹ m ⁻¹
UNIT WEIGHT OF SOIL	{	γ ^t γ _{id}	t/m ³ t/m ³
PRESSURE REDUCTION AT z=h		P _{oh} -P _{vh}	t/m ²
NEGATIVE FRICTION FORCE	F _n	t/PILE	2.26
REDUCED PRESSURE AT z=l	P _{vl}	t/m ²	4.30
ALLOWABLE PILE LOAD	Q' _{pa}	t/PILE	14.9
			56.7
			13.7
			11.6
			137.5
			72.9

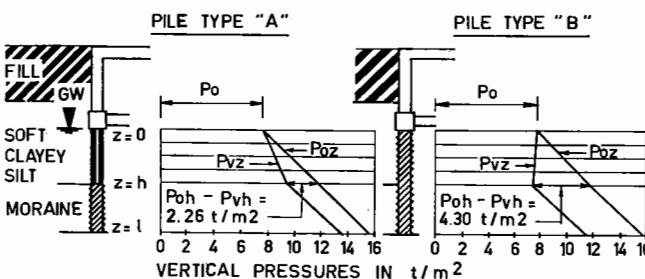


FIG. 4. Pressures p_{vz} and p_{oz} for piles type A (combined pile) and type B (ordinary 90-cm-diam bored pile).

The basic differential Eq 2 is then transformed into:

$$dp_{vz}/dz + m_2 p_{vz} = \gamma_{id} \quad (8)$$

which is identical in form with Eq 2a. Therefore the solution will be identical in form to Eq 4:

$$p_{vz} = (\gamma_{id}/m_2)(1 - e^{-m_2 z}) + p_{o}e^{-m_2 z}. \quad (9)$$

For the two pile types considered and with the numerical values indicated above, the pressure distributions have been calculated and represented in Fig. 4, together with the resulting friction forces F_n . The values for F_n are further given in Table II.

Method 3 is an empirical solution developed by M. A. Elmasry at the Laboratory for Soil Mechanics (annexed to the Swiss Federal Institute of Technology in Zurich). It is only applicable for pile type B. He proceeded in the following way: tests with a model pile, 50 mm in diameter and equipped with strain gauges, were carried out in clayey silt soil. In several series of tests the consolidation pressure, the thickness of the compressible layer, the unit weight, and moisture content of the soil were varied one at a time. The drag force on the pile and its distribution along the pile shaft were measured. By means of a dimensional analysis and the Buckingham- π -theory (Buckingham, 1915) an empirical formula for the negative friction force was derived.

The formula obtained by this procedure is

$$F_n = F_{n-s} + 0.416 (2\phi_1 - 0.70 \cdot \lambda^2 \phi_2) \quad (10)$$

where F_n = total drag force (negative skin friction) for one pile; $F_{n-s} = U h s \dots s = 0.3 q_u$; $\phi_1 = U h p_c$; $\phi_2 =$

$w_a p_c^3 / \gamma_s \gamma_d$; $\lambda = \gamma_d h / p_c$. Using the numerical values indicated above, we obtain for pile type B:

$$F_{n-s} = 2.83 \times 4.4 \times 0.3 \times 4.0 = 14.9 \text{ ton/pile}$$

$$F_n = 14.9 + 0.416 (142.4 - 11.0) = 69.5 \text{ ton/pile.}$$

BEARING CAPACITY AND ALLOWABLE PILE LOADS

Actual Pile Loads

The three bridges give rise to average pile loads of 78 tons. The most heavily loaded piles have to carry 94 tons each.

Allowable Pile Load

The allowable pile load can be calculated according to Zeevaert (1959) in the following way:

$$Q'_p = (AN_r p_{v1}/F) - F_n, \quad (11)$$

where A = cross-section of pile foot, p_{v1} = confining pressure at pile foot, N_r = bearing factor, F_n = negative friction force on pile, F = factor of safety. The shear parameters for the morainic underground have not been measured, but $N_r = 35$ is thought to be a conservative estimate of the bearing factor for the soil conditions encountered.

To be able to compare the three methods used, the corresponding vertical pressure p_{vh} has been calculated by means of Eq 6 for each method. Thus we obtain for pile type B with a safety factor $F = 2$:

$$\text{Method 1: } Q'_p = \frac{1}{2}[0.64 \times 35 \times (7.0 + 4.2)]$$

$$- 63 = 61.5 \text{ ton/pile;}$$

$$\text{Method 2: } Q'_p = \frac{1}{2}[0.64 \times 35 \times (7.4 + 4.2)]$$

$$- 56.7 = 72.9 \text{ ton/pile;}$$

$$\text{Method 3: } Q'_p = \frac{1}{2}[0.64 \times 35 \times (6.5 + 4.2)]$$

$$- 69.5 = 49.2 \text{ ton/pile.}$$

An ordinary 90-cm-diameter bored pile was therefore not able to carry the load of $P = 94$ tons.

Had the influence of negative friction not been taken into account, one might have predicted the bearing capacity erroneously as follows:

$$Q_p = \frac{1}{2}(0.64 \times 35 \times 15.9) = 177.5 \gg 94 \text{ tons.}$$

On the other hand the combined pile type A has, again with a safety factor of $F = 2$, the following allowable pile load

$$Q'_p = \frac{1}{2}[0.64 \times 35 \times (9.5 + 4.2)] - 14.9 = 137.5 \text{ tons.}$$

In this case only Method 2 can be used.

Test Pile

The bearing behaviour of one pile was checked by a loading test. The settlement of the test pile at the nominal pile load of $P = 94$ tons is 0.5 cm; at a load $P + F_n = 94 + 14.9 = 109$ tons, it would be 0.7 cm. As the piles stand in one line with an average spacing of 2.7 m, i.e. 3 times pile diameter, the group action will be small. The settlement of the pile foundation is therefore estimated to be approximately 1 cm.

CONCLUSIONS

Three separate single-span bridges, each approximately

18 m long, carrying a main road, a narrow-gauge railway line, and a secondary road over a newly built access road to national highway N-1 (Berne-Zurich) were founded on a total of 14 piles. A pile foot of 90 cm in diameter bored pile was combined with a prefabricated pile shaft of 50 cm in diameter in order to reduce negative skin friction. This combination has increased the net allowable pile load from 72.9 tons to 137.5 tons or by 88 per cent. With ordinary bored piles of a constant diameter of 90 cm over their whole length, the negative skin friction would have increased the number of piles to at least 20. This would have caused not only considerable additional cost, but also reduced the pile spacing below 3 times pile diameter.

The method of calculation proposed by Zeevaert (1959) has proved to be easily adaptable to various soil conditions, as long as the shear characteristics of the soil are known in terms of effective stresses. Another recently developed formula (Elmasry, 1963) is only applicable to clayey silts for which the unconfined compressive strength, unit weight, and moisture content is known.

ACKNOWLEDGMENTS

The author wishes to thank the Authorities of the Canton of Berne, Highway Department, for the permission to use the project plans and geotechnical reports, and Mr. R. Ledegerber, Losinger + CO SA, Berne, for his valuable assistance in writing and checking this article.

REFERENCES

- BUCKINGHAM, E. (1915). Model experiments and empirical equations. *Trans. American Society of Civil Engineers*, Vol. 37.
- ELMASRY, M. A. (1963). The negative skin friction of bearing piles. Thesis presented to the Swiss Federal Institute of Technology, Zurich.
- LEDERGERBER, R. (1961). Pressbeton-Bohrpfähle System Hochstrasser-Weise. *Schweizerische Bauzeitung*, No. 7.
- TERZAGHI, K., and R. B. PECK (1948). *Soil mechanics in engineering practice*. New York, John Wiley and Sons.
- ZEEVAERT, L. (1959). Reduction of point bearing capacity of piles because of the negative friction. *First Pan-American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering* (Mexico) Vol. 3, pp. 1145-52.

Determination of Organic Matter for the Classification of Soil Samples

Détermination de la teneur en substance organique pour la classification des échantillons de sols

M. MÜLLER-VONMOOS, *Laboratories for Hydraulic Research and Soil Mechanics, Swiss Federal Institute of Technology, Zurich, Switzerland*

SUMMARY

The organic matter in 53 samples, which according to U.S.C.S. classification should contain organic material, was determined by the wet combustion methods of Schollenberger, and Walkley and Black. It was desired to show whether an estimate of the amount of organic substance in soil could be obtained from the sodium hydroxide test and whether a relationship existed between the sodium hydroxide test and the displacement of the Atterberg limits after oven drying. Neither could be shown. The rapid method of Walkley and Black for the determination of organic matter is recommended in place of the sodium hydroxide test for the classification.

SOMMAIRE

La teneur en substance organique a été déterminée sur 53 échantillons de sols classifiés selon l'U.S.C.S. Les échantillons contenant des substances organiques étaient analysés d'une part par la méthode de combustion humide selon Schollenberger, d'autre part selon Walkley et Black. Il s'agissait de contrôler si l'essai avec la soude caustique fournissait des données quantitatives sur la teneur en matières organiques et de vérifier s'il existait une corrélation fondée entre les résultats de l'essai à la soude caustique et la modification des limites de consistance selon Atterberg. Les essais ont montré qu'il n'existe pas de corrélation quantitative. Les auteurs proposent de déterminer la teneur en substance organique pour classifier les sols à l'aide de la méthode rapide de Walkley et Black au lieu de l'essai à la soude caustique.

THE PARTICLE SIZE DISTRIBUTION, plastic properties, and organic impurities (in so far as they affect the plasticity) are decisive for the classification of soil samples according to U.S.C.S. (SNV, 1959). The organic matter is determined by the displacement of the Atterberg limits, i.e. by determinations on fresh and oven-dried (105 C) samples, and by the sodium hydroxide test (British Standard 812, 1951). We have had doubts about the usefulness of these methods. The organic matter content of 53 samples from various districts of Switzerland, which had been shown by routine classification to contain organic material, was determined, for comparison, by wet combustion followed by titrimetric determination of the unused oxidizing agent (Schollenberger, 1927; Jackson, 1958; Walkley and Black, 1934). We tried to establish whether an estimate of the amount of organic matter in the soil could be obtained from the sodium hydroxide test and whether a relationship exists between the values obtained from the sodium hydroxide test and the displacement of the Atterberg limits. We tested various methods for the determination of organic matter with regard to their suitability as rapid methods for the classification of soil samples.

METHODS

1. Classification by U.S.C.S. (SNV standard sheets 70.005 and 70.008, 1959).
2. Particle size distribution with hydrometer by the conventional method of Casagrande (Lambe, 1951). Dispersion with 0.75 per cent sodium hexametaphosphate.
3. Atterberg limits (Lambe, 1951) by SNV standard sheet 70.345 (1960) determined on fresh and oven-dried (overnight, 105 C) material.
4. Sodium hydroxide test by British Standard 812 (1951).
5. The organic matter was determined by wet combustion on air-dried material, with particle size smaller than 0.2 mm.

A series of samples were crushed in a hammer mill. Depending on the colour, up to 2 grams of the sample were weighed out for the determinations.

In the Schollenberger (1927) and Jackson (1958) determination, the sample was treated for 20 minutes at 160 C with 10 ml 8 per cent $K_2Cr_2O_7$ and 15 ml conc. H_2SO_4 . The unused dichromate was titrimetrically determined with 0.2 N Mohr'sches salt solution. According to Jackson (1958), 90 per cent of the organic matter is detected by this method. Daily capacity amounts to 12–15 determinations.

The determination of organic matter according to Walkley and Black (1934) and Piper (1944) is a rapid method, similar in principle to the Schollenberger determination, heating to 160 C being omitted. We back-titrated with 0.2 N Mohr'sches salt solution with a normal burette, i.e., no longer under hydrogen. The factor of the Mohr'sches salt solution showed little alteration for weeks if the solution was protected from light and kept closed. After standing for $\frac{1}{2}$ hr (time for oxidation) we brought the volume to 250 ml with distilled water after the addition of conc. H_3PO_4 . After a further $\frac{1}{2}$ hour, i.e., when the suspended matter had settled, we pipetted 50 ml of the supernatant solution, added diphenylamine-sulphuric acid and titrated with Mohr'sches salt solution. Thus we obtained a clear titration end-point and the titration was reproducible. About 76 per cent of the organic matter is determined by the Walkley and Black rapid method. Daily capacity is 20–25 determinations.

RESULTS

The results are given in Table I.

DISCUSSION

If the colour of the supernatant sodium hydroxide solution in the sodium hydroxide test was a measure of the

TABLE I. CLASSIFICATION OF 53 SOIL SAMPLES BY U.S.C.S. AND COMPARATIVE DETERMINATIONS OF THE ORGANIC MATTER BY THE SODIUM HYDROXIDE TEST AND BY WET COMBUSTION METHODS

Sample no.	U.S.C.S. classification	Particle size distribution (per cent passing 0.002 mm)	Atterberg limits water content in per cent				Organic matter		
			liquid limit		plastic limit		NaOH test 0-5	Wet combustion tests	
			air-dried	oven-dried	air-dried	oven-dried		Schollenberger* (per cent organic content)	Walkley-Black* (per cent organic content)
1	CL	15.1	30.0	24.0	15.2	13.5	0	0.3	0.1
2	CL	5.4	27.2	25.2	16.5	16.2	0	0.3	0.1
3	OH	6.0	55.5	51.5	35.2	34.0	5	3.9	3.3
4	OH	5.0	72.2	51.8	46.4	32.5	5	3.5	2.7
5	OL	12.2	46.1	38.3	30.4	27.0	4	2.5	2.0
6	OL	16.0	44.0	46.3	26.3	28.9	5	2.4	1.8
7	OH	4.8	60.0	48.8	32.1	28.4	5	2.8	2.6
8	OH	20.0	55.3	53.0	31.0	30.2	5	2.7	2.2
9	CL	9.3	38.0	34.8	18.7	16.2	3	0.8	0.6
10	CL	7.0	27.0	20.2	14.3	14.6	2	0.1	0.1
11	SC-CL	4.6	22.7	22.1	14.6	13.7	0	0.3	0.2
12	peat						5	40.2	32.0
13	OL	4.3	39.6	39.2	27.1	30.6	5	2.6	2.6
14	OL	6.3	35.2	31.4	23.7	21.9	5	0.8	0.9
15	OL	27.6	46.2	42.3	15.4	18.3	3	0.3	0.2
16	OL	5.8	46.1	42.8	28.5	27.1	4	3.1	2.6
17	CL	9.3	25.3	25.3	17.1	16.8	0	0.8	0.5
18	OL	7.4	38.3	35.9	24.8	23.4	4	2.8	2.3
19	CL	14.0	28.5	28.5	17.8	17.0	1	0.8	0.6
20	CL	8.5	26.3	25.7	17.4	17.5	1	0.9	0.7
21	CL	23.8	33.1	33.5	16.7	14.8	1	0.2	0.1
22	CH		44.7	30.0	16.1	13.5	1	0.0	
23	OL	11.7	38.0	23.4	14.7	14.8	3	0.3	0.2
24	OL	19.8	43.7	36.0	17.4	16.3	4	0.7	0.3
25	OH	7.6	178.0	92.6	58.8	65.5	4	6.3	5.3
26	OL	4.1	35.3	32.3	18.2	18.0	2	0.3	0.1
27	OL	5.0	30.1	21.1	17.7	15.0	5	0.9	0.6
28	OH	4.8	69.4	47.0	39.1	34.6	5	2.0	1.4
29	OL	8.4	41.5	36.0	30.0	24.3	3	1.3	0.9
30	OL	11.5	45.6	37.3	23.9	22.4	5	1.4	0.8
31	OH	17.0	55.6	52.7	14.5	17.3	1	0.5	0.3
32	OL	20.0	36.0	31.8	15.0	15.1	4	0.8	0.5
33	OL	7.6	36.4	27.6	21.4	16.2	5	0.8	0.6
34	OL	10.0	38.6	30.5	22.5	17.0	5	1.2	0.8
35	OL	5.2	29.0	23.4	16.1	14.2	5	0.7	0.5
36	OH	24.1	51.5	49.0	17.7	18.4	4	1.1	0.9
37	OH	21.6	66.5	51.5	25.4	23.1	5	2.0	1.5
38	OH	33.2	58.5	48.1	20.9	20.7	4	0.9	0.6
39	OH	24.2	60.0	54.1	15.3	16.7	3	0.4	0.3
40	OL	9.5	29.4	25.5	17.6	18.0	5	0.5	0.3
41	OH	36.2	54.6	50.8	19.8	20.0	3	0.6	0.3
42	OL	14.9	44.0	37.6	16.4	15.7	2	0.4	0.2
43	OH	5.0	53.0	35.6	25.6	21.2	5	1.4	0.9
44	OH	12.3	54.8	42.8	19.3	17.3	5	1.2	0.7
45	OH	8.6	50.8	36.3	22.3	21.1	5	1.2	0.9
46	OL	15.5	38.4	32.0	15.8	16.2	3	0.7	0.5
47	OL	17.6	46.1	37.8	18.6	17.6	4	1.5	0.6
48	OH	2.2	52.5	33.0	25.0	21.1	4	1.7	0.9
49	OL	17.1	45.5	37.5	22.4	19.6	3	0.6	0.4
50	OL	9.0	34.7	26.6	20.4	17.1	3	0.2	0.2
51	OL	8.1	43.0	32.0	25.7	22.1	1	0.2	0.1
52	CL	24.5	44.6	43.3	21.0	22.0	0	0.5	0.2
53	OL	6.0	43.0	34.1	22.0	19.9	5	1.1	1.0

*Average from at least two determinations.

amount of organic matter in the samples, the scale values 0-5 should correspond to increasing content of organic carbon. This is not the case, however, for more than half of the samples. The values obtained by the sodium hydroxide test are generally too high (e.g., samples 14, 24, 27, 32-35, 38, 40, 43-45, 53). For samples 1, 2, 11, 17, and 52, the sodium hydroxide test indicates no organic material although this is clearly shown to be present by the chemical determinations. The colour of the supernatant sodium hydroxide solution therefore gives no useful indication of the organic matter present in soil. For this to be the case, the different types of organic material in soil would have to be equally

extracted by the sodium hydroxide solution. This goes against experience in soil science with the sodium hydroxide extraction of organic matter.

No definite relationship between the values obtained from the sodium hydroxide test and the displacement of the Atterberg limits could be established. For samples 1, 10, 22, and 51 a decrease in the liquid limit of more than 20 per cent is observed after oven drying, although the scale values obtained from the sodium hydroxide tests are 2 and smaller. For samples 3, 6, 8, 13, 16, 18, and 36 the displacement is less than 10 per cent while the sodium hydroxide tests show high organic contents (scale values 4 and 5). It

is stated in the classification (SNV standard sheet 70.008, 1959) that noticeable reductions of the liquid and plastic limits on oven drying are obtained only with samples which contain finely distributed organic impurities. For other soils the Atterberg limits are not influenced by oven drying. No definite indication of the presence of such finely distributed organic impurities can be drawn from the sodium hydroxide test. The statements made in the classification mentioned above are speculative. Other soil components and properties besides organic impurities are known to be responsible for the displacement of the Atterberg limits after oven drying. To demonstrate the dependence of the displacement of the Atterberg limits on the presence of finely distributed organic impurities a method is required with which, within the limits of the classification, the inert (e.g., charcoal-like material, slightly decomposed plant remains) and the active (in respect to the plasticity) carbon can be determined. To our knowledge, no such method as yet exists.

A method, in which the carbon from carbonates is not determined seems most suitable as a rapid method for the determination of organic matter for soil classification since complete destruction of the carbonates, particularly for samples containing dolomites, is time consuming if the organic matter is not to be damaged. We therefore tested wet combustion methods with, respectively, colorimetric determination (Springer and Klee, 1955) of the Cr³⁺ formed by reduction of the dichromate, and titrimetric determination (Walkley and Black, 1934) of the unused dichromate. The rapid method of Springer and Klee (1955) gave no reliable results and the expenditure of time and apparatus (centrifuge, colorimeter) is at least as great as, if not greater than, that when using the rapid method of Walkley and Black (1934). Substances which can be oxidized or reduced such as pyrites, Fe²⁺ oxides, chlorides, and manganese oxides interfere in the Walkley and Black (1934) method (Walkley, 1947; Jackson, 1958). Only about 10 per cent of the elemental carbon such as charcoal and graphite is detected (Walkley,

1947). The considerable differences in the values obtained by the Schollenberger and the Walkley and Black methods are probably due to the presence of such inert carbon. For classification the limited detection of such inert carbon is not a disadvantage. The Walkley and Black rapid method can be carried out by chemically untrained personnel in almost the same length of time as the sodium hydroxide test, gives reliable results, and requires no special apparatus except a chemical balance.

REFERENCES

- British Standard 812 (1951). *Sampling and testing of mineral aggregates, sands and fillers, Part 5, Organic impurities.*
- JACKSON, M. L. (1958). *Soil Chemical Analysis.* London, Constable.
- LAMBE, T. W. (1951). *Soil Testing for Engineers.* New York, Wiley.
- PIPER, C. S. (1944). *Soil and Plant Analysis.* New York, Interscience Publishers.
- SCHOLLENBERGER, J. C. (1927). A rapid approximate method for determining soil organic matter. *Soil Science*, Vol. 24, pp. 65-8.
- SNV-Normblatt 70.005 (1959). *Klassifikation der Lockergesteine, Feldmethode nach U.S.C.S.*
- SNV-Normblatt 70.008 (1959). *Klassifikation der Lockergesteine, Laboratoriumsmethode nach U.S.C.S.*
- SNV-Normblatt 70.345 (1960). *Konsistenzgrenzen.*
- SPRINGER, U., and J. KLEE (1955). Feststellung der optimalen Reaktionsverhältnisse beim reduktometrischen Chromschwefelsäureverfahren zur Schnellbestimmung von Kohlenstoff und Vorschlag einer verbesserten Arbeitsweise. *Z. Pflanzenern., Düng., Bodenk.*, Vol. 71 (116), pp. 193-208.
- WALKLEY, A. (1947). A critical examination of a rapid method for determining organic carbon in soils—Effect of variations in digestion conditions and of inorganic soil constituents. *Soil Science*, Vol. 63, pp. 251-64.
- WALKLEY, A., and I. A. BLACK (1934). An examination of the Degtjareff method for determining soil organic matter, and a proposed modification of the chromic acid titration method. *Soil Science*, Vol. 37, pp. 29-38.

Triaxial and Seismic Laboratory Tests for Stress-Strain-Time Studies

Essais triaxiaux et sismiques pour étudier en laboratoire les relations contrainte-déformation-temps

E. BAMERT, Civil Engineer, Swiss Federal Institute of Technology, Zurich, Switzerland

G. SCHNITTER, Professor, Director of the Laboratories for Hydraulic Research and Soil Mechanics, Swiss Federal Institute of Technology, Zurich, Switzerland

M. WEBER, DR., Professor of Geophysics, Swiss Federal Institute of Technology, Zurich, Switzerland

SUMMARY

Stress-strain-time studies on granular soils were carried out using a combination of soil mechanical and geophysical methods. A normal triaxial compression apparatus for large samples (diam 25 cm) was fitted with seismic measuring equipment. An explanation is offered for discrepancies in the results obtained for elasticity moduli from quasi-static and dynamic methods, respectively.

SOMMAIRE

Afin de décrire le comportement contrainte-déformation des sols pulvérulents en fonction du temps, les auteurs combinent les méthodes d'investigation géotechniques et géophysiques. A cet effet un appareil triaxial normal pour échantillons de grandes dimensions (diam 25 cm) a été équipé d'appareils de mesures sismiques. Une explication est donnée de la discordance entre les modules d'élasticité déterminés à l'aide d'essais quasi-statiques et ceux obtenus à l'aide d'essais dynamiques.

THERE ARE BUILDINGS for which the dynamic properties of deformation of the subsoil form an important basis for correct design. This is especially true for foundations subjected to vibratory loads, for the construction of roads and runways, and for shelters against the effects of both conventional and nuclear weapons.

For some building materials, Hook's law provides a useful approximation of the relation between stress and strain; but it is well known that this law does not necessarily hold for soils as their behaviour is, in general, non-linear and not perfectly elastic. Laboratory determination of so-called stress-strain-time relations for soils is difficult for several reasons. It is, in general, not possible to work with genuinely undisturbed soil samples. The interpretation of the results of dynamic laboratory tests is complicated, e.g., by lateral motion effects occurring in the dynamic triaxial compression test (Whitman, 1957; Parkin, 1962). If the test conditions

are simplified, e.g., so that lateral expansion of the sample is hindered, wall friction effects occur (Heierli, 1961). That the soil is not perfectly elastic is clearly shown if the average frontal velocity (Weber, 1954) of a disturbance, i.e., the propagation velocity of the wave front, obtained from seismic measurements in the field is compared with that calculated from "static" measurements. Differences can reach a factor of 10 or more.

In connection with research on the effect of the time factor on the stress-strain relationship for some common types of soils and rocks a normal triaxial compression apparatus was supplemented with seismic measuring equipment. This adaptation also gives data on the effect of sampling and laboratory handling on the deformation properties of a sample. It is further intended to use geoelectric measurements and other suitable techniques. This paper describes the test apparatus and preliminary tests on granular soils.

APPARATUS

An existing triaxial compression apparatus, large enough to allow coarse-grained soils to be tested, was used. The largest possible sample diameter was 25 cm and the sample surface therefore about 500 sq.cm. The first tests were carried out on samples 36 cm in length. For seismic tests the filter discs at either end of the sample were fitted with piezoelectric pressure gauges (measuring surface 20 sq.cm., natural frequency about 20 kHz). The static principal stresses in the vertical direction, σ_1 , are measured with a pressure cell which serves as a supporting plate for the whole sample (Fig. 1). To avoid arching the dynamic gauge, which is fixed in the centre of the static measuring cell, is at the same height and of the same elasticity modulus as the surrounding filter plate.

If the ratio dynamic measuring element surface:total sample surface is about 1:25 the following advantages are

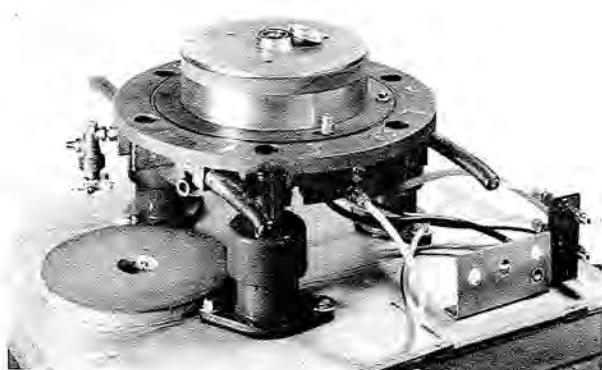


FIG. 1. Static pressure cell used as supporting plate for sample with dynamic measuring element in the centre of the filter disc.

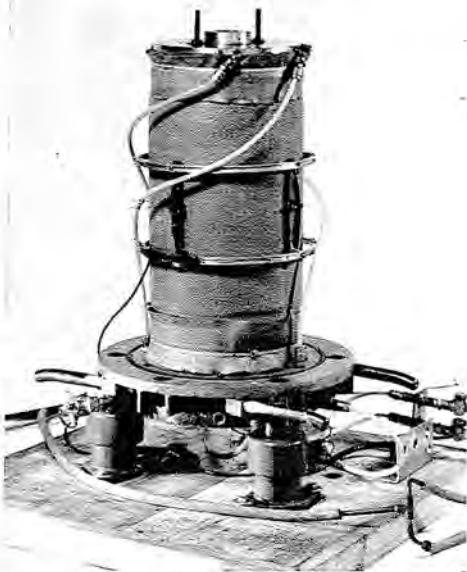


FIG. 2. Soil sample under vacuum with device for the measurement of lateral strain.

obtained. (1) The element has a high natural frequency resulting from the low weight of the pressure plate. (2) Boundary effects are avoided since the measuring element only detects waves running along the axis of the sample.

Fig. 2 shows a sample of quartz-gravel under vacuum. The measuring device for lateral strain, σ_3 , is placed at half the total sample height. As the all-round pressure, p , is normally produced by compressed water, all leads to the measuring elements are insulated. With the triaxial compression apparatus a soil sample can be subjected to a horizontal stress, σ_3 , of up to 10 kg/sq.cm. and, via the two hydraulic presses, to a vertical stress ($\sigma_1 - \sigma_3$) of up to 35 kg/sq.cm. The disturbance is introduced into the sample using a

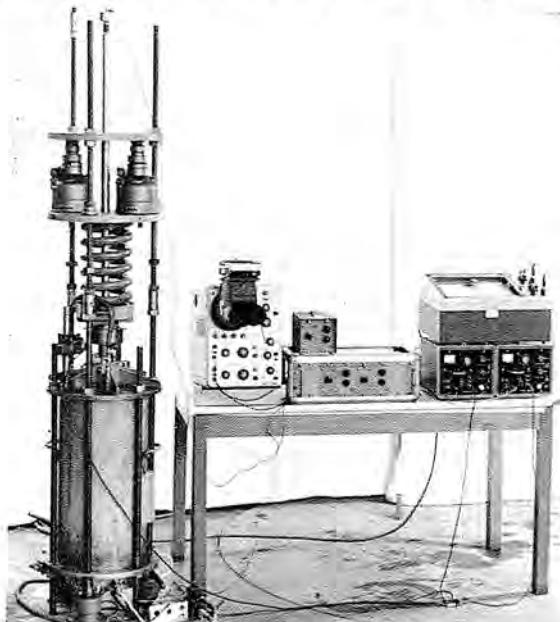


FIG. 3. Triaxial compression apparatus with seismic measuring device, dual-beam oscilloscope, and X-Y recorder.

dropping weight and its development recorded by means of pre-amplifiers, a dual-beam cathode-ray oscilloscope, and a polaroid camera. The stress-strain curves are registered directly on the X-Y recorder (Fig. 3). The maximum amplification of the principal stress σ_1 is (0.05 kg/sq.cm.)/cm and of the principal strain ϵ_1 is 0.01 per cent/cm. Thus a satisfactory determination of the reversible deformation, even for material of low compressibility, is assured.

TESTING PROCEDURE

Using the apparatus shown schematically in Fig. 4, it is possible to measure the travel time of a disturbance of low intensity through a soil sample at various principal stress ratios $\sigma_1:\sigma_3$. Arrangement 4(a) served to establish the influence of increasing hydrostatic pressure, p ($\equiv \sigma_1 \equiv \sigma_3$). In arrangements 4(b) and 4(c) the disturbances travel through the sample in the direction of the largest and of the smallest principal stresses respectively. The vertical load of the sample was kept constant using a mechanical spring device, S. Variations in the vertical principal stress resulting, e.g., from small creeping effects, were thus, to a large extent, avoided while seismic measurements were being taken.

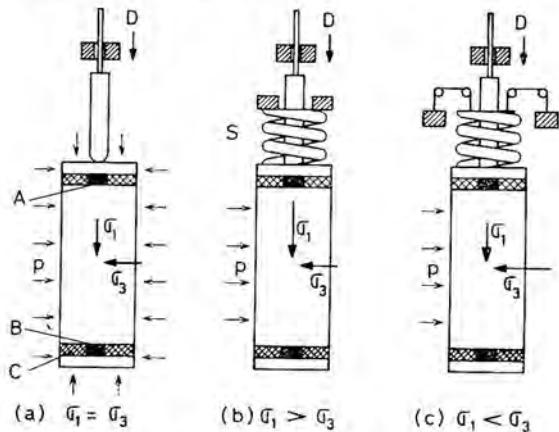


FIG. 4. Testing arrangements. A. and B, pressure gauges for dynamic measurements; C, pressure cell for static measurements; D, dropping weight; S, Spring device to preset σ_1 ; p, all-round pressure; σ_1 , vertical principal stress; σ_3 , horizontal (lateral) principal stress.

SAMPLES

Preliminary tests were carried out on four samples of dry quartz-gravel (diam 3 mm) and on one "undisturbed" sample of loamy loess. The grain size distribution curves of both materials are seen in Fig. 5. The samples are essentially

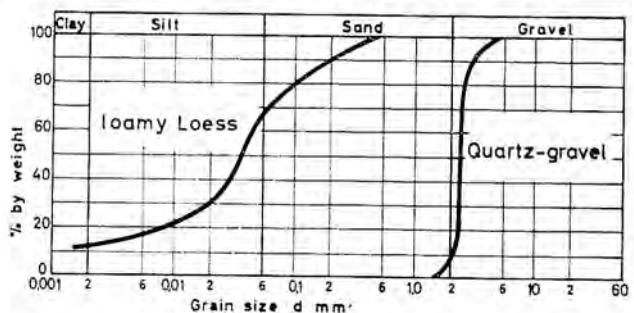


FIG. 5. Grain size distribution curves.

different in grain size and in cohesion properties. The dry density and the porosity of both samples are, however, the same ($\gamma = 1.55$ tons/cu.m.; $n = 42$ per cent).

STRESS-STRAIN RELATION

Stress-strain curves were determined under slow, i.e. quasi-static, loading for σ_3 values of 1, 3, 5, 7, and 9 kg/sq.cm. Starting from $\sigma_1 = \sigma_3$, the vertical principle stress σ_1 was continuously increased to incipient plastic flow and then reduced to the initial value again. Repeating this gives hysteresis-type curves such as those shown in Fig. 6 (a and b) for $\sigma_3 = 3$ kg/sq.cm. As expected the deformations

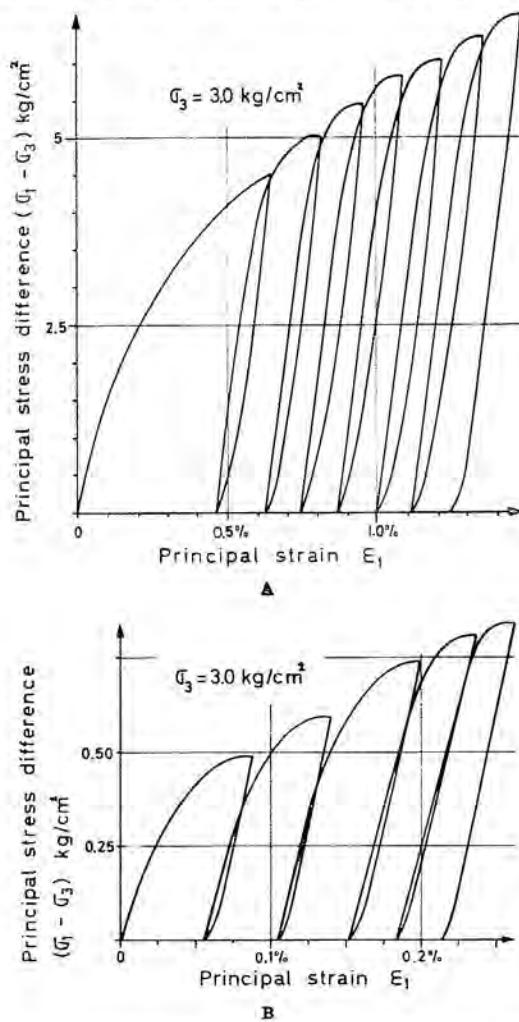


FIG. 6. Stress-strain diagrams for repeated loading and unloading; A, quartz-gravel; B, loamy loess.

produced by an initial loading of the sample, are, to a large extent, plastic. If the previous maximum load is not exceeded, unloading and reloading again produces mainly elastic deformations. The sample of loamy loess showed creeping effects even for small $(\sigma_1 - \sigma_3)$ values. The strain rate was therefore reduced until creeping no longer had any measurable effect. Under these conditions a loading-unloading cycle for loamy loess required about 10 minutes. As the quartz-gravel showed no measurable creeping the loading cycle required only about 2 minutes.

The modulus of elasticity can be formally calculated, using Hook's law, from the elastic deformation defined by

the unloading curve and also from the tangents at the turning points on the stress-strain diagram. For the examples given here the difference in the values obtained by the two methods is small.

Taking into account the probable error of readings from the graphs, the formal elasticity moduli are similar for all loading cycles. These observations agree with the results of Lo's work on clay (1961). However, other authors, for instance, Selig (1964) have noted that the formal elasticity modulus for sand increases with the number of loading cycles. This does not necessarily disagree with our findings, however. There is, for instance, an evident relation between the modulus of elasticity and the degree of compactness of the material. The discrepancies between our findings and those of Selig and others could therefore be explained if, e.g., the earlier laboratory methods used other materials and involved greater compacting.

Increasing the pressure, p , by steps resulted in an increase in the formal elasticity modulus as shown in Fig. 9. This has already been shown using other testing methods, e.g., vibration of the sample (Hardin, 1963).

SEISMIC MEASUREMENTS IN SAMPLES

An impulse was applied to the upper surface of the sample resulting in a disturbance which travelled along the sample length and was reflected at its lower end. Measurements were

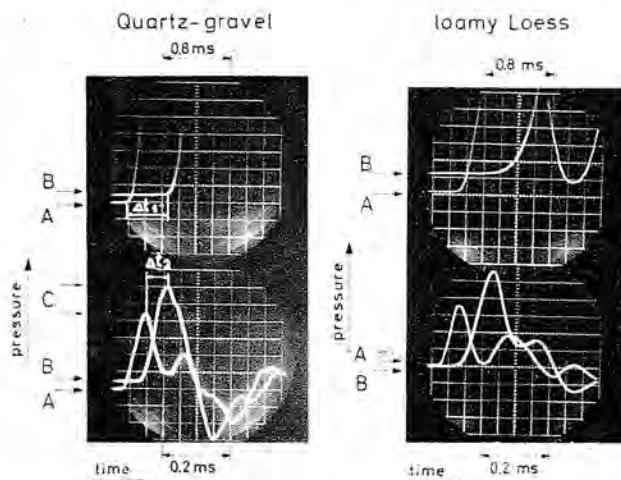


FIG. 7. Pressure-time curves of disturbances.

taken at the upper and lower ends (A and B respectively, Fig. 7). The frontal velocity of the disturbance is significantly higher than the velocity with which the pressure peaks travel through the sample. It is seen that, over the same sample length, the disturbance is considerably less distorted in quartz-gravel than in loamy loess. The onsets of the disturbances were also recorded using a larger time deflection (see upper half of Fig. 7).

Using the travel times Δt_1 and Δt_2 the velocities c_1 and c_2 were calculated (where c_1 = frontal velocity and c_2 = velocity of the pressure peak), and thus the dynamic elasticity moduli E_{d1} and E_{d2} approximated using the formula $E = (\gamma/g)c^2$. These are plotted in Fig. 8. The state of strain of the sample has little effect on E_{d1} and E_{d2} .

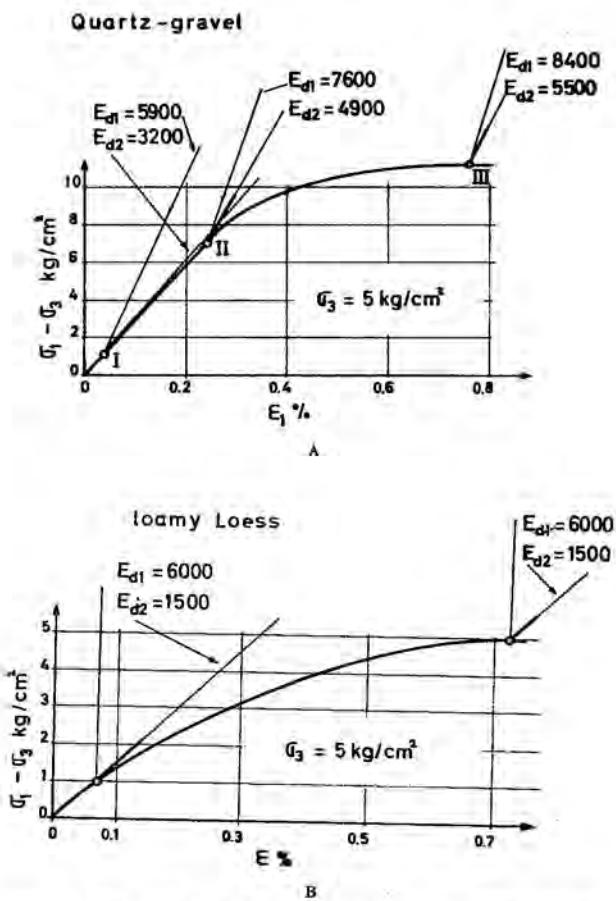


FIG. 8. Stress-strain diagrams obtained statically showing elasticity moduli obtained dynamically.

Elasticity moduli determined in regions I ($\sigma_1 \sim \sigma_3$), II ($\sigma_1 > \sigma_3$), and III (incipient plastic flow) are similar. $E_{d2} \approx E_s$, where E_s is the modulus determined from the slope of the stress-strain curve at the origin. This relation holds, however, except in the perfectly elastic case, only in the neighbourhood of the origin. A slight increase in E_{d1} and E_{d2} with increasing values of $(\sigma_1 - \sigma_3)$ was observed for quartz-gravel but not for loamy loess. E_{d1} , E_{d2} , and E_s are plotted in Fig. 9. The values obtained all fall within a narrow range, and the curves obtained are similar for both materials. In both cases $E_s \approx E_{d2}$. However, E_{d1} is considerably larger than E_{d2} , reaching almost $2E_{d2}$ in the case of quartz-gravel and approximately $3E_{d2}$ for loamy loess.

INTERPRETATION OF RESULTS

Our experiments have shown that elasticity moduli, for soils, obtained dynamically in the laboratory differ from those obtained statically if the dynamic methods use only the effect of the front of a disturbance. The following explanation is offered: The effects of the disturbance result in deformations of the individual grains in the neighbourhood of the wave front only, and occur too quickly for other types of motion (e.g., translation, rotation) to be possible, as under quasi-static loading. Furthermore, damping affects the onset of the disturbance in the dynamic method. The increase in the moduli of elasticity with increasing pressure, p , can be explained using the Hertz formulae.

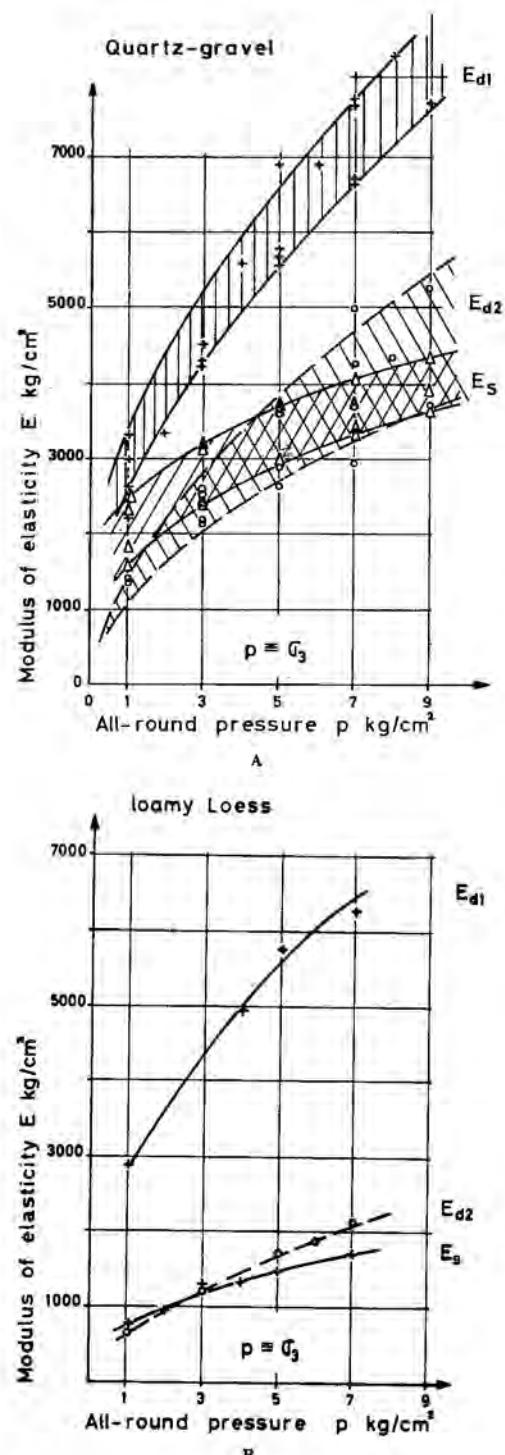


FIG. 9. Relation of moduli of elasticity (E_s , E_{d1} , and E_{d2}) and all-round pressure, p .

ACKNOWLEDGMENT

The authors thank Mr. Ch. Schaeerer, head of the soil mechanics division, Dr. L. Mazurczak, Mr. H. Hotz, and Miss A. White, all of the Laboratories for Hydraulic Research and Soil Mechanics at the Swiss Federal Institute of Technology, for their assistance. The work received financial support from the Swiss Federal Department for Civil Defence.

REFERENCES

- HARDIN, B. O., and F. E. RICHART (1963). Elastic wave velocities in granular soils. *Proc. American Society Civil Engineers, Jour. of the Soil Mechanics and Foundations Division*, Vol. 89, Part 1, pp. 33-65.
- HEIERLI, W. (1961). Die Dynamik eindimensionaler Bodenkörper im nichtlinearen, nichtelastischen Bereich. *Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau und Erdbau an der E. T. H. (Zürich)*, No. 53, pp. 1-118.
- LO, K. Y. (1961). Stress-strain relationship and pore water pressure characteristics of a normally-consolidated clay. *Proc. Fifth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering* (Paris), Vol. 1, 219-24.
- PARKIN, B. R. (1962). Theory compared with experiments on sand columns. *Trans. American Society of Civil Engineers*, Vol. 127, Part 1, pp. 1270-319.
- SELIG, E. T. (1964). Shock induced stress wave propagation in sand. Thesis, Illinois Institute of Technology, Chicago.
- WEBER, M. (1954). Die Bestimmung der Frontgeschwindigkeit in einem einachsig inhomogenen Körper aus seismischen Reflexionsmessungen. *Geophysica pura e applicata* (Milano), Vol. 29, pp. 11-21.
- WHITMAN, R. V. (1957). The behaviour of soils under transient loadings. *Proc. Fourth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering* (London), Vol. 1, pp. 207-10.

Digue de Göschenenalp: essais, mise en place, compactage et comportement

Göschenenalp Earthfill Dam: Soil Tests, Placement, Compaction, and Behaviour

B. GILG, DR. ING., *Electro-Watt, Zurich, Suisse*

SOMMAIRE

Cet article traite des problèmes de compactage des remblais qui se sont posés pour le projet et lors de l'exécution de la digue de Göschenenalp; il relate également les mesures de contrôle effectuées depuis 1959. Il montre enfin que pour une grande digue de 150 m de hauteur, les déformations se stabilisent très rapidement dans un domaine pratiquement élastique et que les déformations horizontales maximums au couronnement par suite de la poussée hydrostatique sont d'environ 7 cm.

SUMMARY

This paper deals with the compaction problems posed during the design and construction of the Göschenenalp earth dam, and describes the control measurements which have been made since 1959. It is also shown that for a large earth dam, 150 m high, the deformations stabilize very quickly in a practically elastic mode of behaviour and that the maximum horizontal deformations at the crown, resulting from hydrostatic pressure, are about 7 cm.

LES FIGS. 1 ET 2 représentent la situation et le profil-type de la digue, dont la hauteur est de 155 m, la longueur au couronnement de 540 m et le volume de 9,3 millions de mètres cubes. Les corps d'appui sont en grande partie fondés sur du terrain meuble présentant une bonne stabilité. Au pied du talus amont se trouve cependant une zone de qualité inférieure comportant des lentilles de silt et même de tourbe qui a nécessité des drains verticaux de sable avant d'être consolidée au moyen d'une surcharge de 15 à 20 m d'épaisseur et d'environ 200 m de longueur. Les pressions interstitielles ont de cette façon diminué assez rapidement jusqu'à 10 pour cent de la valeur de la surcharge totale.

Le noyau, d'un volume de 0,9 millions de mètres cubes, ainsi que les zones de transition sont directement fondés sur le rocher afin d'améliorer l'étanchéité de l'ouvrage, ce qui a nécessité une excavation de 1,1 millions de mètres cubes. Le rocher de fondation est constitué par du granit schisteux de l'Aar qu'il a fallu traiter au moyen d'un important voile d'injections car ses failles peuvent atteindre de grandes dimensions. Les matériaux du noyau et des zones de transition furent extraits du fond de la vallée dans la région du futur bassin. La granulométrie naturelle étant très hétérogène, un triage et une séparation dans les composantes 0 à 30, 30 à 100, et 100 à 200 mm s'avérèrent nécessaires; les grains plus

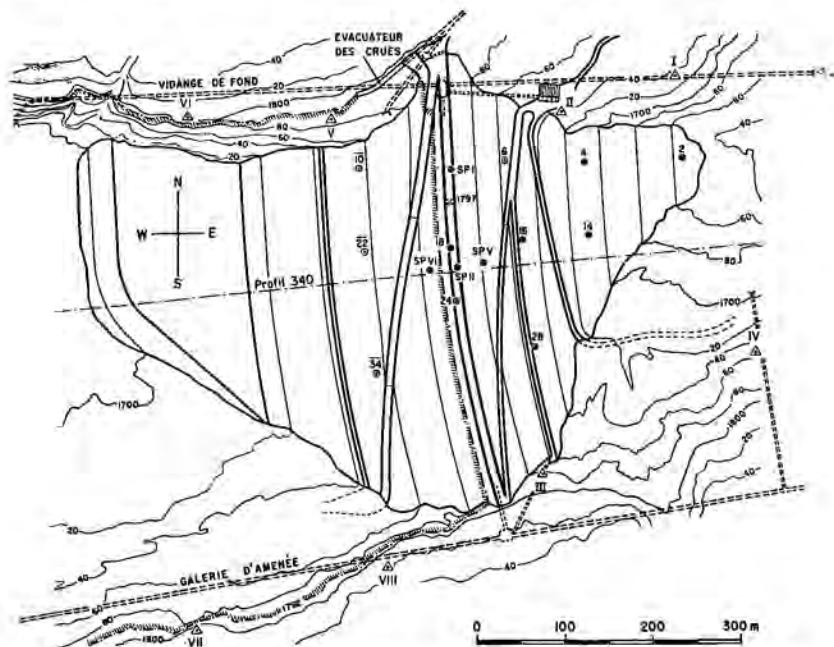


FIG. 1. Plan de situation de la digue avec les emplacements de mesure auxquels le texte se réfère: repères 2, 4, 6, 14, 16, 18, 24, 28, 10, 22, 34, SP I, SP II, SP V et SP VI.

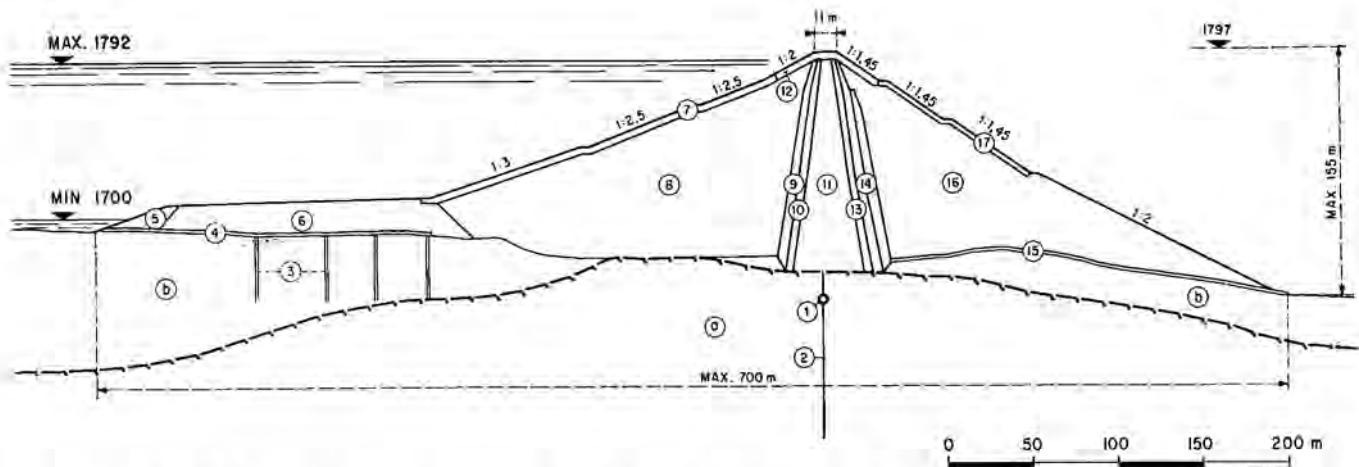


FIG. 2. Profil-type de la digue. 1, galerie d'injection; 2, voile d'injection; 3, drains verticaux; 4, tapis de drainage amont; 5, protection de la recharge; 6, recharge; 7, perré de protection amont; 8, corps amont; 9, drainage amont; 10, filtre amont; 11, noyau; 12, blocage du couronnement; 13, filtre aval; 14, drainage aval; 15, tapis de drainage aval; 16, corps aval; 17, perré de protection aval; a, rocher; b, alluvions.

grands que 200 mm étaient concassés. Le noyau consistait en un mélange des composantes 0 à 30 et 30 à 100 mm auquel étaient ajoutés 220 à 250 kg d'argile Opalit par m.cu. Les caractéristiques de cette argile étaient les suivantes: poids spécifique, 2.7 tonnes/m.cu.; limite moyenne de plasticité, 17 pour cent; limite moyenne de liquidité, 38 pour cent; indice de plasticité moyenne, 21; granulométrie: <0.002 mm, 23-30 pour cent (moyenne 26 pour cent); <0.02 mm, 63-76 pour cent (moyenne 69 pour cent); <0.2 mm, 90-93 pour cent (moyenne 92 pour cent).

Les zones de transition étaient constituées par des mélanges 0 à 30 et 30 à 100 mm pour les filtres et 0 à 30, 30 à 100, et 100 à 200 mm pour les drainages. Les corps d'appui furent remblayés avec des matériaux morainiques empruntés aux flancs de la vallée de part et d'autre du site.

RÉSULTATS DES ESSAIS PRÉLIMINAIRES

Parmi les nombreux essais exécutés en laboratoire et sur place afin de déterminer les propriétés géotechniques nécessaires au calcul de stabilité, il convient de relever ici les essais de compactage et les interdépendances constatées entre le grain maximum, la densité apparente et la résistance au cisaillement.

Pour le *matériel du noyau*, l'augmentation du grain maximum de 10 à 30 mm a provoqué un léger relèvement de la densité sèche de 2.12 à 2.16 tonnes/m.cu.; cependant l'influence de la méthode de compactage était bien plus importante. C'est ainsi qu'avec l'essai Proctor modifié on arrivait à une densité sèche d'environ 5 pour cent plus élevée qu'avec l'essai Proctor standard. Les éprouvettes des essais triaxiaux effectués simultanément pour les différentes compositions étudiées avaient des densités apparentes égales ou légèrement supérieures à ces dernières; elles ont montré que l'influence du grain maximum 10 ou 30 mm sur la résistance au cisaillement était relativement faible mais que l'angle de frottement interne augmentait de 36° à 39° (cohésion admise nulle) lorsque la porosité diminuait de 22 à 18 pour cent, c'est à dire entre les valeurs de Proctor standard et de Proctor modifié.

Des essais systématiques ont été également entrepris par la suite pour étudier l'influence du grain maximum sur la densité sèche et la résistance au cisaillement du *matériel des*

corps d'appui. Ils ont conduit à 2 constatations principales: Pour un grain maximum donné, l'angle de frottement diminue considérablement lors de l'augmentation du volume des pores. Pour un volume des pores donné, l'angle de frottement diminue lors de l'augmentation du grain maximum. Ce phénomène est illustré par le tableau I qui résume les essais effectués avec une pression latérale de 0.9 kg/cm.ca. en admettant que la cohésion apparente était nulle.

TABLEAU I. RELATIONS ENTRE LE GRAIN MAXIMUM, LA POROSITÉ ET L'ANGLE DE FROTTEMENT

Grain maximum (mm)	Volume des pores (pour cent) correspondant à un angle de frottement interne de			
	41°	43°	45°	47°
3	36	34	33	32
10	33	31	29	28
30	30	27	25	24
100	26	23	22	20
600 (extrapolation)	23	21	19	17

RÉSULTATS DES ESSAIS À GRANDE ÉCHELLE

Avant le commencement des travaux de remblai de la digue, des essais nombreux des différents matériaux ont été exécutés sur le site avec des engins de mise en place en faisant varier la hauteur des couches des remblais, la teneur en eau et le travail de compactage. Pour le *nouau et les zones de transition*, les résultats ont confirmé qu'il est difficile de vérifier l'influence de la teneur en eau sur la densité sèche par des essais à grande échelle. On a constaté par contre une baisse manifeste de la densité en fonction de l'augmentation de la hauteur des couches.

Les variations de la densité étaient mesurables jusqu'à 8 passages d'un rouleau à pneus de 35 tonnes, mais à partir du quatrième passage les différences étaient minimales. En outre ces essais ont prouvé une fois de plus que le compactage Proctor modifié est normalement trop favorable par rapport à la mise en place sur le chantier et qu'il fallait s'attendre à obtenir pour le noyau une densité de 2.15 tonnes/m.cu. avec le diamètre maximum de 100 mm, valeur voisine du résultat Proctor standard avec un grain maximum de 30 mm. La tendance à une augmentation de la densité Proctor standard

entre 10 et 30 mm observée durant les essais préliminaires aurait pu laisser espérer des valeurs encore plus grandes pour des grains maximums plus élevés. Le démenti apporté à cette simplification par les essais à grande échelle a nettement mis en évidence le danger d'extrapolations de ce genre à partir des résultats obtenus en laboratoire avec des grains maximums peu élevés.

Pour les *corps d'appui* on étudia la mise en place de couches de 2 à 3 m d'épaisseur selon différentes méthodes: sans compactage artificiel, avec ou sans humidification préalable, en consolidant par arrosage après décharge. C'est la mise en place du matériel humidifié qui fut retenue car elle donnait les meilleurs résultats; les mesures effectuées dans des trous de contrôle de 200 à 300 m.cu. accusaient avec cette méthode une densité sèche moyenne de 2.25 tonnes/m.cu. ($n = 17$ pour cent).

MISE EN PLACE ET COMPACTAGE

La mise en place s'est effectuée en adaptant les expériences recueillies lors des essais aux installations de chantier à disposition.

Le matériel de noyau 0 à 100 mm était enrichi de 11 ou 12 pour cent d'argile; les couches étaient compactées au moyen d'un rouleau à pneus Albaret de 40 tonnes en 8 passes et avaient une épaisseur finale de 25 cm. La teneur en eau optimum rapportée à un grain maximum de 30 mm était de 7 pour cent ce qui correspond à 5.5 pour cent pour le grain maximum réel de 100 mm. Une attention particulière a été vouée au contact entre le noyau et le rocher. Ce dernier était tout d'abord décapé et lavé; les fissures étaient bourrées de mortier et les parties en surplomb étaient minées ou bétonnées. La surface était d'autre part traitée au moyen d'injections de contact puis recouverte sur une épaisseur de 20 cm d'un mortier argileux 0 à 8 mm dosé à 20 pour cent d'argile avec une teneur en eau d'environ 12 pour cent (consistance plastique), qui était tassé avec une dame Pegson. On mettait alors en place, en couches damées de 35 cm, une zone de transition de 2 m d'épaisseur constituée par du matériel de noyau 0 à 30 mm enrichi de 20 pour cent d'argile. La teneur en eau de ce matériel était de 9 pour cent.

Pour les *couches de filtre et drainage*, le nettoyage de la surface, la mise en place et le compactage étaient les mêmes que pour le noyau. Le contact du filtre avec le rocher était constitué par une couche de 50 cm de matériel 0 à 30 mm damé par un poids suspendu à une grue mobile alors que le matériel de drainage était mis en place directement contre le rocher préalablement purgé. Les différentes zones de drainage étaient constituées par des matériaux 0 à 200 mm,

qui n'étaient pas soumis à des prescriptions particulières de teneur en eau.

Les *corps d'appui* étaient remblayés en couches de 2.5 m avec du matériel dont le grain maximum était limité à 1 m de côté ou 1 m.cu. de volume. Conformément aux résultats des essais préliminaires, chaque convoi de 10 m.cu. était arrosé d'environ 0.5 à 1 m.cu. d'eau en vue d'obtenir une meilleure mise en place. Ce mouillage était cependant supprimé au contact avec le drainage afin d'éviter un délavage, en outre l'épaisseur des couches était alors réduite à 1.5 m.

CONTRÔLES DE LA MISE EN PLACE

Les contrôles de la qualité des matières premières et de leur remblayage étaient limités aux propriétés suivantes: granulométrie, teneur en eau, densité apparente.

La perméabilité du noyau a été au début contrôlée sur place ainsi qu'avec l'œdomètre mais les excellentes valeurs obtenues ($k \approx 10^{-7}$ cm/sec) permirent bientôt de renoncer à ces mesures. Pour la mesure du compactage on tamisait le matériel à 30 mm puis on appliquait la méthode Proctor standard.

Les résultats moyens des contrôles, les méthodes utilisées et la fréquence des essais ressortent du tableau II. Les contrôles granulométriques de l'année 1959 sont récapitulés à la fig. 3.

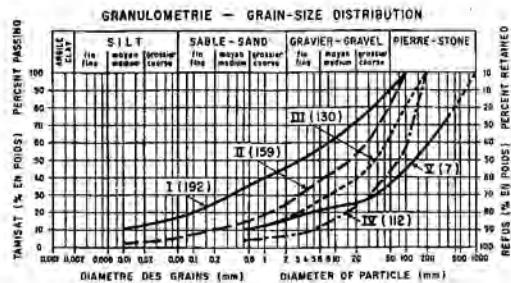


FIG. 3. Courbes granulométriques moyennes de l'année 1959. I, noyau; II, filtre; III, drainage 1; IV, drainage 2; V, corps d'appui; (159) nombre des essais.

TASSEMENTS ET COMPORTEMENT DES TALUS

Le processus des tassements est observé par des repères similaires à ceux du U.S. Bureau of Reclamation, ainsi que par géodésie. Les résultats de ces mesures sont représentés aux figs. 4 (parement aval) et 5 (parement amont et couronnement).

TABLEAU II. RÉSULTATS MOYENS DES CONTRÔLES

Matériau	Grain maximum (mm)	Propriété géotechnique	Campagne de mise en place			Méthode de détermination de la densité et fréquence des essais
			1958	1959	1960	
Noyau ($\gamma_s = 2.72$)	100	Densité apparente (tonnes/m.cu.) Teneur en eau (pour cent) pour cent < 0.1 mm.	2.19 6	2.20 5.5	2.21 5.5	sable de recharge, 25 litres tous les 1200 m.cu.
Filtre ($\gamma_s = 2.72$)	100	Densité apparente (tonnes/m.cu.) Teneur en eau (pour cent) pour cent < 0.1 mm	2.23 5	2.19 4	2.25 4	sable de recharge, 25 litres tous les 1200 m.cu.
Drainage 1 ($\gamma_s = 2.72$)	200	Densité apparente (tonnes/m.cu.) (Teneur en eau 3-4 pour cent) pour cent < 1.0 mm.	2.25 13	2.13 13	2.35 13	excavation d'un tronc de pyramide, 0.3 m.cu. tous les 1500 m.cu.
Drainage 2 ($\gamma_s = 2.72$)	200	Densité apparente (tonnes/m.cu.) (Teneur en eau 1.5-2.5 pour cent)	2.23 2.23	2.13 2.13	2.15 2.15	
Corps d'appui ($\gamma_s = 2.72$)	800	Densité apparente (tonnes/m.cu.) pour cent < 1.0 mm	2.23 13	2.15 12	2.12 11	excavation d'un tronc de pyramide 250 m.cu. tous les 200'000 m.cu.

Au poste VI (fig. 5) le recouplement des résultats obtenus par géodésie et par le système U.S.B.R. est remarquable mais au poste V (fig. 4) la somme des tassements obtenus avec le tubage est trop faible par rapport aux mesures géodésiques parce que la partie inférieure du tubage s'est bouchée et n'était plus mesurable. On obtient cependant avec les tubages des résultats très satisfaisants.

Le réseau des repères géodésiques superficiels permet en outre d'observer les déplacements horizontaux, qui sont

également reportés aux figs. 4 (parement aval) et 6 (parement amont et couronnement). En ce qui concerne la valeur des tassements, on constate que le corps d'appui amont a accusé après la deuxième vidange du lac des valeurs triples de celles observées à l'aval. Les points 6, 16 et 28 du parement aval donnent des résultats comparables à ceux du repère de tassement V alors que plus bas (points 2, 4 et 14), par suite d'une consolidation plus avancée, les tassements observés sont plus faibles.

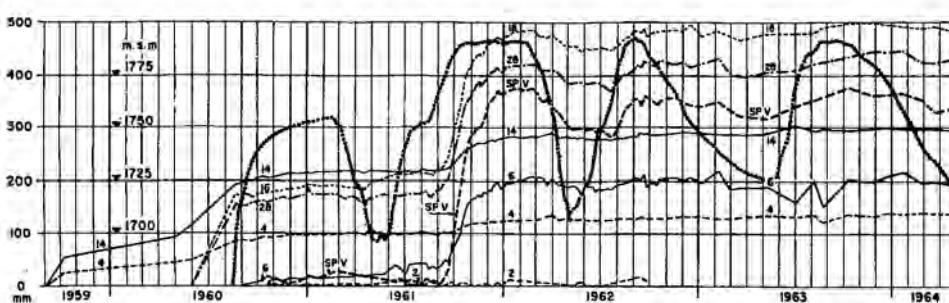
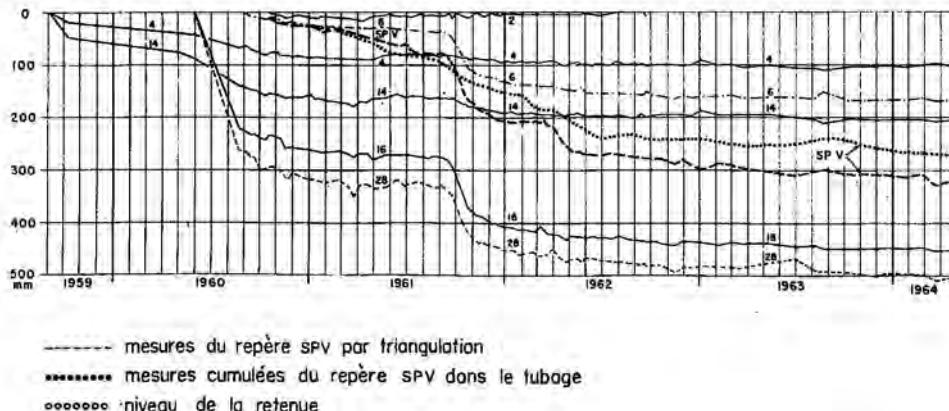


FIG. 4: Déplacements de 7 repères du talus aval: en haut dans le sens vertical, en bas dans le sens horizontal. Les déplacements sont positifs lorsqu'ils sont dirigés vers le bas ou vers l'aval.

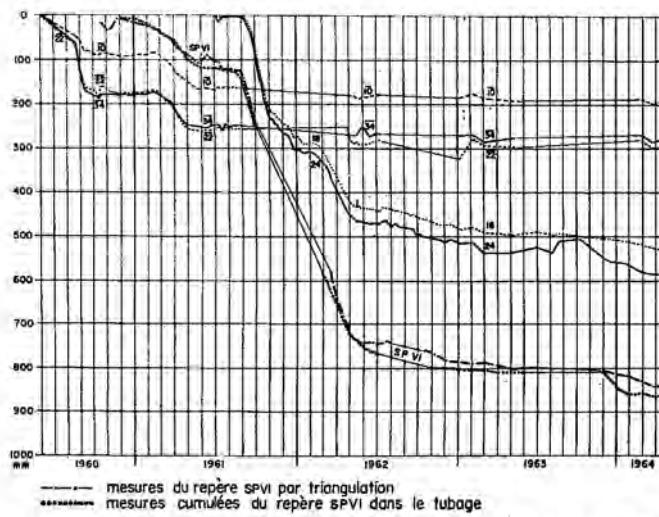


FIG. 5. Déplacements verticaux du couronnement (18, 24) et du talus amont (10, 22, 34, SP VI). Les traits fins correspondent aux périodes d'immersion.

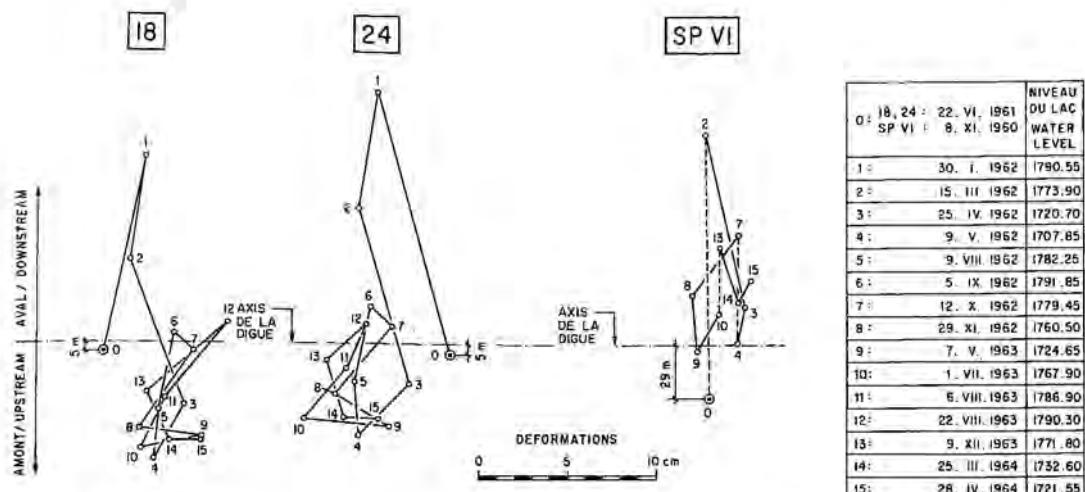


FIG. 6. Déplacements horizontaux du couronnement (18, 24) et du talus amont (SP VI).

La fig. 4 montre qu'à partir du troisième cycle de remplissage-vidange, la déformation horizontale plastique du talus aval a considérablement diminué et ne comporte plus qu'environ 1 cm par an, en outre qu'il se produit une déformation élastique bien marquée directement fonction du niveau du lac et dont la valeur au point SP V voisin du couronnement atteint environ 5 cm. Les déplacements horizontaux des

points du couronnement 18, 24 et SP VI sont représentés pour différents niveaux du lac à la fig. 6, qui montre que les déformations horizontales élastiques du couronnement sont de l'ordre de 7 cm et que, malgré l'importance de l'ouvrage, un régime permanent du comportement est déjà atteint peu après la mise en service.

Internationaler Erdbaukongress 1965

**Le Congrès International de mécanique
des sols 1965**

M. Halder, Dipl.-Ing. SIA, c/o Bless & Co., Zürich

Tieffundationen

Fondations profondes

Rudolf Ledergerber, Dipl.-Ing. ETH, Köniz

Internationaler Erdbaukongress 1965

M. Halder, Dipl.-Ing. SIA, c/o Bless & Co., Zürich

Einführung

Anfang September 1965 wurde in Montreal, Kanada, der 6. Internationale Kongress für Bodenmechanik und Fundationstechnik durchgeführt. Wir veröffentlichen nachstehend als ersten Artikel einen Bericht über diesen Kongress, verfasst von einem schweizerischen Teilnehmer und Mitglied der Schweizerischen Gesellschaft für Bodenmechanik und Fundationstechnik. In diesem Bericht wird auf die sechs Hauptprogrammpunkte hingewiesen.

Anlässlich der im letzten Jahr in Bern durchgeführten Herbsttagung der obgenannten schweizerischen Gesellschaft berichteten verschiedene Redner über den 6. Internationalen Kongress in Montreal, und zwar jeweils pro Programmpunkt ein Redner. Im nachstehenden veröffentlichten wir das Referat von Herrn Ingenieur R. Ledergerber, Koeniz, Bern, der über die Tieffundation berichtete.

Praktisch alle Berichte zu diesem Programm behandelten die Pfahlfundation, so dass der Verfasser sich auf diese Fundationen beschränken konnte. Speziell erwähnt werden die Probleme des Einzelpfahles unter vertikaler Last, ferner das Verhalten einer Pfahlgruppe unter vertikaler Last sowie dasjenige des Einzelpfahles unter anderen als vertikalen Gebrauchslasten. Kurz werden auch die Probleme der Pfahlherstellung und der Spezialpfähle behandelt. Sg

Introduzione

All'inizio di settembre si è tenuto a Montreal nel Canada, il 6. Congresso Internazionale di meccanica del terreno e di tecnica delle fondamenta. Come primo articolo sull'argomento pubblichiamo un rapporto su tale Congresso redatto da uno dei partecipanti di nazionalità svizzera, socio della Società Svizzera omonima. In tale rapporto si accenna ai sei principali punti programmatici.

La suddetta Società ha tenuto l'autunno scorso a Berna un'assemblea d'orientamento sul Congresso di Montreal, nel corso della quale vari oratori hanno riferito sui singoli punti programmatici.

Vom 8.—15. September 1965 wurde in Montreal (Kanada), der 6. Kongress der internationalen Gesellschaft für Bodenmechanik und Fundationstechnik abgehalten. Die bisherigen Kongresse dieser Gesellschaft wurden in Cambridge (Massachusetts) 1936, in Rotterdam 1948, in Zürich 1953, in London 1957 und in Paris 1961 durchgeführt.

Diese internationalen Zusammenkünfte sollen den Teilnehmern Gelegenheit geben, neue Ideen und Forschungsergebnisse aus dem Gebiet der Bodenmechanik und Fundationstechnik zu publizieren und zu vergleichen. Es sollen zudem durch den persönlichen Kontakt der Fachleute eine gewisse Zusammenarbeit und ein Erfahrungsaustausch angebahnt werden.

Die Möglichkeit, alte Bekannte zu treffen und die Tatsache, dass der Kongress — wie üblich — in einer touristisch interessanten Stadt durchgeführt wurde, mögen manchem den Entschluss zur Teilnahme erleichtert haben.

In den Fachsitzungen des Kongresses in Montreal wurden folgende Gebiete der Erdarbeutechnik behandelt:

1. Allgemeine Bodeneigenschaften (31 Beiträge).
2. Scherfestigkeit und Zusammendrückbarkeit der Böden (61 Beiträge).

Le Congrès international de mécanique des sols 1965

M. Halder, ing. dipl. SIA, c/o Bless & Cie, Zurich

Introduction

C'est au début de septembre passé que se déroula à Montréal, au Canada, le 6ème Congrès International de mécanique des sols et des travaux de fondations. Nous publions ci-après un rapport sur ces assises, à titre de premier article. Il a été rédigé par un participant suisse, membre de la Société suisse de mécanique des sols et des travaux de fondations. Ce rapport se réfère à six points principaux du programme.

La société suisse précitée a tenu l'automne dernier à Berne une séance consacrée à l'information. Divers orateurs parlèrent du 6e Congrès International de Montréal, chacun ayant à traiter un point du programme. Nous reproduisons ci-après la conférence de Monsieur R. Ledergerber, ingénieur à Koeniz (Berne), sur la fondation sur pieux. Tous les rapports se référant à ce programme traitaient pratiquement de la palification, de telle manière que l'auteur put se restreindre à ces fondations.

Les problèmes du pieu isolé sous charge verticale font l'objet d'une mention spéciale, ainsi que le comportement d'un groupe de pilotis sous charge verticale, et celui du pieu isolé sous d'autres charges que celles verticales de service. Les problèmes de la confection des pieux ordinaires et spéciaux sont également évoqués brièvement.

Ce. de Tr.

Nell'articolo seguente pubblichiamo la relazione dell'ing. R. Ledergerber (Köniz, Berna) riguardante le fondamenta in profondità. Praticamente tutti i rapporti riguardanti tale programma hanno trattato delle fondamenta a palafitte, cosicché l'autore ha potuto limitarsi a questo tipo di costruzione. In modo speciale vengono trattati i problemi riguardanti una palafitta singola sottoposta a carica verticale, oltre al comportamento di un gruppo di palafitte sotto analoga carica e a quello di una palafitta singola sottoposta a cariche non verticali. Vengono pure trattati brevemente i problemi della fabbricazione e dei tipi speciali di palafitte.
Bia.

Le 6ème Congrès de la Société internationale de mécanique des sols et des travaux de fondations se tint du 8 au 15 septembre 1965 à Montréal au Canada. Les Congrès précédents de cette société avaient eu lieu à Cambridge (Massachusetts) en 1939, à Rotterdam en 1948, à Zurich en 1953, à Londres en 1957 et à Paris en 1961.

Ces symposiums internationaux doivent fournir aux participants l'occasion de publier et de comparer de nouvelles idées, ainsi que les résultats des recherches dans le domaine de la mécanique des sols et des travaux de fondations. En outre, l'on s'attend à une certaine collaboration et à un échange d'expériences par le contact personnel des spécialistes.

La possibilité de rencontrer de vieilles connaissances et le fait que le Congrès, comme précédemment, était organisé dans une ville présentant un intérêt touristique aura certainement facilité à plusieurs la décision d'y participer.

Les domaines spécialisés suivants de la mécanique des sols furent traités au cours des séances techniques du congrès de Montréal:

1. Propriétés générales des sols (31 travaux).
2. Propriétés des sols: Résistance au cisaillement et consolidation (61 travaux).

3. Flachfundationen (48 Beiträge).
4. Pfahlfundationen (28 Beiträge).
5. Erd- und Gebirgsdruck (16 Beiträge).
6. Erd- und Steinschüttlämme, Böschungen, offene Baugruben (34 Beiträge).

Die Beiträge wurden einige Monate vor Kongressbeginn publiziert, so dass die Teilnehmer die Möglichkeit hatten, die sie interessierenden Artikel zu studieren, um am Kongress mit gut begründeten Beiträgen zur Diskussion beizutragen.

Die Fachsitzungen wurden jeweils mit Vorträgen über folgende Themen von allgemeinem Interesse eröffnet:

- Uebersichten über die Geologie von Kanada und die nähere Umgebung der Kongress-Stadt.
- Orientierung über die im Hinblick auf die Weltausstellung von 1967 äusserst intensive Bautätigkeit in Montreal.
- Orientierung über die im Bau befindlichen Staudämme in Kanada.
- Probleme organischer Böden.
- Kriechen und progressiver Bruch in Schnee und Eis.
- Permafrostprobleme in UdSSR.
- Sicherheitsfaktor bei Boden- und Felsproblemen.

Im Anschluss an die einleitenden Vorträge wurden sodann von einem ernannten Berichterstatter ein Ueberblick über die eingereichten Beiträge eines Spezialgebietes gegeben, über die neuesten Tendenzen der Forschung sowie über die in den letzten vier Jahren erreichten Fortschritte, wie sie aus den verfügbaren Publikationen abgeleitet werden können. Die Erarbeitung eines solchen Ueberblickes erfordert neben der ausgezeichneten Beherrschung des Fachwissens einen sehr grossen Zeitaufwand. Leider konnten nicht alle Berichterstatter die hohen Erwartungen der Teilnehmer erfüllen.

Im zweiten Teil der Sitzungen äusserten sich je etwa 5 Mitglieder der einzelnen Arbeitsgruppen zu speziellen Problemen der betreffenden Fachgebiete.

An der anschliessenden Diskussion konnten sich sämtliche Anwesenden beteiligen. Die Spontaneität dieser Diskussion litt jedoch unter der Grösse des Plenums, und ein richtiger Meinungsaustausch blieb deshalb auf die Zeit vor und nach den Sitzungen beschränkt.

Sämtliche Diskussionsbeiträge und Vorträge werden im 3. Band des Kongressberichtes publiziert werden. Es wird interessant sein, die ungekürzten und auch die nachträglich schriftlich eingereichten Diskussionsbeiträge zu studieren.

Erfreulicherweise wurden an diesem Kongress sehr viele Forschungsergebnisse und Erfahrungen von Wissenschaftern veröffentlicht, deren Publikationen uns sonst kaum zugänglich wären. Es seien in diesem Zusammenhang auf die namhaften Beiträge aus Russland, Japan und einigen Ostblockländern hingewiesen.

Die nachfolgende Zusammenstellung über die Herkunft der Beiträge ergibt interessante Anhaltspunkte über die Intensität der bodenmechanischen Forschung und damit über die Wichtigkeit, welche die-

3. Fondations peu profondes et chaussées (48 travaux).
4. Fondations profondes (28 travaux).
5. Poussée des terres et des roches (16 travaux).
6. Barrages de terre et de roches, talus et tranchées ouvertes (34 travaux).

Les études furent publiées quelques mois avant l'ouverture du Congrès, ainsi les participants eurent la possibilité d'étudier les articles auxquels ils s'intéressaient. Cela leur permit de contribuer aux discussions avec des exposés bien fondés. Les séances techniques furent ouvertes chaque fois par des conférences qui traitèrent des thèmes suivants présentant un intérêt général:

- Aperçus de la géologie du Canada et des environs immédiats de la ville du congrès.
- Informations sur l'activité extrêmement intense en matière de constructions publiques à Montréal, en vue de l'Exposition mondiale de 1967.
- Informations sur les barrages en cours de construction au Canada.
- Problèmes des sols organiques.
- Fluage et rupture progressive dans la neige et dans la glace.
- Problèmes du gel permanent (permafrost) en URSS.
- Facteur de sécurité dans les problèmes du sol et de la roche.

A la suite des conférences introducives, un rapporteur désigné donnait alors un aperçu des travaux soumis, relatifs à un domaine particulier, des tendances les plus récentes de la recherche, ainsi que des progrès réalisés au cours de ces quatre dernières années, tels qu'ils découlent des publications connues. Outre la maîtrise parfaite du domaine spécialisé, l'élaboration d'un tel aperçu exige beaucoup de temps. Tous les rapporteurs ne furent malheureusement pas en mesure de répondre aux grands espoirs placés en eux.

Dans la seconde partie des séances, 5 membres environ des divers groupes de travail s'exprimèrent au sujet des problèmes spéciaux des domaines techniques en question.

Toutes les personnes présentes purent participer à la discussion qui suivit. Cependant, la spontanéité de cette discussion souffrit du grand nombre de participants, raison pour laquelle un échange effectif d'opinions se borna au temps dont chacun disposait avant et après les séances.

Tous les travaux discutés et les conférences seront publiés dans le volume 3 du rapport du Congrès. Il sera intéressant de pouvoir étudier ces travaux dans leur texte original non abrégé, de même que ceux qui furent remis par écrit après coup.

Il est heureux que ce Congrès ait permis de publier de très nombreux résultats de recherches et d'expériences de savants qui n'auraient guère été accessibles sans cela. Relevons sous ce rapport les travaux considérables émanant de la Russie, du Japon et de quelques pays du bloc de l'Est.

Le tableau ci-après relatif à la provenance des travaux, fournit d'intéressants points de repère sur l'intensité de la recherche en matière de mécanique

sem Fachgebiet in den einzelnen Ländern zugemessen wird. In Klammern sind die Mitgliederzahlen der nationalen Gesellschaften für Fundationstechnik und Bodenmechanik angegeben.

Je 23 Beiträge	: England (603), USA (702)
19 Beiträge	: UdSSR (146)
17 Beiträge	: Frankreich (172)
Je 8 Beiträge	: Holland (633), Japan (143), Norwegen (113)
Je 7 Beiträge	: Deutschland (697), Italien (452), Kanada (283)
Je 6 Beiträge	: Belgien (78), Portugal (107)
<u>Je 5 Beiträge</u>	: Australien (245), Indien (907), Israel (63), Polen (60), Schweiz (552), Südafrika (202), Tschechoslowakei (27), Jugoslawien (80)
4 Beiträge	: Brasilien (114)
Je 3 Beiträge	: Bulgarien (60), Dänemark (45), Schweden (157), Spanien (355)
Je 1 Beitrag	: Aegypten (35), Argentinien (47), China (—), Columbien (9), Griechenland (—), Libanon (—), Mexiko (41), Neuseeland (52), Oesterreich (10), Rhodesien (126), Türkei (44)

Interessenten ist es möglich, die 3 Bände der Kongressberichte durch das Sekretariat der Schweiz. Gesellschaft für Bodenmechanik und Fundationstechnik, oder durch den Buchhandel zu beziehen.

Während des Kongresses wurden eine Reihe von Exkursionen durchgeführt, welche teils rein fachlichen und teils rein touristischen Charakter hatten. Das Programm umfasste Baustellenbesuche in Montreal und Umgebung: Untergrundbahn, Strassenbau, St. Lawrence-Schiffahrtskanal mit Schleusen und Kraftwerken, Kraftwerk-Komplex Manicouagan-Outardes mit dem im Bau befindlichen Damm Manicouagan 5 sowie eine Besichtigung der Niagarafälle und Kraftwerke und eine Wochenendkreuzfahrt auf dem St. Lawrence-Strom und dem Saguenay-River.

Im Anschluss an die Konferenz wurde eine 8tägige Trans-Kanada-Reise durchgeführt bei welcher hauptsächlich die grossen Dammbauten besucht wurden.

Für die Damen der Kongressteilnehmer wurde ein spezielles Exkursionsprogramm durchgeführt, welches ebenfalls sehr guten Anklang fand.

Der Kongress wurde von etwa 1000 Teilnehmern aus 49 Staaten besucht. Neben den in der Forschung und in beratenden Laboratorien tätigen Ingenieuren waren auch sehr viele projektierende Tiefbauingenieure und Vertreter von Tiefbauunternehmungen anwesend, welche dafür sorgten, dass auch die Aspekte der praktischen Anwendung der Bodenmechanik nicht übersehen wurden.

Der nächste Kongress für Bodenmechanik und Fundationstechnik soll in ähnlichem Rahmen im Jahr 1969 in Mexico-City stattfinden.

des sols et, par conséquent, de l'importance qu'on lui attribue dans certains pays. Nous avons indiqué entre parenthèse l'effectif des membres des sociétés nationales de mécanique des sols et des travaux de fondations.

23 travaux chacun	: Grande-Bretagne (603), USA (702)
19 travaux	: URSS (146)
17 travaux	: France (172)
8 travaux chacun	: Pays-Bas (633), Japon (143), Norvège (113)
7 travaux chacun	: Allemagne (697), Italie (452), Canada (283)
6 travaux chacun	: Belgique (78), Portugal (107)
5 travaux chacun	: Australie (245), Indes (907), Israël (63), Pologne (60), Suisse (552), Afrique du Sud (202), Tchécoslovaquie (27), Yougoslavie (80)
4 travaux	: Brésil (114)
3 travaux chacun	: Bulgarie (60), Danemark (45), Suède (157), Espagne (355)
1 travail chacun	: Egypte (35), Argentine (47), Chine (—), Colombie (9), Grèce (—), Liban (—), Mexique (41), Nouvelle-Zélande (52), Autriche (10), Rhodésie (126), Turquie (44)

Les personnes intéressées ont la possibilité d'obtenir les 3 volumes contenant les rapports du Congrès par le Secrétariat de la Société Suisse de mécanique des sols et des travaux de fondations, ou retirer auprès du libraire.

Une série d'excursions, en partie exclusivement professionnelles et en partie purement touristiques furent organisées pendant le Congrès. Le programme englobait des visites de chantiers à Montréal et dans ses environs: métro, construction de routes, canal de navigation du St-Laurent avec écluses et centrales électriques, le complexe hydro-électrique du Manicouagan-Outardes avec le barrage du Manicouagan 5 en cours de construction, ainsi qu'une visite des chutes du Niagara et de centrales électriques et une croisière de week-end sur le fleuve St-Laurent et la rivière Saguenay. Un voyage de 8 jours à travers le Canada avec, au programme, la visite des grands chantiers de construction de barrages eut lieu à l'issue de la conférence.

Les épouses des congressistes eurent la primeur d'un programme d'excursions qui rencontra également l'approbation générale.

Le congrès attira près de 1000 participants venant de 49 pays. Outre les ingénieurs déployant une activité dans la recherche et les laboratoires-conseils, nombreux furent aussi les ingénieurs en génie civil, élaborateurs de projets, et les représentants des entreprises de travaux publics. Ceux-là veillèrent à ce que l'on n'ignorât pas non plus les aspects de l'application pratique de la mécanique des sols.

Le prochain Congrès de mécanique des sols et des travaux de fondations doit avoir lieu en 1969, dans un cadre analogue, à Mexico-City. Ce. de Tr.

Tieffundationen

Spezialbericht über den 6. Internationalen Erdbaukongress in Montreal 1965

Rudolf Ledegerber, Dipl.-Ing. ETH, Köniz

Im folgenden soll ein kurzer Ueberblick über die am Kongress und in den Proceedings behandelten Probleme der Tieffundationen gegeben werden. Als Unterlage dienen die eingereichten Beiträge, der Generalbericht von Prof. Kézdi sowie die Diskussion am Kongress selbst. Von den 28 Beiträgen handeln deren 27 über Pfähle. Der nachfolgende Bericht reduziert sich daher auf das Thema der Pfahlfundationen.

Die eingereichten Beiträge können nach folgenden Gruppen geordnet werden (Abb. 1):

Fondations profondes

Rapport spécial sur le 6e Congrès International de mécanique des sols 1965 à Montréal

Rodolphe Ledegerber, ing. dipl. EPF, Köniz

L'exposé suivant doit donner un bref aperçu des problèmes traités au congrès et dans les compte-rendus sur les fondations profondes. Nous nous basons pour cela sur les travaux présentés, sur le rapport général du professeur Kézdi, ainsi que sur la discussion qui eut lieu au congrès lui-même. Des 28 études, 27 concernent les pieux. Aussi le rapport ci-après se restreint-il au thème des fondations sur pieux.

Les travaux remis peuvent être rangés dans les groupes que voici (fig. 1):

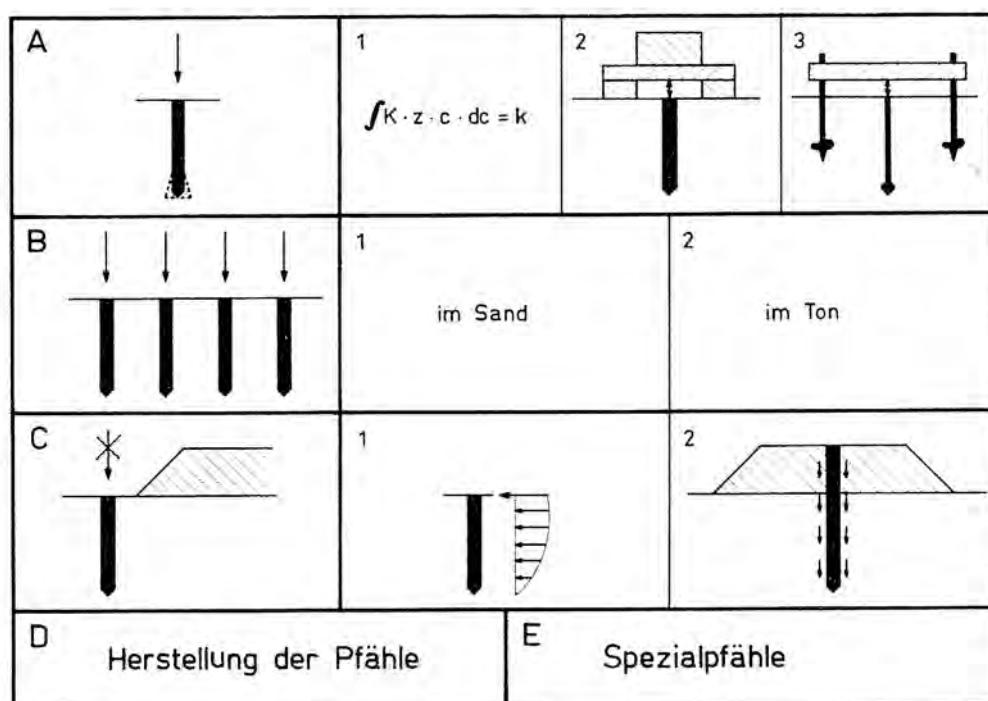


Abb. 1. Thematische
Ordnung der Beiträge in
Gruppen.

Fig. 1. Ordonnance thématique des communications au congrès en groupes.

B 1 dans le sable
B 2 dans l'argile
D confection des pieux
E pieux spéciaux

A. Das Verhalten des Einzelpfahles unter vertikaler Last

- A₁ Rein theoretische Lösungen
- A₂ Resultate aus Feld- und Modellversuchen
- A₃ Direkte Lösungen aufgrund von Versuchen an Sonden.

B. Das Verhalten der Pfahlgruppe unter vertikaler Last

A. Le comportement du pieu isolé sous charge verticale

- A₁ Solutions essentiellement théoriques.
- A₂ Résultats d'essais dans le terrain et sur modèle.
- A₃ Solutions directes sur la base d'essais sur sondes.

B. Le comportement du groupe de pilotis sous charge verticale

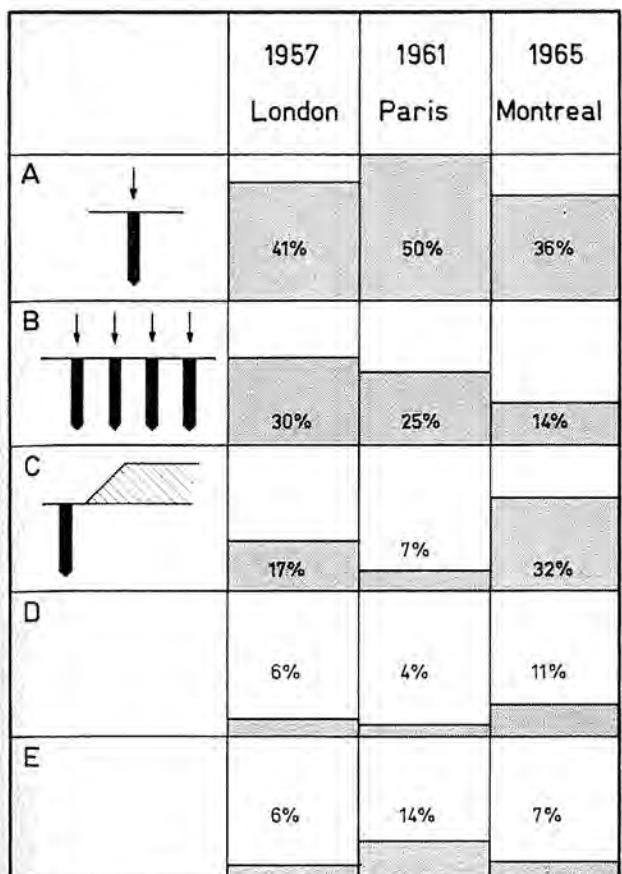


Abb. 2. Verteilung der Beiträge auf die verschiedenen Gruppen.

Beträge pro Gruppe in %
 D Pfahlherstellung
 E Spezialpfähle.

Fig. 2. Répartition des études dans les différents groupes.

Etudes par groupes en %
 D Confection des pieux
 E pieux spéciaux

C. Le comportement du pieu isolé sous d'autres charges que celles verticales de service

C¹ Contraintes latérales.

C² Frottement négatif de l'enveloppe.

D. Problème en rapport avec la confection des pieux

E. Pieux spéciaux

Le nombre des travaux présentés par groupe peut permettre de mesurer l'intérêt manifesté à l'égard des divers genres de problèmes. Une comparaison avec les deux congrès précédents de Londres et de Paris (fig. 2) montre une tendance fléchissante dans les groupes A et B mais, par contre, une forte augmentation des travaux dans le groupe C; en fait, il s'agit d'une attention accrue accordée aux contraintes souvent négligées jusqu'ici des pieux, par suite des poussées horizontales, de pressions de fluage et de frottement latéral négatif. Pour nous conformer à cette tendance, nous traiterons d'une manière plutôt succincte les travaux sur les groupes A et B, alors que nous approfondirons d'autant mieux ceux du groupe C.

A. Le pieu isolé sous charge verticale

Les méthodes pratiquées d'ordinaire aujourd'hui pour le calcul de la capacité portante et du tassement d'un pieu isolé sous charge verticale furent l'objet de bien des critiques, spécialement aussi au cours de la discussion. On allègue ainsi que

- la répartition des forces dans le sol en une part de frottement latéral et de résistance à la pointe ne serait pas conforme à la répartition effective de l'effort et ne représenterait ainsi qu'une approximation grossière.
- Le calcul d'une charge de rupture du pieu serait inadéquate, la courbe de charge-tassement (fig. 3), spécialement pour les pilotis foncés dans le gravier/sable ne se transformant pas en une verticale et la charge de rupture ne pouvant ainsi pas être définie d'une manière précise.
- Le tassement serait très souvent déterminant pour définir la charge utile admissible, raison pour laquelle le calcul des tassements sous la charge utile devrait passer au premier plan.
- La détermination séparée d'une résistance à la pointe et d'un frottement latéral en tant que valeurs limites et leur addition (fig. 3) seraient incorrectes, ces grandeurs n'atteignant pas leur maximum avec les mêmes valeurs de tassement.

Cette énumération des critiques pourrait encore être étendue à volonté. Mais comment faut-il alors résoudre le problème du comportement du pieu isolé sous charge verticale? L'on recherche une solution

C. Das Verhalten des Einzelpfahles unter andern als vertikalen Gebrauchslasten

C₁ Seitliche Beanspruchungen
 C₂ Negative Mantelreibung

D. Probleme im Zusammenhang mit der Herstellung von Pfählen

E. Spezialpfähle

Die Anzahl der pro Gruppe eingereichten Beiträge kann als Maßstab des Interesses an den einzelnen Problemkreisen gewertet werden. Ein Vergleich mit den früheren zwei Kongressen von London und Paris (Abb. 2) zeigt eine abnehmende Tendenz in Gruppe A und B, hingegen eine starke Zunahme der Beiträge in Gruppe C; d. h. eine vermehrte Beachtung der bis anhin doch oft vernachlässigten Beanspruchungen von Pfählen infolge Horizontalkräften, Kriechdrücken und negativer Mantelreibung. Dieser Tendenz folgend, werden daher die Beiträge über Gruppe A und B eher summarisch behandelt, dafür umso eingehender die Probleme der Gruppe C.

A. Der Einzelpfahl unter vertikaler Last

Die heute allgemein üblichen Methoden zur Berechnung der Tragfähigkeit und der Setzung eines Einzel-

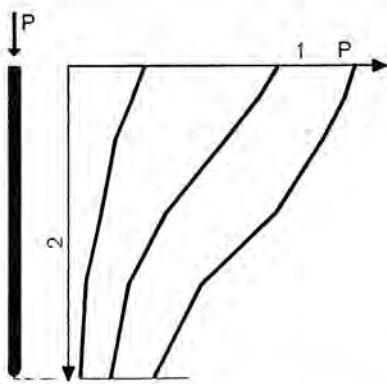


Abb. 3. Schema: Lastsetzungsdiagramm und Lastverteilung längs der Pfahlaxe.

Links: Lastabbau im Pfahl

1 Last P

2 Tiefe

Rechts: Last-Setzungsdiagramm

1 Last

2 Setzung

3 Spitze

4 Mantel

5 P. Bruch

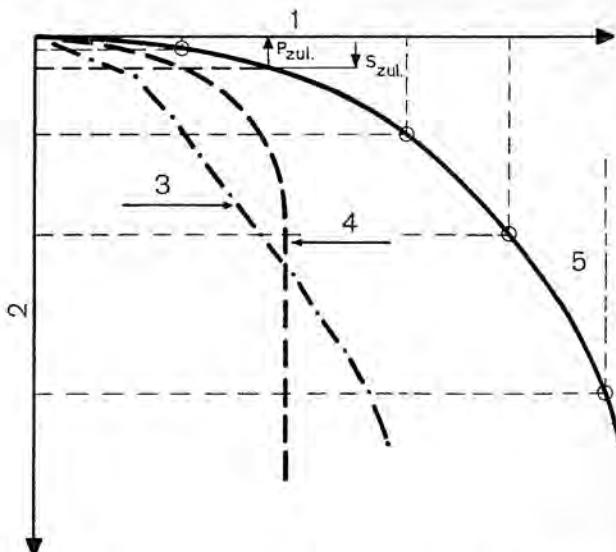


Fig. 3. Schéma: diagramme du tassement sous charge et répartition de la charge le long de l'axe du pilote.

A gauche: Diminution de la charge dans le pieu

1 charge

2 profondeur

A droite: Diagramme de tassement sous charge

1 charge

2 tassement

3 pointe

4 enveloppe

5 rupture du pieu

pfahles unter vertikaler Last begegneten an der Konferenz — speziell auch in der Diskussion — mancher Kritik. So wird etwa angeführt:

- Die Aufteilung der Kräfte im Boden in einen Anteil Mantelreibung und Spitzenwiderstand werde der effektiven Spannungsverteilung nicht gerecht und stelle daher nur eine grobe Näherung dar.
- Die Berechnung einer Bruchlast des Pfahles sei unzweckmäßig, da die Lastsetzungslinie (Abb. 3) besonders bei Pfählen im Kies-Sand nicht in eine Vertikale übergehe und somit die Bruchlast nicht genau definiert werden könne.
- Für die Bestimmung der zulässigen Nutzlast sei sehr oft die Setzung massgebend, weshalb die Berechnung der Setzungen im Bereich der Nutzlast in den Vordergrund zu stellen sei.
- Die getrennte Ermittlung eines Spitzenwiderstandes und einer Mantelreibung als Grenzwerte und deren Addition (Abb. 3) sei unrichtig, da diese Größen nicht bei den gleichen Setzungswerten ihre Maxima erreichen.

Diese Aufzählung der Kritiken könnte noch beliebig erweitert werden. Wie soll nun aber das Problem des Verhaltens des Einzelpfahles unter vertikaler Last zu lösen sein? Postuliert wird eine allgemeine Lösung, welche den vollständigen Spannungs- und Verschiebungszustand im Pfahl und in dem ihn umgebenden Boden erfasst unter Berücksichtigung sämtlicher Randbedingungen in Funktion der Last und der Zeit. Diese Methode würde dann für einen bestimmten Pfahl und ein bestimmtes Bodenprofil unter Verwendung einer grösseren Zahl physikalischer Charakteristiken als Resultat das Last- und Zeitsetzungsdiagramm wie auch die Verteilung der

générale englobant l'état d'effort et de déplacement intégral dans le pieu et le sol qui l'entoure, en tenant compte de l'ensemble des conditions aux limites en fonction de la charge et du temps. Pour un pieu et un profil de sol déterminé, et en employant un nombre plus grand de caractéristiques physiques, cette méthode donnerait comme résultat le diagramme de charge et de tassement dans le temps, comme aussi la répartition de la poussée normale dans l'axe du pieu. De l'avis du rapporteur général, ce but peut être atteint. Il faut pour cela des études et des observations plus étendues sur la répartition des contraintes dans le pieu et dans le sol environnant, ainsi que des analyses détaillées sur les problèmes marginaux par expression de l'eau interstitielle par suite du fonçage et leur intégration dans une solution d'ensemble.

L'on voit combien l'on est éloigné de ce but en examinant succinctement les travaux des divers sous-groupes.

A' Solutions essentiellement théoriques

(Contributions numéros 18 et 21)

Les deux études de ce sous-groupe donnent des solutions générales fondées sur une base purement théorique avec des hypothèses déterminées concernant le terrain de fondation et les rapports entre le sol et le pieu. Le diagramme de tassement de charge, de même que la répartition des contraintes dans le

Pfähle ϕ 216 mm im Sand / Pieux de 216 mm ϕ dans le sable

Spitzenwiderstand kg/cm²
Résistance de la pointe kg/cm²

Mantelreibung kg/cm²
Frottement de l'enveloppe kg/cm²

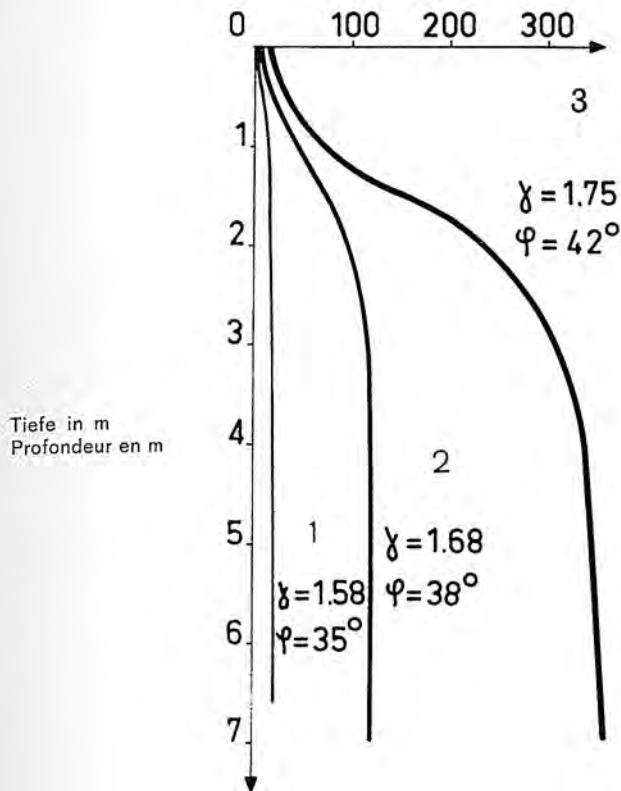


Abb. 4. Spitzenwiderstand und Mantelreibung von Pfählen im Sand in Funktion der Lagerungsdichte nach Kérisel.

- 1 Lose
- 2 Leicht gestampft
- 3 Vibriert

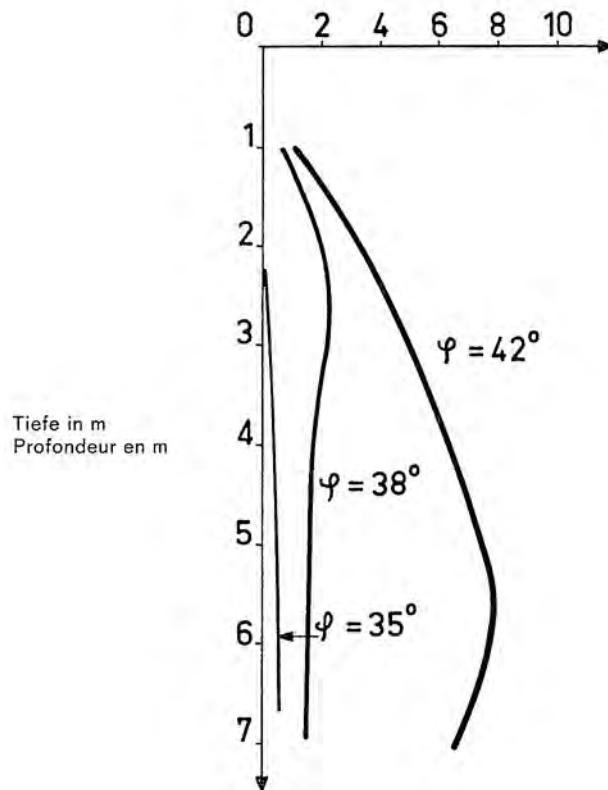


Fig. 4. Résistance à la pointe et frottement latéral de pieu dans le sable en fonction de la compacité du banc, selon Kérisel.

- 1 lâche
- 2 légèrement lamé
- 3 vibré

Normalkraft in der Pfahlaxe ergeben. Nach der Meinung des Generalberichterstatters kann dieses Ziel erreicht werden. Nötig dazu sind erweiterte Studien und Beobachtungen über den Spannungsverlauf im Pfahl und in dem ihn umgebenden Boden sowie Detailuntersuchungen über Randprobleme (z. B. Porenwasserspannungen infolge Rammen) und deren Einbau in eine Gesamtlösung.

Wie weit man von diesem Ziel entfernt ist, zeigt sich, wenn wir die Beiträge der einzelnen Untergruppen kurz betrachten.

A1 Rein theoretische Lösungen

(Beiträge Nr. 18 und 21)

Die zwei Beiträge dieser Untergruppe geben allgemeine Lösungen auf rein theoretischer Basis unter bestimmten Annahmen über den Baugrund und die Beziehungen zwischen Boden und Pfahl. Mit den angegebenen Formeln kann das Last-Setzungsdigramm wie auch die Spannungsverteilung im Pfahl gerechnet werden. Für gewisse Fälle liefern die For-

pieu peuvent être calculés avec les formules indiquées. Cependant, ces mêmes formules donnent des valeurs irréelles dans certains cas. D'après l'opinion du rapporteur général, des solutions purement théoriques — si remarquables qu'elles puissent être dans le détail — ne permettent pas d'atteindre le but.

Les 5 études (numéros 2, 3, 9, 25 et 26) du sous-groupe suivant, soit:

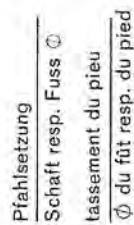
A2 Résultats d'essais dans le terrain et sur modèle

doivent, d'après le rapporteur général, être considérées comme des recherches de détail donnant des résultats individuels précieux en ce qui concerne la solution générale.

C'est ainsi que le professeur Kérisel (étude no 9) a poursuivi ses mesures bien connues de la résistance à la pointe et du frottement latéral de pilotis dans le sable, les variant au gré de la compacité du banc de sable (fig. 4). Les résultats obtenus dans le sable lâche, semi-compact et très dense avec des angles de frottement de 35, 38 et 42°, respectivement des

Abb. 5. Spitzens- und Manteltragfähigkeit von Bohrpfählen mit Fussverbreiterung im Ton in Funktion der Setzungen.

1 Spitzewiderstand
2 Mantelreibung



meln jedoch unrealistische Werte. Nach der Meinung des Generalberichterstatters führen rein theoretische Lösungen — so beachtlich sie im einzelnen sein mögen — nicht zum Ziel.

A2 Resultate aus Feld- und Modellversuchen

(Beiträge Nr. 2, 3, 9, 25 und 26)

Diese sind im Sinne des Generalberichterstatters als Detailuntersuchungen zu betrachten, welche im Hinblick auf die allgemeine Lösung wertvolle Einzelresultate liefern.

So hat Prof. Kérisel (Beitrag 9) seine bekannten Messungen des Spitzewiderstandes und der Mantelreibung von Pfählen im Sand weitergeführt und nun die Lagerungsdichte des Sandes variiert (Abb. 4). Die Resultate im losen, mitteldichten und sehr dichten Sand mit den Reibungswinkeln von 35, 38 und 42° resp. dem Trockenraumgewicht von 1,58, 1,68 und 1,75 t/m³ zeigen das enorme Anwachsen von Spitzewiderstand und Mantelreibung mit zunehmender Lagerungsdichte. In die Praxis übertragen bestätigt dieses Resultat den grossen Vorteil von Ramm Pfählen im lockern bis mitteldichten Sand. Gelingt es, durch die Verdichtung beim Rammen besonders in Pfahlgruppen das Raumgewicht z. B. von 1,68 auf 1,75 t/m³ zu erhöhen, so kann die Tragfähigkeit eines solchen Pfahles mindestens verdreifacht werden. Prof. Kérisel hat bei diesen Versuchen auch die Pfahldurchmesser variiert. Es zeigte sich im Gegensatz zu den früher publizierten Resultaten für den sehr dicht gelagerten Sand kein Einfluss des Durchmessers im losen und mitteldichten Boden.

Zwei Beiträge (Nr. 25 und 26) behandeln das Verhalten von Bohrpfählen mit verbreitertem Fuss im Londoner Ton. In ausgedehnten Probebelastungen wurde in Funktion der Pfahlsetzung die Mantelreibung und der Spitzewiderstand separat ermittelt und mit Pfählen ohne Verbreiterung verglichen. Für die Bemessung der Pfähle, die Berechnung des Lastsetzungsdiagramms wie auch über den Effekt der Fussverbreiterung geben die Autoren brauchbare Methoden und Formeln. Es dürfte sehr verlockend sein, diese Resultate in analogen Böden zu überprüfen und mindestens für die Vordimensionierung zu verwenden.

Die Versuche bestätigen gleichzeitig einige allgemeine Resultate über Mantelreibung und Spitzewiderstand, weshalb kurz darauf eingegangen werden soll. In Abb. 5 ist in Funktion der Pfahlsetzung die Grösse der Mantelreibung und des Spitzewider-

Bohrpfähle mit Fussverbreiterung, Londoner Ton
Pieux forés avec pied élargi. Argile londonienne.

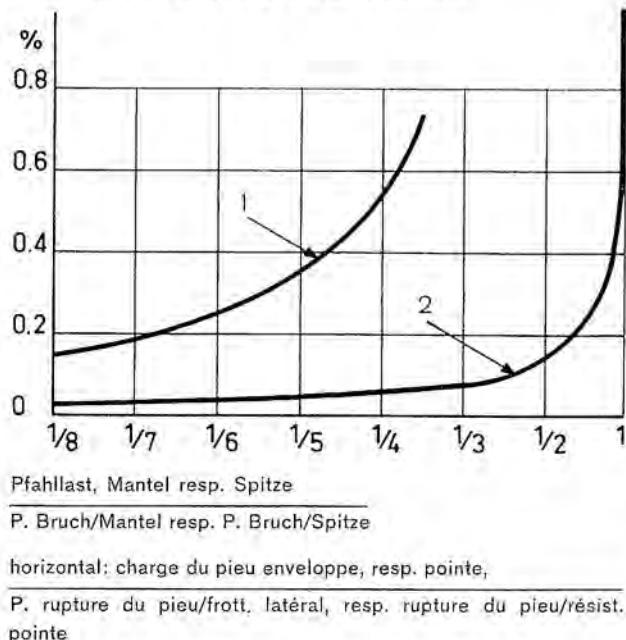


Fig. 5. Capacité portante de la pointe avec élargissement du pied et celle due au frottement latéral dans l'argile, en fonction des tassements.

1 résistance à la pointe
2 frottement latéral

poids volumétriques sec de 1,58, 1,68 et 1,75 t/m³ montrent l'énorme accroissement de la résistance à la pointe et du frottement de l'enveloppe au fur et à mesure de l'augmentation de la compacité du banc. Ce résultat, transposé dans la pratique, confirme le grand avantage des pieux battus dans le sable lâche jusqu'à celui semi-compact. Si l'on parvient, par compression lors du fonçage, principalement dans les groupes de pieux, à augmenter la densité sèche de 1,68 à 1,75 t/m³ par exemple, la capacité portante d'un pieu de ce genre peut être au moins triplée. Lors de ces essais, le professeur Kérisel a également varié le diagramme des pieux. Contrairement aux résultats publiés antérieurement pour le sable très compact, il s'avéra que le diamètre n'exerce aucune influence dans le sol lâche ou de compacité moyenne.

Deux exposés (numéros 25 et 26) traitent du comportement des pieux dans l'argile londonienne. Le frottement latéral et la résistance à la pointe furent déterminés séparément en fonction du tassement du pieu grâce à de nombreux essais de charge. Les résultats furent comparés avec ceux de pieux sans élargissement. Les auteurs fournissent des méthodes et des formules valables pour fixer les dimensions de pieux, pour le calcul du diagramme du tassement sous charge, de même que pour l'effet de l'élargissement du pied. Il devrait être très tentant de contrôler ces résultats dans des sols analogues, tout au moins pour établir les dimensions préalables.

Les essais confirment en même temps quelques résultats généraux sur le frottement latéral et la résistance à la pointe, raison par laquelle nous nous y

Bohrpfähle mit Fussverbreiterung Londoner Ton
Pfieus forés avec élargissement du pied. Argile londonienne.

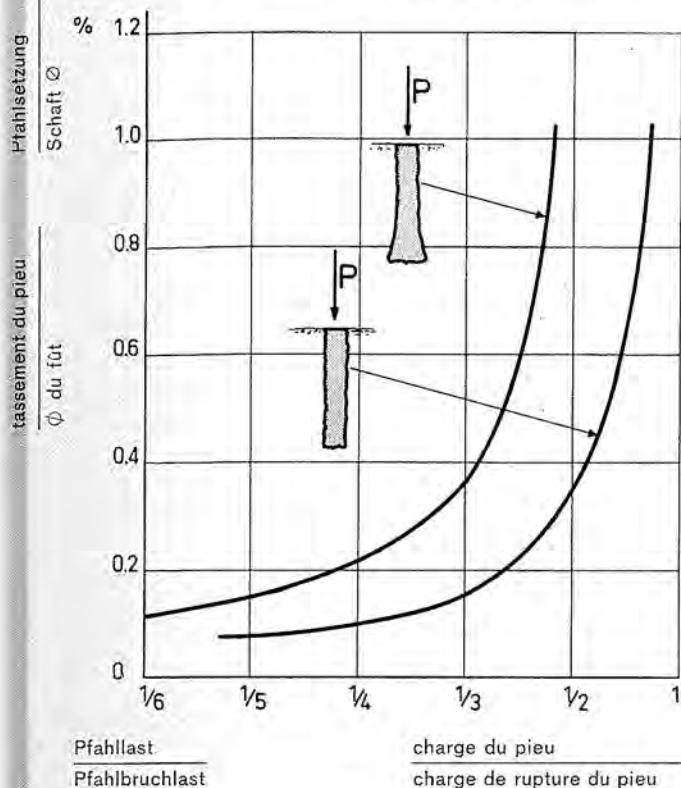


Abb. 6. Lastsetzungsdiagramm von Betonpfählen mit und ohne Fußverbreiterung im Londoner Ton.

Fig. 6. Diagramme de tassement de charge de pieux forés avec et sans élargissement du pied dans l'argile londonienne.

attarderons brièvement. La grandeur du frottement latéral et de la résistance à la pointe, exprimée par le rapport de la charge du pieu avec la charge de rupture correspondante est reproduite à la fig. 5 en fonction du tassement du pieu. Le frottement de l'enveloppe atteint pratiquement son maximum, lors de tassements relativement minimes déjà, alors que la résistance à la pointe n'atteint sa valeur optimale qu'avec des tassements plus grands seulement. Pour un tassement de 0,4%, rapporté au diamètre par exemple, le frottement latéral a atteint sa valeur limite, alors que la résistance à la pointe n'arrive seulement qu'au cinquième de sa valeur maximale. Si l'on veut ainsi utiliser pleinement le pied élargi d'un pieu dans l'argile, l'on doit admettre des tassements plus grands du pieu isolé. Des essais comparatifs effectués avec des pieux sans élargissement confirment ce résultat (fig. 6). C'est ainsi par exemple, qu'avec une charge admissible du tiers de la charge de rupture, le tassement du pieu avec élargissement du pied est quasi doublé; c'est dire qu'avec le même tassement admissible du pieu, l'élargissement du pied accroît notablement la sécurité contre la rupture.

A³ Solutions directes sur la base d'essais effectués sur des sondes (Contributions numéros 1, 15 et 19)

Il serait trop simple si, par des essais et des mesures sur sondes, l'on pouvait tirer des conclusions directes et d'une valeur générale surtout, quant au comportement des pieux. Tous les efforts déployés jusqu'ici montrent que de telles méthodes ne peuvent avoir de la valeur que tout au plus dans des cas isolés bien déterminés. C'est ainsi que le rapporteur général s'est montré très sceptique par exemple à l'égard de la méthode de Menard pour le calcul des tassements. Aussi ne voulons-nous pas nous arrêter plus longuement à ce sous-groupe. Relevons uniquement que Begemann (étude 1), au cours d'essais de cône, comparés à des essais de traction sur des pieux préfabriqués, trouva apparemment que la forme de la pointe des pieux exercerait une influence décisive sur leur force de traction maximale. Il constata une forte diminution du frottement latéral pour les pieux foncés sans pointe.

En concluant ce passage consacré au groupe A sur le pieu isolé, l'on doit malheureusement constater que l'on est encore très éloigné de la solution générale décrite au début de cet article. Pourtant, il existe d'autre part de nombreuses solutions particulières intéressantes — plus qu'il n'est possible d'en décrire ici — qui peuvent être utiles pour le cas pratique.

standes, ausgedrückt durch das Verhältnis der Pfahllast zu der entsprechenden Bruchlast, aufgeführt. Schon bei relativ kleinen Setzungen wird die Mantelreibung praktisch voll mobilisiert, während der Spitzenwiderstand erst bei grösseren Setzungen zu seinem maximalen Wert anwächst. Z. B. bei 0,4% der auf den Durchmesser bezogenen Setzungen hat die Mantelreibung ihren Grenzwert erreicht, der Spitzenwiderstand hingegen beträgt erst $\frac{1}{5}$ seines Maximalwertes. Will man somit einen verbreiterten Pfahlfuss im Ton voll ausnützen, so muss man grössere Setzungen des Einzelpfahles zulassen. Vergleichsversuche mit Pfählen ohne Verbreiterung bestätigen dieses Resultat (Abb. 6). So ist z. B. bei einer zulässigen Last von $\frac{1}{3}$ der Bruchlast die Setzung des Pfahles mit Fussverbreiterung rund doppelt so gross resp. bei gleicher zulässiger Pfahlsetzung erhöht die Fussverbreiterung die Sicherheit gegen Bruch wesentlich.

A³ Direkte Lösungen aufgrund von Versuchen an Sonden

(Beiträge Nr. 1, 15 und 19):

Es wäre zu einfach, wenn durch Versuche und Messungen an Sonden direkt und vor allem allgemeingültig auf das Verhalten von Pfählen geschlossen werden könnte. Alle bisher angestellten Bestrebungen zeigen, dass solche Methoden höchstens in be-

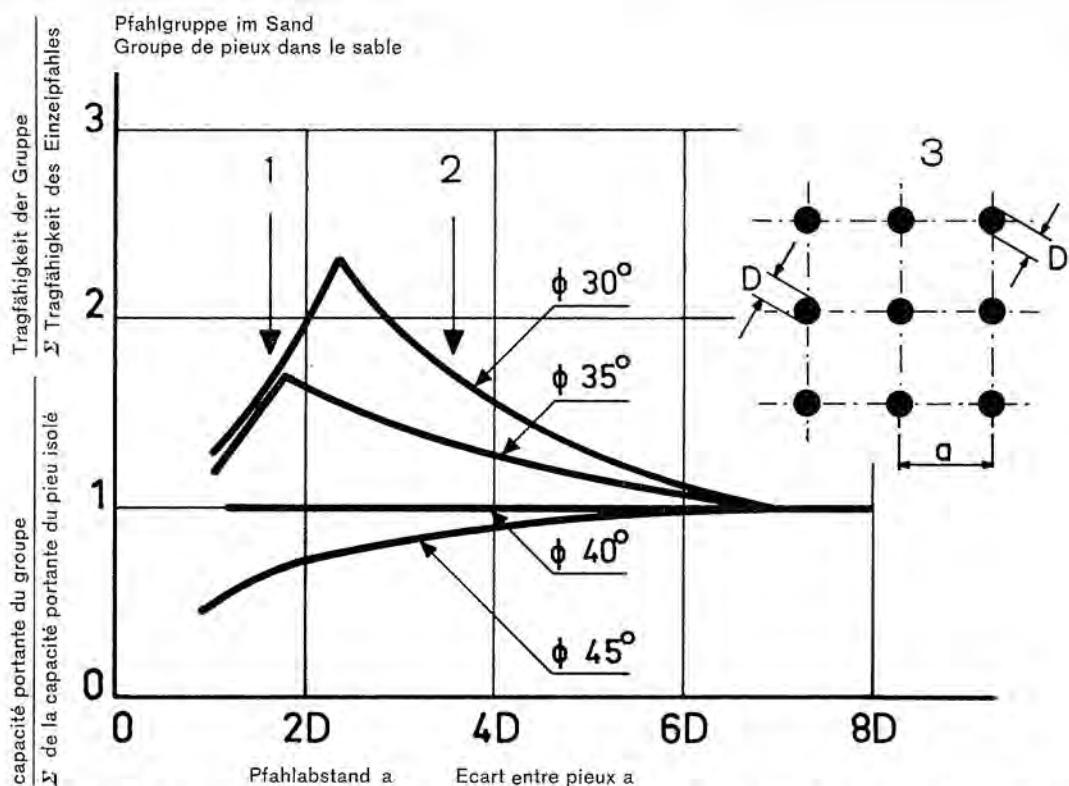


Abb. 7. Tragfähigkeit einer Gruppe von Rammpfählen im Sand bei verschiedener Lagerungsdichte. Modellversuche nach Meyerhof.

- 1 Gruppenbruch
- 2 Einzelpfahlbruch
- 3 Pfahlgruppe

Fig. 7. Capacité portante d'un groupe de pieux foncés dans le sable en bancs de diverses compacités. Essais sur modèles d'après Meyerhof.

- 1 rupture du groupe
- 2 rupture du pieu isolé
- 3 groupe de pieux

stimmten Einzelfällen von Wert sein können. So hat der Generalberichterstatter z. B. die Methode von Menard zur Berechnung der Setzungen sehr skeptisch beurteilt. Wir wollen daher nicht weiter auf diese Untergruppe eingehen. Es sei einzig erwähnt, dass Begemann (Beitrag 1) im Zuge von Konusversuchen im Vergleich zu Zugversuchen an Fertigpfählen anscheinend fand, dass die Form der Spitze der Pfähle einen entscheidenden Einfluss auf deren maximale Zugkraft habe. Bei stumpf gerammten Pfählen stellte er eine starke Abnahme der Mantelreibung fest.

Zum Abschluss der Gruppe A über den Einzelpfahl muss leider festgestellt werden, dass man von der anfangs beschriebenen allgemeinen Lösung noch sehr weit entfernt ist. Anderseits liegen doch viele interessante Einzellösungen — mehr als hier beschrieben werden können — vor, welche für den praktischen Fall von Nutzen sein können.

B. Das Verhalten der Pfahlgruppe unter vertikaler Last

Die Beiträge Nr. 3 und 10 behandeln das Verhalten von Pfahlgruppen im Sand. Meyerhof (Nr. 10) weist anhand von Modellversuchen — und untermauert durch theoretische Überlegungen — nach, dass eine Gruppe von Rammpfählen unter Umständen eine höhere Tragfähigkeit aufweisen kann als die Summe

B. Comportement du groupe de pieux sous charge verticale

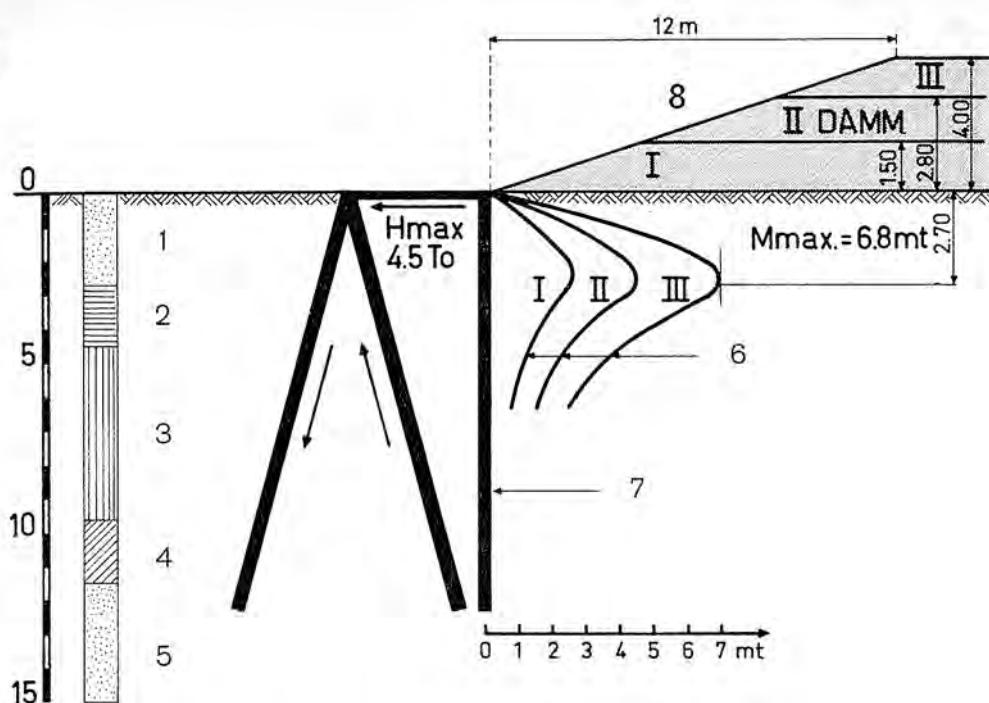
Les études numéros 3 et 10 traitent des groupes de pieux dans le sable. Se fondant sur des essais à l'aide de modèles, appuyés par des considérations théoriques, Meyerhof (no 10) prouve que dans certaines circonstances, un groupe de pieux foncés peut présenter une capacité portante plus élevée que la somme des capacités portantes des pieux pris individuellement. La fig. 7 représente la capacité portante d'un tel groupe pour du sable disposé en bancs de compacités différentes — exprimé par l'angle de frottement φ — en fonction de l'écart des pieux. Dans le cas d'un gisement lâche $\varphi = 30-35^\circ$, la capacité portante du groupe s'accroît par suite de la compression du sable lors du fonçage, alors que pour un gisement très compact $\varphi = 45^\circ$, celle-ci est plus petite que la somme des capacités portantes des pieux isolés du fait de la perturbation de la structure du sol par suite du fonçage. Lorsque les écarts entre les pieux sont très petits, c'est-à-dire inférieurs à 2 ou 2,5 fois le diamètre du pieu, le groupe entier s'enfonce, alors qu'avec des distances plus grandes, des ruptures de pieux isolés se produisent. Ces résultats montrent que dans le sable, un groupe de pieux se comporte d'une manière notablement différente à celle à laquelle nous

Abb. 8. Seitliche Beanspruchung eines Pfahles infolge Dammschüttung nach Heyman.

1 Sand
2 Torf
3 Silt
4 Ton
5 Sand
6 Biegemomente
7 Probepfahl EB 30 x 30
12 m lang.
8 Damm

Fig. 8. Contrainte latérale d'un pieu par suite d'un remblai selon Heyman.

1 sable
2 tourbe
3 limon
4 argile
5 sable
6 moments de flexion
7 pieu d'essai BA
30 x 30, 12 m de long
8 remblai ou digue.



der Einzeltragfähigkeiten. In Abb. 7 ist die Tragfähigkeit einer solchen Gruppe für verschiedene dicht gelagerten Sand — ausgedrückt durch den Reibungswinkel φ in Funktion des Pfahlabstandes dargestellt. Bei lockerer Lagerung $\varphi = 30-35^\circ$ erhöht sich die Tragfähigkeit der Gruppe infolge der Verdichtung des Sandes beim Rammen, während bei sehr dichter Lagerung $\varphi = 45^\circ$ diese kleiner ist als die Summe der Tragfähigkeiten der Einzelpfähle wegen der beim Rammen erzeugten Störung des Korngefüges. Sind die Pfahlabstände sehr eng, kleiner als das zweifache des Pfahldurchmessers, bricht die ganze Gruppe ein, wogegen bei größeren Abständen Einzelpfahlbrüche auftreten. Diese Resultate zeigen, dass sich eine Pfahlgruppe im Sand wesentlich anders verhalten kann, als wir es z. B. im Ton oder Silt gewöhnt sind.

Zwei Beiträge (Nr. 17 und 28) beschreiben das Verhalten von ausgeführten Pfahlfundationen im Ton. Setzungsmessungen werden verglichen mit Setzungsanalysen. Dabei zeigt besonders die Auswertung der Setzungsmessungen von vielen Bauwerken in Shanghai (Nr. 28) eine gute Übereinstimmung mit der Setzungsanalyse. Die Berechnungen wurden nach der klassischen Methode — unter Annahme einer Flachfundation auf der Höhe der Pfahlfüsse — durchgeführt. Dies mag als Ermunterung gelten, Pfahlfundationen im Ton weiterhin nach dieser Methode, wie sie auch in den DIN-Normen beschrieben ist, zu berechnen.

C. Das Verhalten von Pfählen unter andern als vertikalen Gebrauchslasten

Die Probleme dieser Gruppe verdienen eine besondere Beachtung, weil gerade aus den oft als sekundär angesehenen Beanspruchungen in den Pfählen Spannungen entstehen können, welche die Größen-

sommes habitués dans l'argile ou le limon par exemple.

Deux études (numéros 17 et 28) décrivent le comportement de fondations sur pieux exécutées dans l'argile. Les mesures de tassement sont comparées avec les analyses de tassement. Ici, l'interprétation des mesures de tassement de nombreux ouvrages de Shanghai (no 28) présente une bonne concordance avec l'analyse des tassements. Les calculs furent effectués d'après la méthode classique en admettant une fondation fictive sur radier à la hauteur de la pointe des pieux. Cela doit être considéré comme un encouragement à poursuivre le calcul des fondations palifiées dans l'argile selon cette méthode, telle qu'elle est décrite également dans les normes DIN.

C. Le comportement des pieux sous d'autres charges de service que celles verticales

Les problèmes de ce groupe méritent une attention particulière, parce que justement des efforts peuvent se produire dans les pieux à partir des contraintes considérées souvent comme secondaires, contraintes qui peuvent atteindre l'ordre de grandeur de celles suscitées par les charges verticales utiles.

Cinq travaux (numéros 4, 7, 11, 16 et 24) existent sur le comportement des pieux par suite de **poussées latérales**. Les contraintes latérales deviennent dangereuses, quand elles surviennent non pas comme charges utiles, par exemple du fait de poussées horizontales, mais par suite des pressions de la terre ou de fluage, comme par exemple avec les dépôts de terre. Les mesures d'Heyman (no 7) donnent une idée de l'ordre de grandeur d'effets de ce genre:

Abb. 9. Berechnung des maximalen Biegemomentes infolge einer Horizontalkraft durch seitlichen Belastungsversuch nach Wegrzyn.

ordnung der Spannungen aus den vertikalen Nutzlasten erreichen.

Ueber das Verhalten von Pfählen infolge **seitlicher Kräfte** liegen 5 Beiträge vor (Nrn. 4, 7, 11, 16 und 24). Seitliche Beanspruchungen sind dann gefährlich, wenn sie nicht als Nutzlasten, z. B. infolge Horizontalschüben, auftreten, sondern infolge von Erd- und Kriechdrücken, wie z. B. durch Erdaufschüttungen. Einen Begriff von der Größenordnung solcher Auswirkungen geben die Messungen von Heyman (Nr. 7):

Für eine neue Strasse sollte längs bestehender, auf Pfählen fundierter Häuser ein 4 m hoher Damm geschüttet werden. Zur Abklärung der erwarteten Biegemomente und Horizontalkräfte der Pfähle wurden die in Abb. 8 beschriebenen Versuche durchgeführt. Ein Probepfahl aus Stahl (30×30 cm) mit einem Widerstandsmoment gleich dem eines Eisenbetonfertigpfahles von 30×30 cm wurde — ausgerüstet mit den notwendigen Messinstrumenten — in eine in etwa 12 m Tiefe anstehende festgelagerte Sandschicht gerammt. Der Pfahlkopf wurde mittels einer horizontalen Strebe an einen Pfahlbock angeschlossen. Diese Einrichtung erlaubte die Messung der übertragenen Horizontalkraft. Dann erfolgte die Schüttung des Damms auf die weichen Oberflächenschichten in 3 Stadien. Für jedes Stadium wurden aus den Messresultaten die Biegemomente berechnet (in Abb. 8 auf der Druckseite gezeichnet). Diese betragen beim 4 m hohen Damm rund 7 mt, eine Beanspruchung, welche das zulässige Mass für einen Eisenbetonquerschnitt 30×30 cm längst überschreitet. Selbst bei einer Schüttung von nur 1,50 m Höhe treten bereits Momente von rund 2,5 mt auf. Die Momente erreichen ihren Maximalwert in einer Tiefe von 2,70 m ab OK-Terrain, also relativ hoch. In solchen Fällen müsste vor allem die Pfahlgarnierung in den obersten Metern verstärkt werden. Leider fehlt in diesem Bericht der Vergleich der Messresultate mit der Berechnung nach bestimmten Theorien, so dass eine weitere Auswertung nicht möglich ist.

Da anzunehmen ist, dass in Zukunft vermehrt Messungen über die seitliche Auslenkung von Pfählen durchgeführt werden, sei auf Beitrag Nr. 16 verwiesen. Der Autor beschreibt ein entsprechendes optisches Verfahren. Im Versuchspfahl wird ein Rohr von 6,5 cm Durchmesser eingelassen. An dessen unterem Ende installiert man eine punktförmige Lichtquelle. Mittels Interferenzerscheinungen einer geschichteten Platte, welche im Rohr verschoben wird, kann die Auslenkung jedes gewünschten Punktes gemessen werden.

Seitliche Beanspruchungen von Pfählen sind einfacher zu behandeln, wenn die angreifende Horizontalkraft direkt bekannt ist. Unsicherheit besteht dann nur bezüglich der Tiefe, in welcher die Biegemomente ihren Maximalwert erreichen. Zur Lösung dieses Problems liegen 3 Beiträge vor.

Seitliche Tragfähigkeit / Capacité portante latérale.

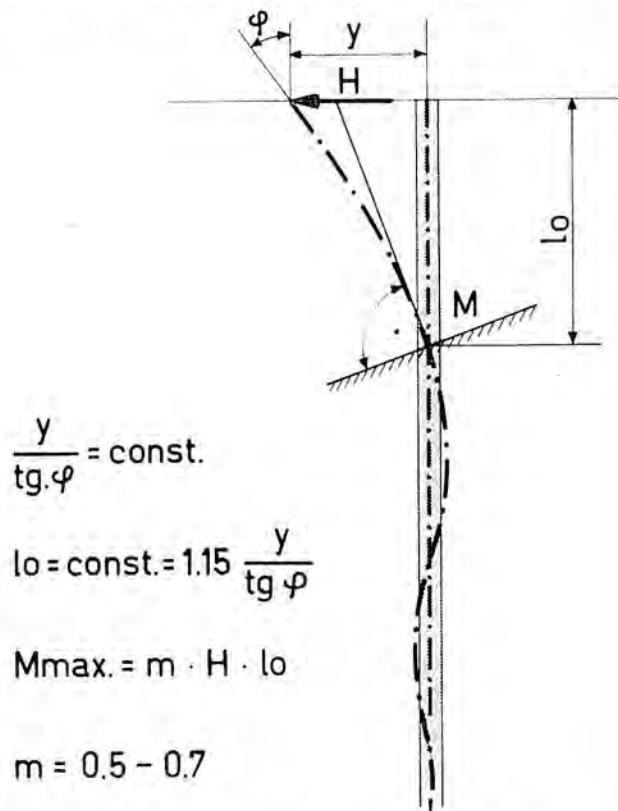


Fig. 9. Calcul du moment de flexion maximum par suite d'une poussée horizontale par un essai latéral de charge selon Wegrzyn.

Un remblai d'une hauteur de 4 m destiné à une nouvelle route devait être aménagé le long de maisons fondées sur pilotis. Les essais décrits à la fig. 8 furent effectués afin de déterminer les moments de flexion et les poussées horizontales auxquels il fallut s'attendre. Un pieu d'essai en acier, de 30×30 cm, avec un moment de résistance identique à celui du pieu en béton armé préfabriqué de 30×30 cm fut foncé avec les instruments de mesure nécessaire dans un banc de sable compact situé à une profondeur de 12 m, sa tête reliée au moyen d'un étaï à un chevalet de pilotis. Cette installation permit la mesure de la poussée horizontale transmise. Puis l'on procéda en trois phases successives au déversement du remblai sur les couches molles de la surface. Les moments de flexion furent calculés à chaque stade à partir des résultats de mesure (voir à la fig. 8, partie pointillée). Ceux-ci atteignent 7 mt environ pour le remblai de 4 m de hauteur, c'est-à-dire une contrainte qui dépasse et de beaucoup la mesure admissible pour une section de béton armé de 30×30 . Même avec un dépôt de 1,50 m de hauteur seulement, des moments de près de 2,5 mt se produisent déjà. Les moments atteignent leur valeur maximale à une profondeur de 2,70 m à partir de la surface du terrain, c'est-à-dire relativement élevée. En de pareils cas, l'armature du pieu devraient être renforcée surtout dans les mètres supérieurs. Il manque malheureusement dans ce rap-

In Beitrag Nr. 24 ist eine sehr interessante und einfache Methode beschrieben, um durch einen seitlichen Belastungsversuch eines Pfahles den Ort des maximalen Momentes zu bestimmen (Abb. 9). Anhand von Modellversuchen, deren Resultate an Pfählen 1 : 1 überprüft wurden, stellte der Autor fest, dass die Auslenkung y am Pfahlkopf infolge einer Horizontalenkraft H dividiert durch den $\tan \varphi$ des Auslenkungswinkels φ für einen bestimmten Pfahl eine Konstante darstellt. Ferner konnte er nachweisen, dass die Tiefe, in der das maximale Moment auftritt, unabhängig ist von der angreifenden Kraft, also ebenfalls konstant. Diese Tiefe I_0 lässt sich somit aus dem Verhältnis $y / \tan \varphi$ berechnen und damit das maximale Moment.

Seine Grösse hängt dann nur noch ab von der Annahme über die Verteilung des passiven Erddruckes, ausgedrückt durch den Faktor m in der Formel

$M_{\max} = m \cdot H \cdot I_0$, wobei $I_0 = 1,15 y / \tan \varphi$. Bei der praktischen Durchführung hat man also einzig für einen Lastfall die Grössen H , y und φ zu messen und kann damit die Pfähle auf Biegung dimensionieren. Es wäre äusserst verlockend, solche Versuche auch bei uns durchzuführen und die Resultate durch Messungen im Pfahl zu verifizieren.

Ebenfalls eine konstante Tiefe für das Auftreten des maximalen Momentes ergeben die theoretischen Untersuchungen des Beitrages 4. Die Autoren rechnen nach der klassischen Bettungsziffertheorie und zeigen, dass der im Boden elastisch eingespannte Pfahl wie ein freistehender Pfahl mit vollständiger Einspannung dargestellt werden kann. Sie geben sehr einfache Formeln für die Berechnung der Einspanntiefe im Falle einer konstanten wie auch für eine mit der Tiefe zunehmende Bettungsziffer. Auch ein Hinweis über die Bestimmung der Grösse der Bettungsziffer fehlt nicht.

Eine weitere Art der Beanspruchung in der Gruppe C stellt die **negative Mantelreibung** dar, welche durch die Konsolidation des Bodens hervorgerufen wird. Drei Beiträge (Nrn. 5, 8 und 14) widmen sich diesem Thema.

Bjerrum (Nr. 8) beschreibt die Messungen an einem 50 m langen Stahlpfahl, welcher allein durch negative Mantelreibung bis zur Grenze seiner zulässigen Belastung beansprucht wurde (Abb. 10).

Man rammte einen Pfahl (Durchmesser 47 cm) vom Meer aus durch weichen bis mittelfesten Ton in den Felsen. Anschliessend schüttete man 10 m' tief auf bis über den Wasserspiegel. Die Auffüllung setzte sich etwa 1,20 m'. Infolge der Konsolidation des meist weichen Tons wurde der Pfahl durch negative Mantelreibung beansprucht. Aus der gemessenen Pfahlverkürzung konnte auf die Stahlspannungen geschlossen werden. Diese erreichten einen maximalen Wert von 2 000 kg/cm². Die gesamte Belastung aus negativer Mantelreibung betrug 250 Tonnen. Ein interessantes Detail zeigten die Kurven der Pfahlverkürzung in der Nähe der Spitze, indem hier ein irre-

port la comparaison des résultats de mesure avec le calcul selon des théories déterminées, ce qui rend impossible une interprétation plus poussée.

Comme il faut admettre qu'à l'avenir, l'on effectuera d'une manière accrue des mesures sur le déplacement latéral des pieux, nous nous référerons à l'étude no 16. L'auteur y décrit un procédé optique approprié. Un tube de 6,5 cm de diamètre est incorporé au pieu d'essai. L'on installe une source lumineuse ponctuelle à son extrémité inférieure. Il est possible de mesurer le déplacement de n'importe quel point désiré au moyen des phénomènes d'interférence d'une plaque stratifiée poussée dans le tube.

Les contraintes agissant latéralement sur les pieux peuvent être traitées plus simplement lorsque la grandeur de la poussée horizontale est directement connue. L'incertitude ne subsiste alors qu'en ce qui concerne la profondeur à laquelle les moments de flexion atteignent leur valeur maximale. Trois études existent concernant la solution de ce problème.

Le rapport no 24 décrit une méthode très intéressante et simple pour déterminer l'endroit du moment maximum par un essai de charge latérale d'un pieu (fig. 9). L'auteur a constaté, à l'aide d'essais sur modèle, dont les résultats furent contrôlés sur des pieux 1:1, que le déplacement à la tête du pieu par suite d'une poussée horizontale H divisée par la $\tan \varphi$ de l'angle de déplacement φ pour un pilot déterminé représente une constante. Il put ensuite prouver que la profondeur à laquelle le moment maximum survient est indépendante de la valeur de la horizontale et demeure donc également constante. Cette profondeur I_0 peut être ainsi calculée à partir du rapport $y / \tan \varphi$ et, par conséquent, le moment maximum.

a grandeur est alors seulement fonction de l'hypothèse sur la répartition de la pression de butée du sol exprimée par le facteur m dans la formule

$$M_{\max} = m \cdot H \cdot I_0, I_0 \text{ étant } = 1,15 y / \tan \varphi$$

Lors de l'exécution pratique, il ne reste ainsi plus qu'à mesurer les grandeurs H , y et φ pour un seul cas de charge, et de fixer les dimensions des pieux sollicités à la flexion. Il serait extrêmement séduisant d'effectuer de tels essais chez nous également et de vérifier les résultats par des mesures dans le pieu.

Les recherches théoriques de l'étude 4 donnent également une profondeur constante pour l'apparition du moment maximum. Les auteurs calculent d'après la théorie classique du chiffre d'assise et montrent que le pilote encastré élastiquement dans le sol peut être représenté comme un pilote isolé avec encaissement intégral. Ils donnent des formules très simples pour le calcul de la profondeur d'encaissement dans le cas d'un chiffre d'assise constant, ou augmentant avec la profondeur. Une indication concernant la détermination du module de réaction ne manque pas non plus.

Negative Mantelreibung / Frottement latéral négatif

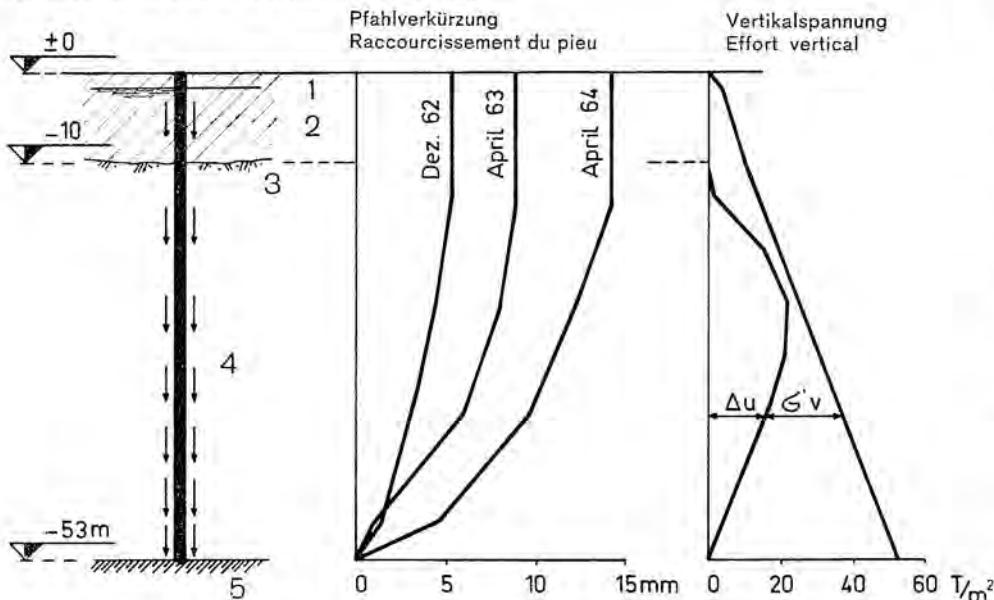


Abb. 10. Verkürzung eines Stahlpfahles infolge negativer Mantelreibung nach Bjerrum.

- 1 W. Sp.
- 2 Auffüllung
- 3 Meerboden
- 4 Ton
- 5 Fels

Fig. 10. Raccourcissement d'un pieu en acier par suite de frottement latéral négatif selon Bjerrum.

- 1 W. Sp.
- 2 remblai
- 3 fond marin
- 4 argile
- 5 roche

gulärer Verlauf festgestellt wurde. Deren Ursache ist folgende: Wenn sich die Pfahllast gegen die Spitze zu aufbaut, wird die Bruchspannung des Felsens lokal überschritten, die Spitze dringt in den Fels ein, dadurch baut sich die negative Mantelreibung vorübergehend ab und der Pfahl verlängert sich im unteren Teil leicht.

Die Pfahlverkürzungen wurden auch nach verschiedenen Methoden berechnet. Die beste Uebereinstimmung mit den Messresultaten erzielte der Autor, wenn er die negative Mantelreibung proportional zur effektiven Vertikalspannung im Boden σ'_v setzte.

Diese wird erhalten nach Abzug der Porenwasserspannung Δu . Der Proportionalitätsfaktor betrug 0,2.

Der hier beschriebene Fall, bei welchem die zulässigen Pfahlspannungen allein infolge negativer Mantelreibung überschritten wurden, d. h. dass der Pfahl gar nicht mehr in der Lage wäre, nur die geringste Nutzlast aufzunehmen, erscheint extrem. Wir sollten aber in der Praxis diese Phänomene nicht zu leicht nehmen. So kennt man auch in der Schweiz Pfahlfundationen, bei denen die negative Mantelreibung die Größenordnung der zulässigen Pfahllast erreichte.

Schliesslich darf der einzige Schweizer Beitrag in dieser Division 4 nicht unerwähnt bleiben. Locher (Nr. 14) beschreibt, wie durch konstruktive Massnahmen die Auswirkungen der negativen Mantelreibung reduziert werden können (Abb. 11). Für ein Ueberführungsbaubwerk in der Nähe Berns war eine Fundation mit Bohrpfählen in den tragfähigen Sand-Kies-Schichten vorgesehen. Um die negative Mantelreibung in den Tonschichten infolge der Damm schüttung zu verringern, versetzte man in den im Ortsbetonverfahren erstellten Pfahlfuss einen vor fabrizierten Betonpfahl Ø 50 cm mit glatter Oberfläche. Der Raum zwischen Bohrung und Betonpfahl wurde mit lossem Sand aufgefüllt. Diese Lösung ge stattete im Kies-Sand die hohe Tragfähigkeit eines

Le frottement latéral négatif, suscité par la consolidation du sol, représente un autre genre de contraintes dans le groupe C. Trois études (numéros 5, 8 et 14) sont consacrées à ce thème.

Bjerrum (no 8) décrit les mesures effectuées sur un pieu en acier de 50 m de longueur, soumis à une contrainte jusqu'à la limite de sa charge admissible (fig. 10) par le seul frottement latéral négatif. L'on fonça un pieu de 47 cm de diamètre dans des roches sous-marines à travers de l'argile d'une consistance molle à semi-dure. Puis l'on y déversa des déblais à une profondeur de 10 m jusqu'au niveau de l'eau. Le matériau se tassa de 1,20 m environ. Le pieu subit une contrainte par le frottement latéral négatif du fait de la consolidation de l'argile, molle en majeure partie. L'on put déterminer les efforts de l'acier à partir de la mesure des raccourcissements du pieu. Ces efforts atteignirent une valeur maximale de 2 000 kg/cm². La charge totale provenant du frottement latéral négatif s'éleva à 200 tonnes. Les courbes de raccourcissement du pieu aux environs de la pointe révèlent un détail intéressant, un déroulement irrégulier ayant été constaté ici. La cause en est la suivante: lorsque la charge du pieu s'élève en direction de la pointe, l'effort de rupture de la roche est dépassé localement, la pointe pénètre dans la roche, ce qui diminue momentanément le frottement négatif de l'enveloppe et le pieu s'allonge légèrement dans sa partie inférieure. Les raccourcissements du pieu furent aussi calculés d'après diverses méthodes. L'auteur obtint la meilleure concordance avec les résultats mesurés lorsqu'il introduisit le frottement latéral négatif proportionnellement à l'effort vertical effectif dans le sol σ'_v . Celui-ci s'obtient après déduction de la pression de l'eau interservicelle Δu . Le facteur de proportionnalité s'éleva à 0,2.

Le cas décrit ici où les efforts admissibles du pieu furent dépassés seulement par suite du frottement

Negative Mantelreibung
Locher: Frottement latéral négatif

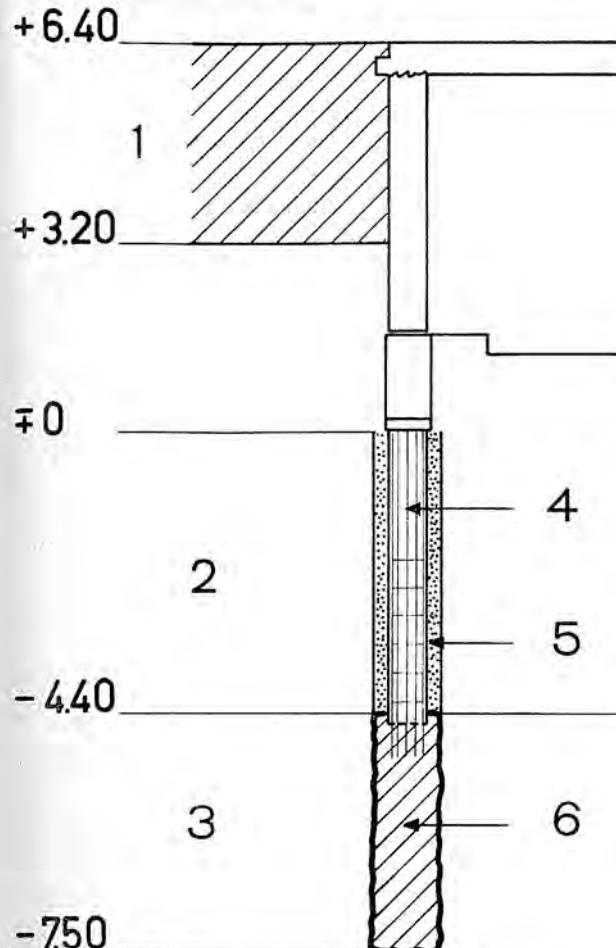


Abb. 11. Konstruktive Massnahmen zur Verminderung der negativen Mantelreibung nach Locher.

1 Damm, 2 Ton weich, 3 Sand-Kies, 4 Vorfabrizierter Betonpfahl Ø 50 cm, 5 Sand, 6 Bohrpfahlfuß, Ortsbeton Ø 90 cm.

rauenen Ortsbetonpfahles von grossem Durchmesser auszunützen, und anderseits in den kompressiblen Schichten möglichst wenig Angriffsfläche für die negative Mantelreibung zu bieten. Die Berechnung nach Zeevaert zeigt, dass der Erfolg dieser Methode ein doppelter ist: Einerseits wird die negative Mantelwirkung reduziert, anderseits verhindert man eine zu starke Abnahme der Spitzentragfähigkeit des Pfahles; werden doch die Vertikalspannungen im Boden bei kleinerer negativer Mantelreibung weniger stark abgebaut. In dem hier beschriebenen Fall konnte die zulässige Pfahllast gegenüber einem normalen Bohrpfahl wesentlich erhöht werden.

Ein letzter Beitrag (Nr. 12) in dieser Gruppe C beschreibt die Auswirkungen von Pfahlrammungen auf Gebäude, welche ebenfalls mittels Pfählen fundiert sind. Die eingetretenen Hebungen und Senkungen wurden gemessen. Leider schlugen die Versuche zu einer Vorausberechnung solcher Einwirkungen auf Pfähle fehl.

Am Schluss dieser Ausführungen sollen noch zwei kurze Hinweise auf die Gruppen D und E erfolgen.

Fig. 11. Mesures constructives pour diminuer le frottement latéral négatif d'après Locher.

1 remblai, 2 argile molle, 3 sable-gravier, 4 pieu en béton préfabriqué de 50 cm Ø, 5 sable, 6 pied du pieu foré de 90 cm Ø en béton in situ.

latéral négatif c'est-à-dire où le pieu n'aurait absolument pas été en mesure d'absorber la plus petite charge utile, semble extrême. Mais, dans la pratique, nous ne devrions pas prendre trop à la légère ce phénomène. C'est ainsi que l'on connaît aussi en Suisse des fondations sur pieux où le frottement latéral négatif atteignit l'ordre de grandeur de la charge admissible du pieu.

Enfin, l'unique étude suisse dans cette division 4 ne doit pas demeurer ignorée. Locher (no 14) décrit comment des mesures constructives permettent de réduire les effets du frottement latéral négatif (fig. 11). Une fondation avec des pieux forés dans des couches de gravier/sable de bonne portance avait été prévue pour un ouvrage destiné à un passage supérieur dans les environs de Berne. Afin, de diminuer le frottement latéral négatif dans les couches d'argile par suite de l'établissement du remblai, l'on disposa un pieu en béton préfabriqué de 50 cm de diamètre à surface lisse dans le pied du pilote en béton in situ. L'espace entre le trou de forage et le pieu en béton fut rempli avec du sable lâche. Cette solution permit d'utiliser dans le gravier/sable la capacité portante élevée d'un pieu en béton in situ à surface rugueuse, de grand diamètre, et par ailleurs, d'offrir le moins possible de surface d'attaque au frottement négatif de l'enveloppe dans les couches compressibles. Le calcul d'après Zeevaert montre que le succès de cette méthode est double: d'une part l'on réduit le frottement latéral négatif et, d'autre part, l'on empêche une réduction trop forte de la capacité portante de la pointe du pieu, les efforts verticaux dans le sol diminuant moins fortement avec un frottement latéral négatif plus petit. Dans le cas décrit ici, la charge admissible du pieu est notablement accrue par rapport à un pieu foré normal.

Une dernière étude (no 12) dans ce groupe C décrit les effets de fonçage de pieux sur des édifices également fondés sur pieux. L'on mesura les élévations et les tassements produits. Malheureusement, les tentatives de calculer au préalable de tels effets sur les pieux aboutirent à un échec.

Pour terminer cet article, nous mentionnerons encore brièvement les travaux des groupes D et E.

Fabrication de pieux

Trois études (numéros 13, 20 et 27) furent remises dans le groupe D qui traite de problèmes en relation avec la fabrication des pieux. Les recherches de Lo (no 13) sur les pressions de l'eau intersticielle par suite du fonçage de pieux sont intéressantes. Les calculs préliminaires effectués concordent bien avec les mesures. Il serait ainsi imaginable d'appliquer

Herstellung von Pfählen

In Gruppe D, welche Probleme im Zusammenhang mit der **Herstellung von Pfählen** behandelt, wurden 3 Beiträge (Nrn. 13, 20 und 27) eingereicht. Interessant sind die Untersuchungen von Lo (Nr. 13) über die Porenwasserspannungen infolge des Rammens von Pfählen. Die angestellten Vorausberechnungen stimmen gut mit den Messungen überein. Es wäre somit denkbar, die beschriebene Methode auch bei unseren Verhältnissen anzuwenden. Leider fehlt die weitere Auswertung der Resultate, welche gestatten würde, den Einfluss der berechneten Porenwasserspannung auf die Tragfähigkeit und die Konsolidation der Pfähle zu bestimmen.

également à nos conditions les méthodes décrites. Malheureusement, l'interprétation des résultats n'a pas été poursuivie, ce qui aurait permis de déterminer l'influence des pressions de l'eau intersticielle sur la capacité portante et la consolidation des pieux.

Pieux spéciaux

Relevons dans le groupe E (études numéros 22 et 23) sur les pieux spéciaux l'étude no 22 concernant les pieux à vis. Les deux auteurs russes décrivent l'utilisation de ces pieux spéciaux sur la base de 200 essais de charge. Dans le cas où l'on devrait utiliser chez nous également des pieux de ce genre, l'on pourrait recourir à ce travail très intéressant.

Ce. de Tr.

Spezialpfähle

In Gruppe E (Beiträge Nr. 22 und 23) über Spezialpfähle sei auf den Beitrag Nr. 22 über Schraubenpfähle hingewiesen. Die zwei russischen Autoren beschreiben aufgrund von über 200 Probefestigungen die Anwendung dieser Spezialpfähle. Sollten auch bei uns Schraubenpfähle verwendet werden, so könnte man auf diese sehr interessante Arbeit zurückgreifen.

6. Int. Kongress für Bodenmechanik und Fundationstechnik Montreal 1965

Von P. D. Dr. A. von Moos, Geologe, Zürich

Allgemeines

Vor der Besprechung einiger Arbeiten aus der 1. Division des Kongresses sollen hier kurz einige allgemeine Eindrücke der Tagung der Internationalen Gesellschaft für Bodenmechanik und Fundationstechnik in Montreal (Kanada) vom 8. bis 15. September 1965 wiedergegeben werden.

Der liebenswürdige und gewandte Präsident des Organisationskomitees, Dr. R. F. Legget, ein grosser Freund der Schweiz, nahm eine Idee des Zürcher Kongresses wieder auf, die hoffentlich, ähnlich wie die von einem Schweizer Graphiker 1953 geschaffene Gestaltung der Kongressbände, zur Tradition wird. Jeder Arbeitshalbtag wurde mit einem Referat allgemeinen Inhaltes, vor allem über das Gastland, eröffnet. Eindrücklich war u. a. eine Übersicht über die Geologie Kanadas von J. M. Harrison, formvollendet eine Darstellung der jüngsten Dammprojekte Kanadas durch J. K. Sexton, brillant und von angelsächsischem Humor gewürzt eine Causere über die ingenieurmässige Torklassifikation durch N. W. Radforth; N. A. Tsytovich (USSR) bot eine Übersicht über Fundationsprobleme in Permafrost in der USSR und Prof. Dr. R. Haefeli, Schweiz, eine solche über Kriechprobleme in Lockergesteinen, Fels, Schnee und Eis, die wenige Tage nach dem Unglück von Mattmark höchste Aktualität besass.

Die Arbeitstagungen setzten sich je aus einem einleitenden Referat des jeweiligen Berichterstattlers, einer Stellungnahme einiger weniger ausgewählten Spezialisten über die vom Berichterstatter vorgeschlagenen Diskussionsthemen und aus einer anschliessenden freien Diskussion zusammen. Leider bestanden die meisten dieser Diskussionsbeiträge aus einer Ablesung vorbereiteter Voten, und nur ausnahmsweise vermochten einige ältere Semester, meist Angelsachsen, eine freie Diskussion in Gang zu bringen. Dieser Art der Arbeitstagungen haftet noch immer etwas Unbefriedigendes an; nach Ansicht des Schreibenden sollten in Zukunft auch bei der Int. Gesellschaft für Bodenmechanik und Fundationstechnik sowohl in den Proceedings als auch in der Diskussion nur einige wenige Themen behandelt und allseitig beleuchtet werden, statt dass von allem und jedem gesprochen und geschrieben wird.

Mit zu den schönsten und bleibendsten Erlebnissen gehören an den Kongressen noch immer die Exkursionen. Es war eine glänzende Idee der Organisatoren, die Tagung von Freitagabend bis Montagmorgen durch eine geruhige, gegen 1000 km lange Schiffahrt zu unterbrechen, die Gelegenheit bot, mit den verschiedensten Kongressteilnehmern zu sprechen und die Landschaft zu geniessen. Bei schönstem Wetter brachte uns das mehrdeckige Boot den mächtigen, meist von einsamen Ufern flankierten St.-Lawrence-Strom hinunter und den fjordähnlichen, steilufrigen, linken Seitenfluss Sagenay hinauf, wo ein Landausflug dem Kraftwerk Shipshaw (1 200 000 PS) galt, das die riesigen Aluminiumhütten der ALCAN bei Arvida in der Nachbarschaft mit Strom versorgt. Auf der Heimfahrt flanierten wir am Nachmittag noch in dem mit seinen alten Befestigungen und Gassen europäisch anmutenden Quebec.

Eindrücklich, vor allem im Hinblick auf ähnliche Projekte in der Schweiz, war ein Baustellenbesuch beim neuen Louis-Hippolyte-La-Fontaine-Tunnel der Transcanada Highway, der flussabwärts Montreal den St.-Lawrence-Strom queren soll. Soeben war das erste 120 m lange, 40 m breite und 9 m hohe Tunnelement aus dem Trockendock ausgefahren, abgesenkten und mit der an Land an Ort und Stelle fertig erstellten südlichen Zufahrtsröhre verbunden.¹⁾ Den oberen Teil des gewaltigen Flusses lernten wir auf einer herbstlichen Busfahrt durch Ontario und die englisch anmutende Hauptstadt Ottawa, beim Upper Canada Village und beim Flusskraftwerk bei Long Sault kennen, wo in imponierender Grösse das amerikanische und das 1958 vollendete kanadische Kraftwerk den Strom sperren.

Den Abschluss bildete für den Referenten eine Busfahrt durch das herbstlich rot gefärbte New England mit seinen Hügeln und seinen weissen und roten, meist im lichten Wald versteckten Häusern, eine Segelfahrt auf dem Meer bei Portland, Maine, die übliche Hafenrundfahrt um Manhattan, New York und eine Ex-

kursion auf die Baustelle der Pistenverlängerung des La-Guardia-Flughafens, die auf dem Wasser erstellt wird.¹⁾

Division 1: Allgemeine Bodeneigenschaften

Von den in den Kongressbänden gedruckten 218 Arbeiten wurden 31 der allgemeinen Division 1 zugewiesen, die sich auf die verschiedensten Gebiete wie Ingenieurgeologie, Bodenerkundung und Probenentnahme, Korngrösse und -form sowie Oberflächenaktivität, Anteil und Aktivität der verschiedenen Phasen und einige spezielle Probleme verteilen. Da eine Besprechung aller Arbeiten in der zur Verfügung stehenden kurzen Zeit auf eine Aufzählung der Titel hinauslaufen würde, sei dem Referenten gestattet, nur einige der Arbeiten herauszugreifen, dabei von Problemen der Festgesteine zu solchen der Lockergesteine fort schreitend.

Jennings und Mitarbeiter, Südafrika (1/11), fragen sich, welche Bedingungen für die Entstehung von engen Einsturztrichtern (Sinkholes) und breiten Einsturzfeldern (Caving) in Karbonatgesteinen vorhanden sein müssen, die in Südafrika verschiedentlich zu grossen Schäden und Unglücksfällen geführt haben und die auch in der Schweiz, hier auch über Gips, auftreten können (Bild 1).

Die engen Einsturztrichter entstehen nach den Autoren unter folgender Bedingung:

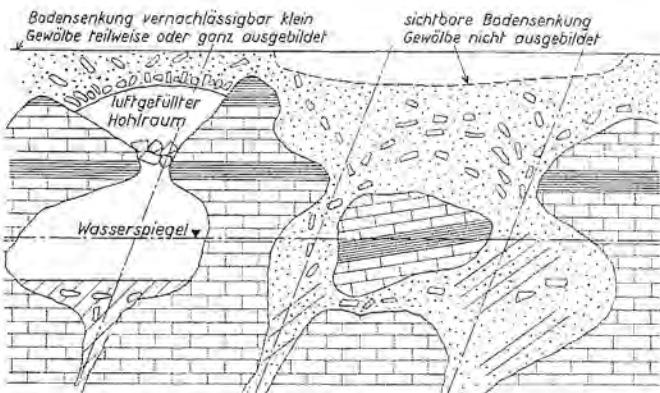


Bild 1. Schematischer Schnitt. Links Bedingungen zur Entstehung eines engen Einsturztrichters (Sinkhole), rechts eines breiten Einsturzfeldes (Caving) nach Jennings

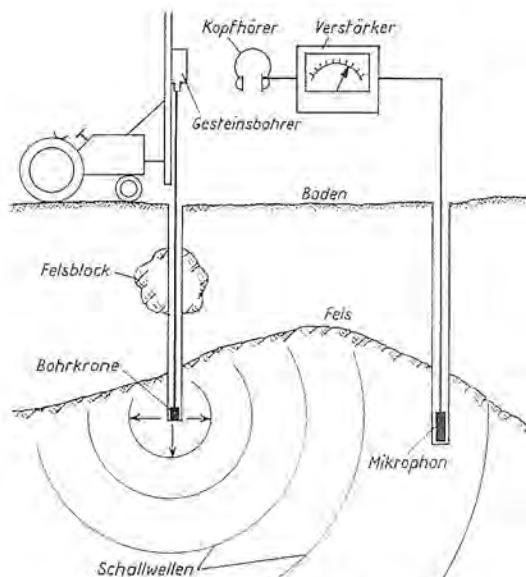


Bild 2. Prinzip der Unterscheidung von Blöcken vom anstehenden Felsgestein beim Bohren mit Hilfe der Geräuschkontrolle nach Undström und Stenberg

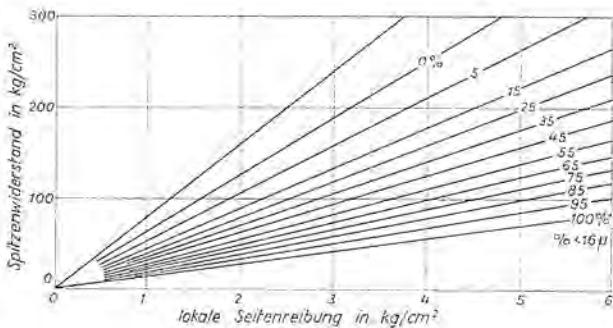


Bild 3. Beziehung zwischen Spitzenwiderstand, lokaler Seitenreibung und Anteilen kleiner $0,016 \mu\text{m}$ nach Begemann

1. Anwesenheit eines soliden Festgestein, welches das Widerlager für ein Gewölbe bilden kann;
2. Auftreten einer Lockergesteinsschicht über dem Fels, die derart verfestigt ist, dass sich darin ein Gewölbe bilden kann;
3. Entstehung eines Hohlraumes im Festgestein unter dieser Schicht, zum Beispiel durch Lösung;
4. Auftreten von fliessendem Wasser, das für den Abtransport des Schuttens und des gelösten Materials sorgt, und die Anwesenheit eines Reservoirs zur Aufnahme des Schuttens.

Fehlt zum Beispiel ein genügendes Widerlager, so entstehen Einsturzfelder.

Zur Feststellung von Hohlräumen, die noch nicht eingebrochen sind, war in Südafrika die gravimetrische Untersuchung erfolgreicher als elektrische Widerstandsmessungen und Seismik. Die Erstellung eines Netzes von Bohrungen mit Registrierung des Bohrwiderstandes und Setzungsbeobachtungen über den Gebieten sind als Ergänzung notwendig.

Meigh und Greenland, Grossbritannien (1/16), vergleichen Untersuchungsmethoden zur Überprüfung der Zusammendrückbarkeit von mesozoischen und paläozoischen sedimentären Festgesteinen wie Mergel, Siltsteine, Sandsteine, auf denen setzungsempfindliche Bauten wie Reaktoren, Synchrotrone oder Brücken von Autobahnen erstellt werden sollen. Erstmalige Versuche mit dem Ménardschen Pressiometer in Festgestein, bei welchem im Bohrloch die Deformation der Wandlung mit Hilfe einer unter wechselndem Druck stehenden Gummimembran gemessen wird, gaben Resultate, die vergleichbar mit Werten waren, die aus Plattenversuchen erhalten wurden. Demgegenüber zeigten die Laboratoriumsresultate wegen der Störung bei der Probeentnahme, bei der Präparierung und beim Einbau der Proben eher ungünstigere Werte.

Bei Bohrungen zur Lokalisierung der Felsoberfläche stellt sich in der Praxis häufig die Frage, ob man unter dem Lockergestein bereits den Fels oder aber einen Block erreicht hat. Normalerweise setzt man die Bohrung soweit im Fels fort, bis die Wahrscheinlichkeit des Anfahrens eines Blockes ausgeschlossen ist. *R. Lundström und R. Stenberg*, Schweden (1/15), gelingt es mit Hilfe eines Mikrophons, das in einem benachbarten Bohrloch eingeführt wird, durch Registrierung oder Abhorchung der akustischen Wellen, die durch das Bohren entstehen, auszusagen, ob der Bohrer in einem Block oder bereits im Anstehenden steckt. Außerdem kann anhand dieser Geräuschaufnahmen auch etwas über die Felsqualität ausgesagt werden (Bild 2).

Die vermehrte Beschäftigung mit dem Aufbau des Meeresgrundes im Schelfbereich spiegelt sich wider in dem von *Andresen*, Norwegen (1/2), beschriebenen Probenentnahmegerät für Lockergesteine, bei welchen der Entnahmeyylinder nach dem Auftreffen auf dem Meeresgrund durch eine Gasentladung in den weichen Meeresboden gepresst wird.

Begemann, Niederlande (1/4), misst mit der holländischen statischen Penetrationssonde neben dem Spitzenwiderstand nicht wie bisher die totale Seitenreibung, sondern diejenige auf einem kurzen, von der übrigen Verrohrung getrennten Zylinder, wie das auch *Haefeli*²⁾ getan hat. Auf Grund seiner zahlreichen Messungen in den Niederlanden ist er der Ansicht, dass es ihm gelungen sei, auf Grund dieser beiden bestimmten Größen den Anteil

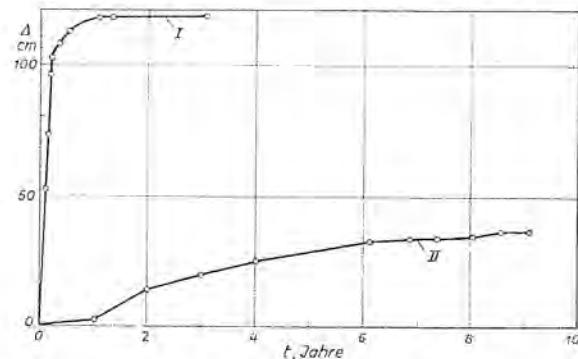


Bild 4. Setzungen eines Getreidesilos (I rascher Strukturzusammenbruch, Collapse) und der Pfeiler eines Industriebaus (II langsame Deformation) auf Löss als Folge der Durchnässtung nach Larinov

kleiner 16μ der betreffenden Schicht zu bestimmen (Bild 3).

Larinov, UdSSR (1/14), einer der russischen Lössforscher, stellt die Ursachen für den Strukturzusammenbruch gewisser Lössen bei Sättigung durch Wasser zusammen (Bild 4). Die Disposition dazu hängt von der chemisch-mineralogischen Zusammensetzung, der Art der Struktur und der Textur, der Widerstandsfähigkeit gegen die Benetzung und der Einwirkung äusserer Kräfte ab. Er gibt eine Anzahl einfacher Methoden an, um die Struktur des Lösses auf der Baustelle oder im Labor zu erkennen wie Brechen der Probe, Beobachtung der Bruchoberfläche, Schnittprobe mit dem Messer, Verhalten der Oberfläche bei Benetzung mit einem Tropfen Wasser oder Methylenblaulösung oder einer Oel-Petrolmischung, Trennung durch schwere Flüssigkeit, Siebanalyse usw., die beschrieben werden. Sie alle bezwecken, etwas über die Struktur auszusagen.

Colemann, England (1/6), sucht der interessanten Frage der Farbe der Lockergesteine mit Hilfe von Reflexionsspektren näher zu kommen. Die Gesteinsfarben stammen nach seinen Ausführungen teils von anorganischen, teils von organischen Komponenten, teils von organisch-metallischen Komplexen, und sehr oft sind sie an Oxydfilme gebunden, die die Körner umhüllen und die auch deren Struktur und technische Eigenschaften bestimmen. Beimengungen von Göthit, Limonit (Brauneisenstein) bringen zum Beispiel die braunen Farben, Hämatit (Roteisenstein) die roten Farben, Kaolinit als Tonmineral die weißen Farben und die organischen Stoffe u. a. die schwarzen Farben hervor, aus deren wechselndem Anteil Mischfarben resultieren.

Müller-von Moos, Schweiz (1/17), vergleicht an Hand von 32 Lockergesteinsproben mit organischen Beimengungen die zum Beispiel im SNV-Normblatt 70 008 der VSS erwähnte Methode der Abschätzung des organischen Gehalts der Lockergesteine mit Hilfe der Verfärbung mit Natronlauge (NaOH) mit zwei anderen Methoden, die die Nassverbrennung benutzen. Er kommt zum Schluss, dass die colorimetrische Methode von Walkley und Black genauer, ebenso rasch und einfach durchführbar ist wie die im Normblatt beschriebene Methode. Es wäre zu empfehlen, diese Methode in die Normblätter der VSS aufzunehmen.

J. I. Adams, Kanada (1/1), befasst sich an Hand von Untersuchungen an einigen Versuchsdämmen mit dem mechanischen Verhalten von Torf, in Kanada Muskeg genannt, der in jenem Lande im Bauingenieurwesen eine zunehmend wichtigere Rolle spielt. Bei Belastung wird zuerst das freie Wasser der Poren ausgesprest. Dieser Vorgang geht anfänglich rasch vor sich und führt zu grossen Setzungen. Dieser primären Setzung folgt die sekundäre und langsame Nachsetzung, wobei einerseits im Gegensatz zu den normalen mineralischen Böden nun das Wasser auch aus den Festbestandteilen ausgepresst wird und gleichzeitig die Durchlässigkeit im Torf immer mehr abnimmt. Wie auch schweizerische Versuche gezeigt haben, setzt sich der Torf in dieser Nachsetzung geradlinig mit dem Logarithmus der Zeit. Der Autor ist u. a. der Ansicht, dass der Torf ein reines Reibungsmaterial hoher Scherfestigkeit sei mit dem Winkel der inneren Reibung von rund 45° .

¹⁾ Siehe auch SBZ 1965, H. 37, S. 635

²⁾ SBZ 1951, Nr. 36, S. 497

6. Int. Kongress für Bodenmechanik und Fundationstechnik in Montreal 1965

Division 2: Bodeneigenschaften — Scherfestigkeit und Konsolidation

Von **H. G. Locher**, dipl. Ing. ETH / S.I.A., Losinger + Co. AG., Bern

SCHWEIZERISCHE BAUZEITUNG

Sonderdruck aus dem 84. Jahrgang, Heft 26, 30. Juni 1966

Druck: Offset+Buchdruck AG, Zürich

6. Int. Kongress für Bodenmechanik und Fundationstechnik in Montreal 1965

Division 2: Bodeneigenschaften — Scherfestigkeit und Konsolidation

Von H. G. Locher, dipl. Ing. ETH/S.I.A., Losinger + Co. AG., Bern

Vortrag gehalten an der Herbsttagung der Schweiz. Gesellschaft für Bodenmechanik und Fundationstechnik am 12. November 1965 in Bern

In der Sektion 2 wurden 61 Beiträge eingereicht, also mehr als ein Viertel der insgesamt 218 Beiträge. Prof. O. Moretto, Argentinien, hat sie in seinem gedruckten Generalbericht thematisch geordnet und einzeln kommentiert. Dieser Bericht wird zusammen mit den in Montreal gehaltenen Vorträgen und Diskussionen im dritten Band der Kongressberichte abgedruckt werden. Der nachfolgende Aufsatz wird sich daher nicht mit den einzelnen Kongressbeiträgen befassen, sondern einen allgemeinen Überblick über den heutigen Stand der Forschung zu geben versuchen und einige der eingereichten Beiträge besprechen. Den Abschluss bildet dann eine Übersicht über die vor dem Kongress in einem viertägigen Kurs an der Université Laval in Québec gehaltenen Vorträge.

Die Stabilitätsprobleme im weitesten Sinne beschäftigen die Bauingenieure nach wie vor stark. Grundsätzlich handelt es sich dabei immer um einen Vergleich zwischen den auftretenden Spannungen und der Fähigkeit des Baustoffes, diesen Spannungen ohne Bruch und mit annehmbaren Deformationen zu widerstehen. Es ist daher verständlich, dass seit dem Pariser Kongress 1961 eine beträchtliche Anzahl von Arbeiten über Scherfestigkeit und Konsolidation erschienen sind und Spezialkongresse (Brasilien 1963, Tokio 1963, Kanada 1963, Wiesbaden 1963, USA 1964) sich ausschließlich mit diesen Problemen befasst haben.

Scherfestigkeit von Böden unter statischer Belastung

Allgemein werden heute die Scherfestigkeitsparameter c' und φ' aus der Coulomb'schen Gleichung in bezug auf die Effektivspannungen bestimmt. Die Versuchstechnik stützt sich dabei vorwiegend auf den Triaxialapparat und hat sich im Prinzip seit dem Pariser Kongress 1961 nicht wesentlich geändert. Dagegen werden die Apparaturen ständig verbessert und ihr Anwendungsbereich ausgeweitet.

Leussink und Prange (2/33) beschreiben eine Porenwasser-Messzelle von 25 mm Durchmesser und 25 mm Höhe, die in grosse Triaxialproben eingebaut werden kann und die Messresultate drahtlos mit Hilfe eines transistorisierten Miniatursenders nach aussen übermittelt. Weitere beachtliche Geräteentwicklungen beschreiben Bishop und Mitarbeiter (2/7) im Zusammenhang mit Versuchen mit Seitendrücken bis 70 kg/cm^2 , welche im Zusammenhang mit dem Laval-Kurs näher besprochen werden.

Der Triaxialapparat eignet sich sehr gut dazu, den Spannungszustand, die Konsolidation und die Sättigung – letzteres z. B. mit Gegendruck im Porenwasser – unter Kontrolle zu halten. Kenney und Landva (2/28) benützten diese Eigenschaften, um Scherflügelversuche mit dem norwegischen Laborflügel im Innern von dreiaxial beanspruchten Proben unter genau bekannten Verhältnissen auszuführen. Der Beitrag beschreibt das hierfür entwickelte Gerät, gibt aber keine Versuchsresultate.

In seinem Bericht zum Pariser Kongress 1961¹⁾ erwähnte Dr. J. Huder, dass folgende Probleme noch ungenügend untersucht seien:

¹⁾ siehe auch SBZ 1962, H. 28, S. 500

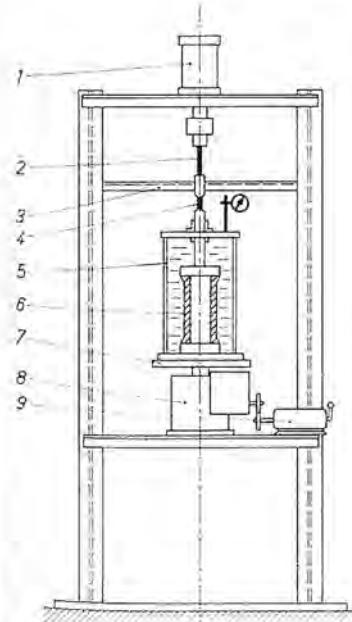


Bild 1. Triaxialer Scherapparat für hohle zylindrische Proben (aus [13], Beitrag 2/9, Broms B. B. und A. D. Casbarian)
1 Druckluftzylinder
2 Messzelle (Axiallast)
3 Torsionsarm
4 Messzelle (Torsion)
5 Triaxialzelle
6 Probe
7 Drehtisch
8 Reduktionsgetriebe
9 Motor

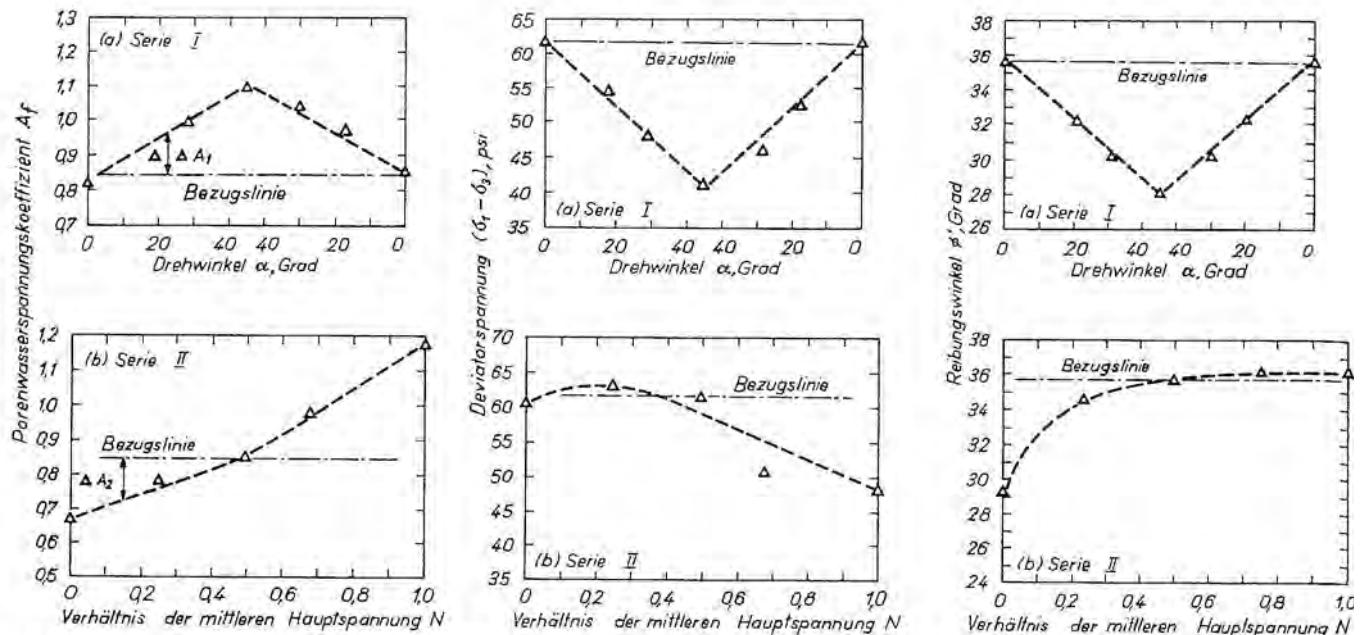


Bild 2. Einfluss einer Rotation der Hauptachsen sowie einer Variation der mittleren Hauptspannung auf Porenwasserkoeffizient A_f , Deviatorspannung $\sigma_1 - \sigma_3$ und Reibungswinkel ϕ' auf kaolinitischen Ton mittlerer Plastizität (aus [13], Beitrag 2/9, Broms B. B. und A. D. Casbarian). 10 psi = 0,703 kg/cm²

- Abweichen der Feld- von den Laborbedingungen
- Drainierte Scherversuche
- Einfluss der Richtung der Hauptspannungen
- Langfristige Belastungen.

In der Zwischenzeit sind auf allen diesen Gebieten beachtliche Fortschritte festzustellen:

Vier Beiträge behandeln die Untersuchungen von anisotropen Spannungszuständen in Scherversuchen. Eine sehr geschickte Versuchsanordnung schlagen *Broms* und *Casbarian* (2/9) vor. Die Bodenprobe wird in Form eines hohlen Zylinders in einen leicht abgeänderten Triaxialapparat eingebaut. Sie ist innen und aussen mit einer Gummihaut überzogen, so dass der innere und der äussere Kammerdruck unabhängig variiert werden können. Zusätzlich kann die Probe noch torziert werden, so dass auf einfache und kontrollierbare Weise jeder beliebige Spannungszustand hergestellt werden kann (Bild 1). Mit diesem Verfahren erhaltene Resultate an einem kaolinitischen Ton mittlerer Plastizität sind in Bild 2 dargestellt. Sie zeigen, dass sowohl die Lage der mittleren Hauptspannung wie auch die Rotation der Hauptspannungsrichtung die Resultate der Scherversuche beträchtlich beeinflussen.

Zwei Aufsätze behandeln Zeiteinflüsse auf die Scherfestigkeit. — *Schmid* und *Kitago* (2/45) beschreiben Scherversuche an drei normalkonsolidierten Tonen, die in Zeiten zwischen 10 Sekunden und 90 Minuten undrainiert zum Bruch gebracht wurden. Die Resultate (Bild 3) werden in einfach logarithmischem Maßstab als Geraden dargestellt, wobei die Vergleichsspannung A (bei der Plastizitätsgrenze gewählt)

und die Neigung der Linien D eine gewisse Zeitabhängigkeit aufweisen. Die tatsächlichen Versuchsstreuungen sind aber, nach den übrigen Figuren des Beitrages zu schliessen, zu gross, um über diese Zeitabhängigkeit genaueres auszusagen. *Borowicka* (2/8) beschreibt die in Wien verwendete Technik des Scherversuchs, bei dem die Scherbewegung mehrmals hin und zurück ausgeführt wird, bis die Restscherfestigkeit erreicht wird. Je nach dem Gehalt an Kolloidalsubstanz in der Probe kann die Restscherfestigkeit sehr viel kleiner sein als die maximale Festigkeit. Prof. *Borowicka* erhält damit ungefähr dieselben Resultate, wie sie Prof. *Skempton* in der «Forth Rankine Lecture» im letzten Jahr gezeigt hat, obschon sein Versuchsverfahren etwas anders ist. Prof. *Haefeli* hat übrigens schon vor sehr vielen Jahren auf diese Eigenschaft gewisser Böden hingewiesen und im Ringscherapparat entsprechende Versuche ausgeführt. Diese Probleme werden im Zusammenhang mit dem Laval-Kurs behandelt.

Zu den von Dr. J. Huder vor vier Jahren erwähnten Problemen ist ein weiteres getreten: Infolge der immer grösseren Höhe der Erdämmen, sowie zur Abklärung von Problemen in grösserer Tiefe (lange Pfähle) mussten Triaxialapparate mit sehr hohen Seitendrücken gebaut werden. Die gerätetechnische Seite ist bereits erwähnt worden. Die Versuchsresultate in den Beiträgen von *Bishop* und *Mitarbeiter* (2/7), *Insley* und *Hillis* (2/23) und *Wissa* und *Mitarbeiter* (2/60) geben noch kein klares Bild über alle Folgen, die hohe Seitendrücke auf Scherfestigkeit und Deformationen haben. Allgemein kann aber festgestellt werden, dass das Prinzip der Effektivspannungen seine Gültigkeit bewahrt, und dass die Bruchdeformationen der Triaxialproben bei

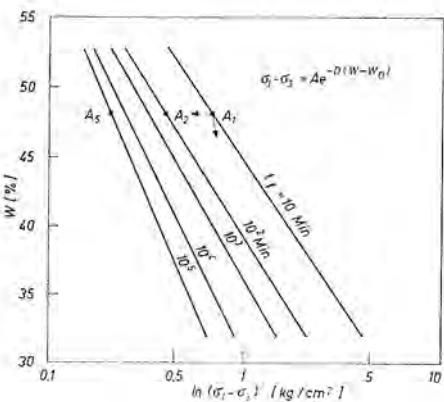


Bild 3. Prinzipieller Zusammenhang zwischen Deviatorspannung $\sigma_1 - \sigma_3$, Wassergehalt und Zeit bis zum Bruch der Probe t_f (aus [13], Beitrag 2/45, Schmid W. E. und S. Kitago)

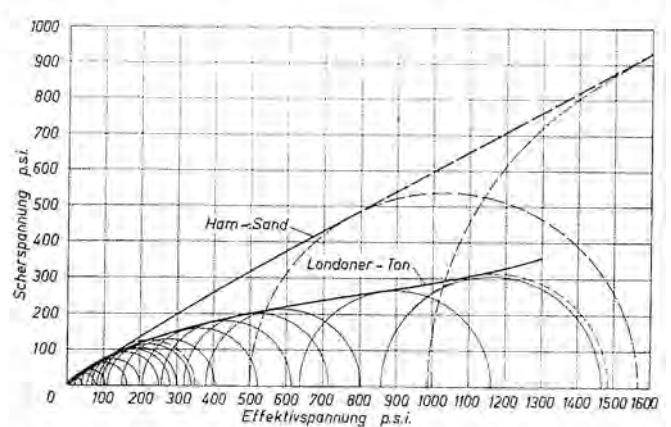


Bild 4. Mohrsche Umhüllungskurven für ungestörten Londoner Ton (aus 35 m Tiefe) und gewaschenen Sand aus dem Flusse Ham, unter hohen Seitendräcken (aus [13], Beitrag 2/7, Bishop A. W., D. L. Webb und A. E. Skinner). 100 psi = 7,03 kg/cm²

hohen Seitendrücken stark anwachsen. Ferner ist bei den meisten Materialien ein Abflachen der Scherlinie zu beobachten, wie sie z. B. Bild 4 aus dem Beitrag von Bishop zeigt. Beim Londoner Ton sinkt dabei der Neigungswinkel der Scherlinie von 30° in der Nähe des Ursprungs auf rd. 10° bei Drücken über 50 kg/cm^2 . Beim Ham River Sand ist die Abnahme weniger ausgeprägt, nämlich von 33° auf 28° . Hier wurde eindeutig eine Kornzerstörung festgestellt, die eine der Ursachen der Festigkeitsabnahme sein dürfte. Andere Materialien, z. B. das von Insley und Hillis beschriebene Moränenmaterial und die mit Kalk oder Zement stabilisierten Böden Wissas, zeigten aber praktisch gerade Scherlinien. Das Problem der Scherfestigkeit unter hohen Seiten- drücken wird im kommenden «Erdbaujahrviert» noch intensiver Forschung bedürfen. Der zuletzt genannte Beitrag von Wissa (2/60) interessiert auch wegen des geprüften Materials, nämlich Silt und Ton mit Kalk- oder Zementstabilisierung. Undrainierte Triaxialversuche mit Porenwasserspannungsmessung und Seitendrücken bis 60 kg/cm^2 zeigten, dass die Mohr-Coulomb'schen Scherlinien von der Bodenart und der Art und Dosierung des Zusatzes abhängen, die sowohl die Kohäsion wie den Reibungswinkel beeinflussen. Das Alter der Proben dagegen wirkte sich nur auf die Kohäsion aus.

Ein weiterer Beitrag über stabilisierte Böden, nämlich derjenige von Fossberg (2/18), zeigt den Einfluss von Kalk auf einen Montmorillonit enthaltenden südafrikanischen Residualton. Fossberg interpretiert das Verhalten des stabilisierten Materials wie dasjenige eines sensiblen Tones. Bei einem bestimmten Wassergehalt ergeben dabei Proben verschiedener Alters Scherlinien und Konsolidations- kurven, die denjenigen eines mit verschiedenen Drücken vorkon- solidierten Tones entsprechen.

Deformation von Böden unter statischer Belastung

Die Vorhersage von Setzungen stellt eines der schwierigsten Probleme dar, die dem Bauingenieur gestellt werden. Fehlerquellen von massgebendem Einfluss sind dabei bei fast allen Operationen für eine Setzungsvorhersage zu finden. Die Störung der Proben bei der Probeentnahme und beim Einbau in das Oedometer hat auf die Deformation einen wesentlichen Einfluss. Der Oedometerversuch ist streng genommen nur bei Belastungsfällen anwendbar, die der Terzaghi-Theorie entsprechen, und die Spannungsverteilung im Boden nach den Theorien von Boussinesq oder Westergaard ist ziemlich stark idealisiert. Die bisher verfügbaren Methoden versuchten, diese Fehler mit Korrekturfaktoren zu kompensieren, im übrigen aber die altgewohnten Hilfsmittel zu gebrauchen [1], [2].

Diese Unzulänglichkeiten machen es verständlich, dass, z. T. unter Heranziehung neuer Rechenmethoden und Rechengeräte, neue Kon-

solidationstheorien und neue Lösungen der Konsolidations-Differen- tialgleichung für sämtliche Probleme gesucht werden. Marsal (2/36) leitet Zeit-Zusammendrückungsbeziehungen für das Körnergerüst ab, indem er statistische Gesetze auf die Kornbewegungen anwendet. Die Resultate können auf die Zusammendrückung von Sand und die Sekundärsetzung von Ton angewandt werden.

De Leeuw (2/32), Martins (2/37) und Verigin (2/57) bringen neue Lösungen der dreidimensionalen Differentialgleichung der Konsolida- tion. De Leeuws Lösung eignet sich dabei z. B. für die Anwendung auf Sanddrains. Martins berechnet die eindimensionale Konsolidation in Böden mit variablem Durchlässigkeitsfaktor, und Verigin löst den räumlichen Fall des Halbraumes mit Linien-, Rechteck- und Kreis- lasten auf der Oberfläche.

Eine Anzahl von Beiträgen behandelt ferner die Spannungs- und Porenwasserverhältnisse, wie sie sich im Verlaufe von Oedometer- oder triaxialen Konsolidationsversuchen entwickeln, analysieren Spannungs-Dehnungsdiagramme und tragen damit Bausteine zusammen, mit deren Hilfe es hoffentlich bald einmal gelingen wird, die komplizierten Vorgänge besser zu verstehen und damit zu wahrheits- getreuen Setzungsprognosen zu gelangen.

Eine grössere Gruppe von Beiträgen befasst sich mit dem Zu- sammendrückungsverhalten einer Anzahl typischer Böden, von denen zwei herausgegriffen seien.

Varga (2/56) beschreibt einen ausgedehnten Vergleich, der in Ungarn zwischen den gemessenen Setzungen von Platten auf Löss- boden und den entsprechenden, aus Oedometerversuchen berechne- ten Werten angestellt wurden. Das Verhältnis der berechneten zu den gemessenen Setzungen von insgesamt 105 Versuchen variiert zwis- chen 0,18 und rd. 16,2 mit einem Mittel von 4,5. Der Autor erklärt diese außerordentlich grossen Unterschiede, die die Berechnungen natürlich vollständig wertlos machen, z. T. mit der Strukturstörung im Boden bei der Probenentnahme und beim Einbau in den Oedo- meter, z. T. damit, dass sich Makroporen im Boden schliessen müs- sen, bevor sich der Seitendruck im Oedometer entwickeln kann. Der Hauptgrund scheint aber zu sein, dass die Oedometermethode für normalkonsolidierte, gesättigte Tone konzipiert ist und, unter anderen Voraussetzungen angewendet, fast notgedrungen falsche Resultate geben muss.

Schultze und Melzer (2/47) berichten, in Fortführung der Unter- suchungen an der TH Aachen, über empirisch gefundene Korrela- tionen zwischen diversen dynamischen und statischen Penetrometern und der relativen Dichte sowie der Steifeziffer eines gleichkörnigen

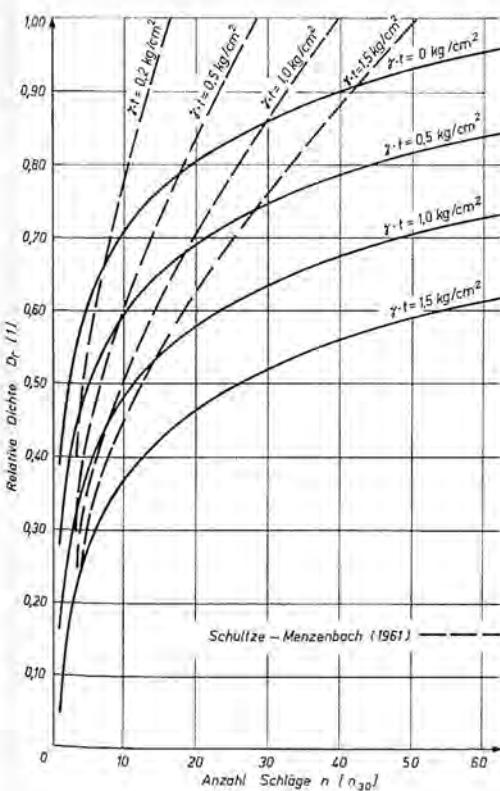


Bild 5 (links). Zusammenhang zwischen relativer Dichte Dr , Ueberlagerungsdruck $\gamma \cdot t$ und Schlagzahl n im «Standard Penetration Test» für Sand über dem Grundwasserspiegel (aus [13], Beitrag 2/47, E. Schultze und K.-J. Melzer)

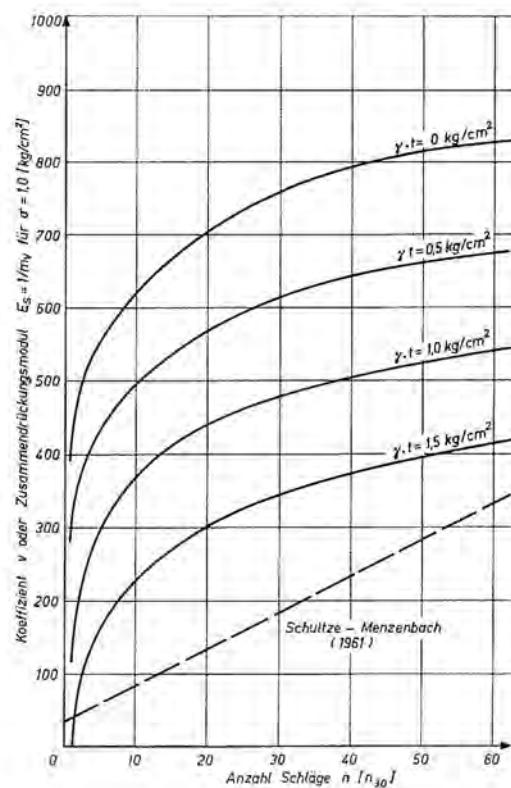


Bild 6 (rechts). Zusammenhang zwischen Steifeziffer E_s (ge- messen bei $\sigma = 1 \text{ kg/cm}^2$), Ueberlagerungsdruck $\gamma \cdot t$ und Schlagzahl n im «Standard Penetration Test» für Sand über dem Grundwasserspiegel (aus [13], Beitrag 2/47, E. Schultze und K.-J. Melzer)

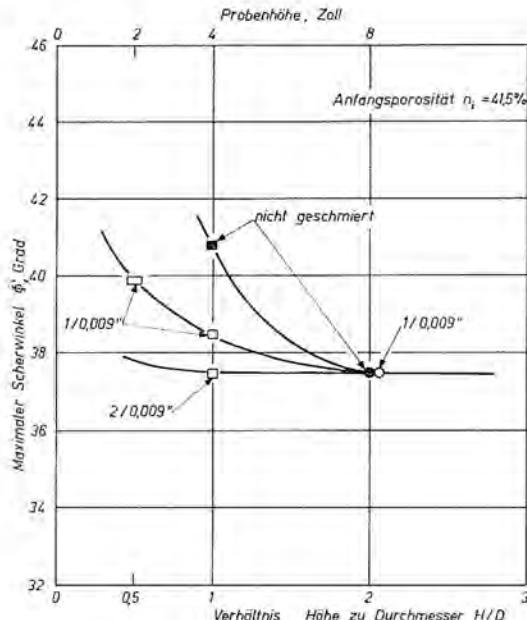
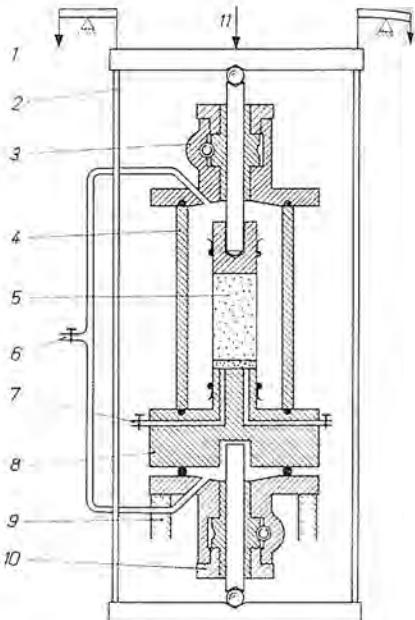


Bild 7 (links). Einfluss der Reibung an den Endflächen von Triaxialproben von Sand auf die Scherfestigkeit (aus [6])

Bild 9 (rechts), Triaxialzelle mit hydraulisch ausbalanciertem Stempel und rotierenden Lagern, für Zellendrücke bis 70 kg/cm^2 (aus [13], Beitrag 2/7, Bishop A. W., D. L. Webb und A. E. Skinner)

- 1 Gegengewicht
- 2 Joch
- 3 Rotierendes Lager
- 4 Stahlzylinder
- 5 Probe
- 6 Anschluss für Seitendruck
- 7 Anschluss für Drainage oder Porenwasserspannungsmessungen
- 8 Grundplatte
- 9 Auflager für Zelle
- 10 Rotierendes Lager



Mittel- bis Grobsandes. Die Bilder 5 und 6 mögen die Art der dabei erhaltenen Resultate charakterisieren. Sie zeigen die relative Dichte sowie die Steifeziffer des Sandes in Abhängigkeit von der Schlagzahl mit Terzaghi's Standardsonde (Standard Penetration Test). Interessant ist dabei der grosse Unterschied zwischen den heutigen Kurven und denjenigen aus früheren Publikationen desselben Autors, den Schultze auf Fortschritte in der Bestimmungsmethode für die relative Dichte (Isotopengerät) und die Steifeziffer zurückführt. Es scheint hier noch viel Forschungsarbeit nötig zu sein, bis die Press- und Ramm sondierungen neben den qualitativen Angaben einigermassen zuverlässige quantitative Aussagen zu geben vermögen.

Verhalten der Böden unter dynamischer Belastung

Das Verhalten der Böden unter dynamischer Beanspruchung hat in den letzten 10 bis 15 Jahren grosse Beachtung gefunden. Die Gründe dafür liegen einmal beim Straßenbau, wo sich die Erkenntnis durchsetzt, dass rein statische Untersuchungsmethoden nicht genügen. Zweitens bedeuten Erdbeben für unsere Bauten eine grosse Gefahr. Weitere Impulse gehen von Raketechnik und Atomwaffen aus.

Die beiden Beiträge von Mitchell und McConnel (2/38) und Olson und Kane (2/41) berichten über Versuche an verdichteten Tonen mit einzelnen, sehr kurzen Laststößen. Die Ergebnisse bestätigen weitgehend Casagrandes Arbeiten auf diesem Gebiet [3], [4].

Der Einfluss von zyklischen Vibratoren bildet den Inhalt von fünf weiteren Beiträgen. Drei davon untersuchen, wie die verschiedenen Bodeneigenschaften durch Vibratoren verändert werden. Ein vierter Beitrag von Bažant und Dvořák analysiert die Wirkung von Vibratoren auf Sand und leitet aus der Coulomb'schen Gleichung einen Ausdruck ab, der erlaubt, das Verhalten des Sandes unter Vibratoren zu beurteilen.

Schliesslich befasst sich ein Schweizer Beitrag von Bamert, Schüttler und Weber (2/3) mit Spannungs-Deformations-Zeit-Zusammenhängen unter dynamischen Belastungen. Aus diesen Untersuchungen geht u. a. hervor, dass die dynamischen Moduli, berechnet aus der Fortpflanzungsgeschwindigkeit der Front einer Störungswelle, wesentlich grösser sind als diejenigen des Maximums der Welle und dass letztere mit den Moduli für langsame wiederholte Belastungen übereinstimmen.

Kurs in Bodenmechanik an der Laval-Universität in Quebec

Prof. A. W. Bishop sprach über den Einfluss der Reibung an den Endflächen bei Scherversuchen an Sand. Der Hauptteil dieser Versuche ist seither in [5] erschienen. Hier sei lediglich die Schlussfolgerung wiedergegeben, ohne auf die Untersuchungen einzugehen, die nötig waren, um an Proben mit verschiedenen Verhältnissen von Höhe zu Durchmesser vergleichbare Resultate zu erhalten. Bei den in Bild 7

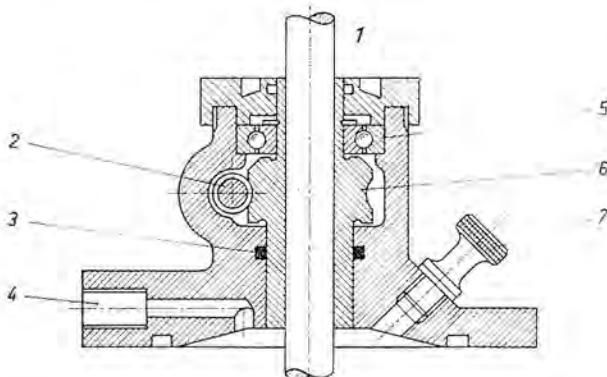


Bild 8. Druckstempel des Triaxialapparates mit rotierendem Bronzelager, für Zellendrücke bis 70 kg/cm^2 (aus [13], Beitrag 2/7, Bishop A. W., D. L. Webb und Skinner)

- 1 Rostfreier Stahlkolben
- 2 Schneckenantrieb
- 3 O-Ring (Oeldichtung)
- 4 Oelzufuhr
- 5 Kugellager
- 6 Rotierendes Bronzelager
- 7 Luftpumplausventil

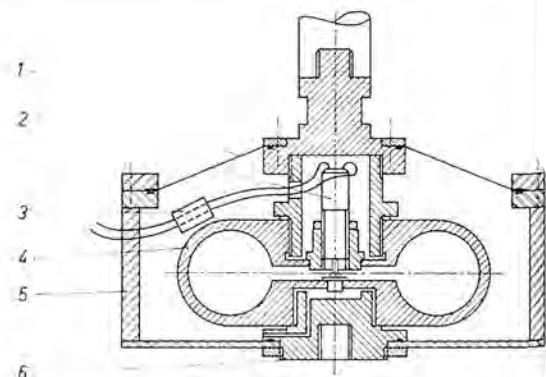
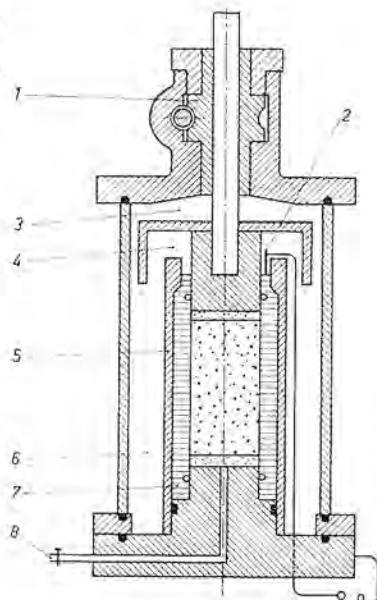


Bild 10. Druckmesszelle von 1100 kg Kapazität, zum Einbau in die wasser gefüllte Triaxialzelle (aus [5])

- 1 Plastik-Membran
- 2 Induktionsgeber (Typ F. 52 B. P. A.)
- 3 Deldichtung für Kabel
- 4 Prüfring
- 5 Plexiglasgehäuse, mit Oel gefüllt
- 6 Auflageplatte

Bild 11. Triaxialzelle für K_o -Versuche, schematische Darstellung (aus [13], Beitrag 2/7, Bishop A. W., D. L. Webb und A. E. Skinner)

- 1 Rotierendes Lager
- 2 Platin-Iridium-Nadel
- 3 Rizinusöl
- 4 Transformeröl
- 5 Innere Zelle
- 6 Wasser
- 7 Quecksilber
- 8 Drainage
- 9 Servosteuerung



dargestellten Versuchen mit einer Anfangsporosität $n_i = 41,5\%$ (die untersuchten Porositäten variierten zwischen 38 und 46% und zeigten überall dasselbe Bild) war bei sehr gut geschmierten Endflächen, d. h. bei Verwendung von 2 mit Silikonfett geschmierten Gummimembranen auf den Endflächen der Probe, kein Einfluss der Probenhöhe auf die Scherfestigkeit festzustellen. Bei nicht geschmierten Endflächen dagegen ergaben kurze Proben wesentlich höhere Scherfestigkeiten als lange, während mit nur einer silikongeschmierten Membran versehene Proben dazwischen lagen. Dies bestätigt die alte Regel, dass bei Triaxialproben das Verhältnis von Höhe zu Durchmesser 2 bis $2\frac{1}{2}$ betragen soll, damit sich die Scherflächen auch ohne besondere Massnahmen an den Endplatten ungehindert einstellen können.

Bishop zog dann einige Lehren für Scherversuche in Geräten, die eine Variation der mittleren Hauptspannung oder Versuche unter ebenen Verformungszuständen erlauben. Werden hier die Spannungen durch Platten in drei Richtungen auf eine würfelförmige Probe übertragen, so ist ein beträchtlicher Einfluss infolge der Reibung der Platten zu erwarten.

Neuentwicklungen von Geräten für Triaxialversuche bezeichnen genauere Messungen der Axialkräfte und die Messung der Ruheindruckziffer. Bild 8 zeigt das auch im Beitrag (2/7) beschriebene rotierende Lager für den Stempel des Triaxialapparates. Die Bronzefüchse wird durch einen kleinen Elektromotor über ein Schneckengetriebe langsam rotiert. Dadurch wird die Stempelreibung auch bei grossen Querkräften auf den Stempel, wie sie bei hohen Seitendrücken auftreten können, praktisch eliminiert.

Der hydraulisch ausbalancierte Stempel (Bild 9) stellt eine elegante Lösung dar, um die grossen Kräfte zu kompensieren, die die Zellflüssigkeit bei grossen Seitendrücken auf den Stempel ausübt. Die Drücke des oberen und unteren Stempels kompensieren sich über ein doppeltes Joch, so dass nur noch die effektiv auf die Probe übertragene Kraft gemessen zu werden braucht. Gegenwärtig werden am Imperial College in London Geräte studiert, in denen Seitendrücke bis 700 kg/cm^2 ausgeübt werden können.

Eine weitere interessante Entwicklung zeigt Bild 10 aus [5], nämlich einen Prüfring von 1100 kg Kapazität, der innerhalb der Triaxialzelle eingebaut werden kann und daher von der Stempelreibung unabhängig ist. Die Deformationen des Rings werden auf

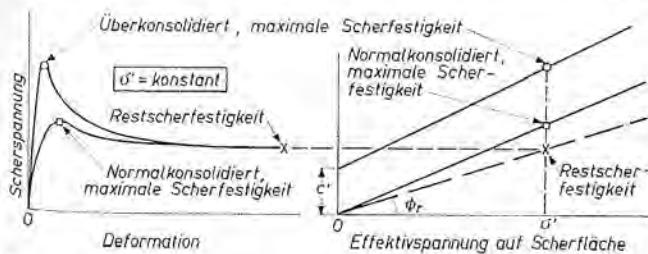


Bild 12. Scherverhalten von normal konsolidiertem und überkonsolidiertem Ton (schematisch) bei grossen Scherdeformationen (aus [10])

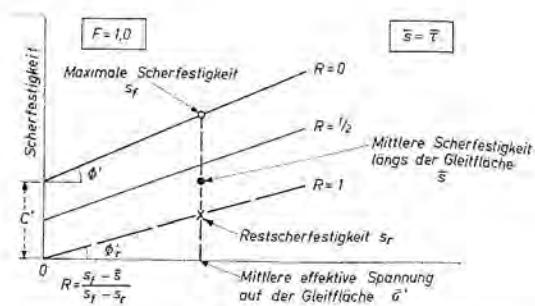


Bild 13. Erläuterung des Residualfaktors R nach Skempton (aus [10])

elektrischem Weg mit Hilfe eines linearen Differential-Transformers gemessen. Das ganze Gerät ist in einer mit Transformeröl gefüllten Kapsel eingeschlossen. Zum Eichen wird eine Manometer-Prüfanlage mit Gewichten verwendet, die über einen Stempel auf ein hydraulisches System wirken, und auf der im gleichen Arbeitsgang das Manometer des Seitendrucks geeicht werden kann [5].

Ein weiteres Gerät (Bild 11), welches wiederum aus dem Kongressbeitrag (2/7) stammt, erlaubt die Durchführung von Druckversuchen ohne Querdehnung (K_o -Versuche). Der ringförmige Raum zwischen der Probe und einer aus Plexiglas bestehenden, oben offenen inneren Zelle ist mit Quecksilber gefüllt. Die Querdehnung der Probe beträgt Null, solange das Niveau des Quecksilbers im ringförmigen Spalt konstant bleibt, was durch den elektrischen Kontakt zwischen einer Platinneedel und dem Quecksilber kontrolliert wird. Wird das Gerät zusätzlich mit einem Kontrollzyylinder versehen, durch den Quecksilber durch die Basisplatte hinein- oder herausgepresst werden kann, so eignet es sich für die Volumenmessungen bei langdauernden drainierten Versuchen. Das Quecksilber hat dabei die günstige Eigenschaft, jegliches Einsickern von Luft oder Wasser durch die Gummimembran in die Probe zu verhindern.

Den weitaus interessantesten Teil des Kurses stellten die Ausführungen von Prof. A. W. Skempton über die Restscherfestigkeit von überkonsolidiertem Ton und über Stabilitätsprobleme in solchen Tonen dar. Obwohl darüber mehrere Publikationen existieren [10], [11], [12], sei die Synthese, die Prof. A. W. Skempton am Kurs gab, im folgenden zusammengefasst.

Bei der Ausführung von drainierten Scherversuchen mit sehr grossen Deformationen – Skempton benutzt dazu einen direkten Scherapparat, bei dem die Bewegungsrichtung umgekehrt und eine Hin- und Herbewegung mehrmals wiederholt werden kann – zeigt sich, dass überkonsolidierte Tone bei geringen Verschiebungen eine ausgesprochene Festigkeitsspitze aufweisen, während die Festigkeit nachher stark absinkt (Bild 12). Dieses Phänomen ist nicht mit der Sensitivität zu verwechseln, da diese ja an undrainierten Versuchen bestimmt wird, sondern ist vor allem auf die Orientierung der Tonpartikel und auf eine Wassergehaltszunahme in der Bruchfläche zurückzuführen. Normal konsolidierte Tone dagegen zeigen nur geringen oder gar keinen Festigkeitsabfall bei grossen Deformationen. Durch sehr viele Versuche wurde ferner die Tatsache erhärtet, dass sowohl normal wie überkonsolidierte Proben des selben Tonns bei grossen Deformationen genau die selbe, die sog. «Restscherfestigkeit» erreichen. In bezug

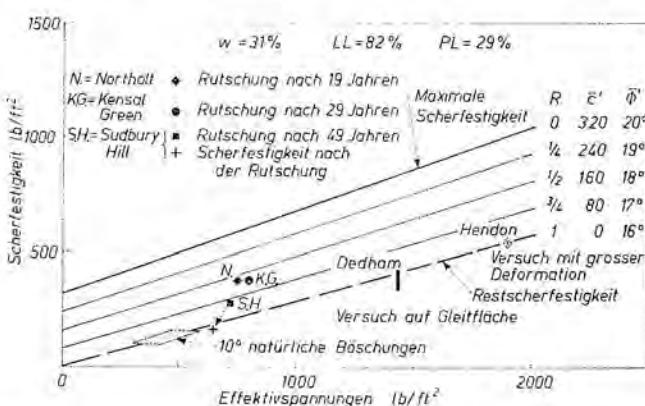


Bild 14. Zusammenhang zwischen mittleren Effektivspannungen und Scherfestigkeiten bei Rutschungen in Londoner Ton (aus [11]). $1000 \text{ lb/ft}^2 = 4,882 \text{ t/m}^2$

Tabelle 1. Werte für den Residualfaktor R

Zustand des Tonos	Strati-graphie	Ort	Natürliche Böschung N Einschnitt C (Zeit bis zum Bruch)	Residual-faktor R
Keine Risse oder Klüfte, unverwittert	Grundmoränen-lehm	Selset	N	0,08
Risse und Klüfte, verwittert	Londoner Ton	Northolt	$C(19\text{ Jahre})$	0,56
		Kensal Green	$C(29\text{ Jahre})$	0,61
		Sudbury Hill	$C(49\text{ Jahre})$	0,80
	Sudbury Hill 10° Böschungen		$C(\text{nach dem Bruch})$	1,04
Coalport Schichten	Jackfield		N	$0,92 \div 1,06$
Bewegungen auf bestehenden Gleitflächen in jeder Art von Ton			rd. 1,0	

auf Effektivspannungen in der Scherfläche lassen sich die Resultate vereinfacht durch die drei Scherlinien im rechten Teil von Bild 12 darstellen. Interessant ist ferner, dass Scherversuche an natürlichen Rutschharnischen Scherfestigkeiten ergeben, die genau der Restscherfestigkeitslinie entsprechen.

Wo liegt nun die praktische Bedeutung dieser Ergebnisse? Die Analyse einer grossen Anzahl von Rutschungen zeigt, dass unsere heutigen Stabilitätsrechnungsmethoden zwar diejenigen Rutsche erklären können, die durch Schüttungen oder durch Einschnitte in intakten Tonen erfolgten, dass aber die selbe Berechnungsmethode in überkonsolidierten, von Rissen durchzogenen Tonen oftmals Sicherheitsfaktoren von 2 bis 3 statt 1 ergeben, also absolut nicht zuverlässig sind. Skempton führt nun den Begriff des Residualfaktors ein, der angibt, wo im Bereich zwischen Maximal- und Restfestigkeit die Festigkeit einer bestimmten Probe in einem bestimmten Zeitpunkt liegt (Bild 13). Rechnen wir für jeden analysierten Rutsch die mittlere Scherfestigkeit im Moment des Rutsches und die zugehörige mittlere Normalspannung auf der Scherfläche aus und tragen sie in dieses Diagramm ein, so ergibt sich, hier für den Londoner Ton, folgendes Bild (Bild 14):

- Natürliche Hänge, die seit sehr langer Zeit auserodiert sind, aber sich naturgemäß im labilen Gleichgewicht befinden, liegen auf der Linie $R = 1$
- Rutschungen in künstlichen Einschnitten liegen im Gebiet zwischen $R = 0$ und $R = 1$
- Eine gewisse Gesetzmässigkeit scheint sich abzuzeichnen, indem grösseren Werten von R auch längere Zeiten zwischen dem Aushub und dem Rutsch entsprechen

Die neueste Publikation Skemptons [12] beschreibt die Rutschungen in der Baugrube des Atomkraftwerks bei Bradwell. Hier erfolgten Rutsche in Londoner Ton etwa eine bis drei Wochen nach dem Aushub, und der entsprechende Wert für R lag zwischen 0,2 und 0,45. Tabelle 1 gibt eine Zusammenstellung der untersuchten Rutschungen und Böschungen. Bradwell wäre hier oberhalb Northolt einzufügen.

Daraus muss folgende Schlussfolgerung gezogen werden: In von Rissen und Klüften durchzogenen, überkonsolidierten Tonen darf für die Stabilitätsanalyse von Einschnitten nicht der volle Wert der Scherfestigkeit eingesetzt werden. Je nach der Zeittdauer, während der die Böschung stehen muss, ist die Festigkeit bis wenigstens zu einer Linie, die etwa $R = 0,4$ bis 0,5 entspricht, für definitive Böschungen sogar bis $R = 1$, d. h. bis zur Restscherfestigkeit abzumindern. Dies ist eine Warnung, die wir im Zeitalter der Verkehrsbauten mit ihren grossen Einschnitten nicht überhören dürfen.

Weitere Vorträge hielten: Prof. Rowe über Modellversuche für passiven Erddruck, theoretische Spannungs-Dehnungs-Zusammenhänge und Konsolidationen von geschichteten Böden. Dr. K. H. Roscoe über seine Bruchtheorie in einem dreidimensionalen Spannungs-Deviator-Porenziffer-System [6], [7], [8]; Prof. Ladanyi von der Laval-Universität über eine theoretische Untersuchung über Spannungen und Deformationen in der Umgebung von Tunneln, und Prof. J. Brinch Hansen über seine Erddruck-Berechnungsmethode [9].

Literaturverzeichnis

- [1] A. W. Skempton and L. Bjerrum: A contribution to the settlement analysis of foundations on clay. «Géotechnique», Vol. VII, pp. 168–178, 1957.
- [2] G. A. Leonards: Foundation Engineering. McGraw-Hill Book Company, Inc., 1962.
- [3] A. Casagrande and W. L. Shannon: Strength of soils under dynamic loads. Trans. ASCE, Vol. 114, pp. 755–772, 1949.
- [4] A. Casagrande and S. D. Wilson: The effect of rate of loading on strength of clays and shales at constant water content. «Géotechnique», Vol. II, pp. 251–263, 1951.
- [5] A. W. Bishop and G. E. Green: Influence of end restraint on the compression strength of a cohesionless soil. «Géotechnique», Vol. XV, pp. 243–266, 1965.
- [6] K. H. Roscoe, A. N. Schofield and C. P. Wroth: On the yielding of soils. «Géotechnique», Vol. VIII, pp. 22–53, 1958.
- [7] K. H. Roscoe, A. N. Schofield and A. Thurairajah: Yielding of clays in states wetter than critical. «Géotechnique», Vol. XIII, pp. 211–240, 1963.
- [8] J. R. F. Arthur, R. G. James and K. H. Roscoe: The determination of stress fields during plane strain of a sand mass. «Géotechnique», Vol. XIV, pp. 283–308, 1964.
- [9] J. Brinch Hansen: Hauptprobleme der Bodenmechanik. Springer-Verlag, 1960.
- [10] A. W. Skempton: Long-term stability of clay slopes. «Géotechnique», Vol. XIV, pp. 77–101, 1964.
- [11] A. W. Skempton and F. A. DeLory: Stability of natural slopes in London clay. Proc. 4th Int. Conf. Soil Mech., London, Vol. 2, pp. 378–381, 1957.
- [12] A. W. Skempton and P. LaRochelle: The Bradwell slip: a short-term failure in London clay. «Géotechnique», Vol. XV, pp. 221–242, 1965.
- [13] Proceedings of the Sixth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. University of Toronto Press, 1965.

Adresse des Verfassers: H. G. Locher, dipl. Ing., Mittelstrasse 5 3073 Gümligen.

SIXIÈME CONGRÈS INTERNATIONAL DE MÉCANIQUE DES SOLS ET DES TRAVAUX DE FONDATIONS¹

BARRAGES EN TERRE ET DE ROCHE; TALUS ET TRANCHÉES OUVERTES

(DIVISION 6)

par Ch. SCHÄFERER, ingénieur, Zurich

Les communications groupées dans la *Division 6* traitent les thèmes suivants :

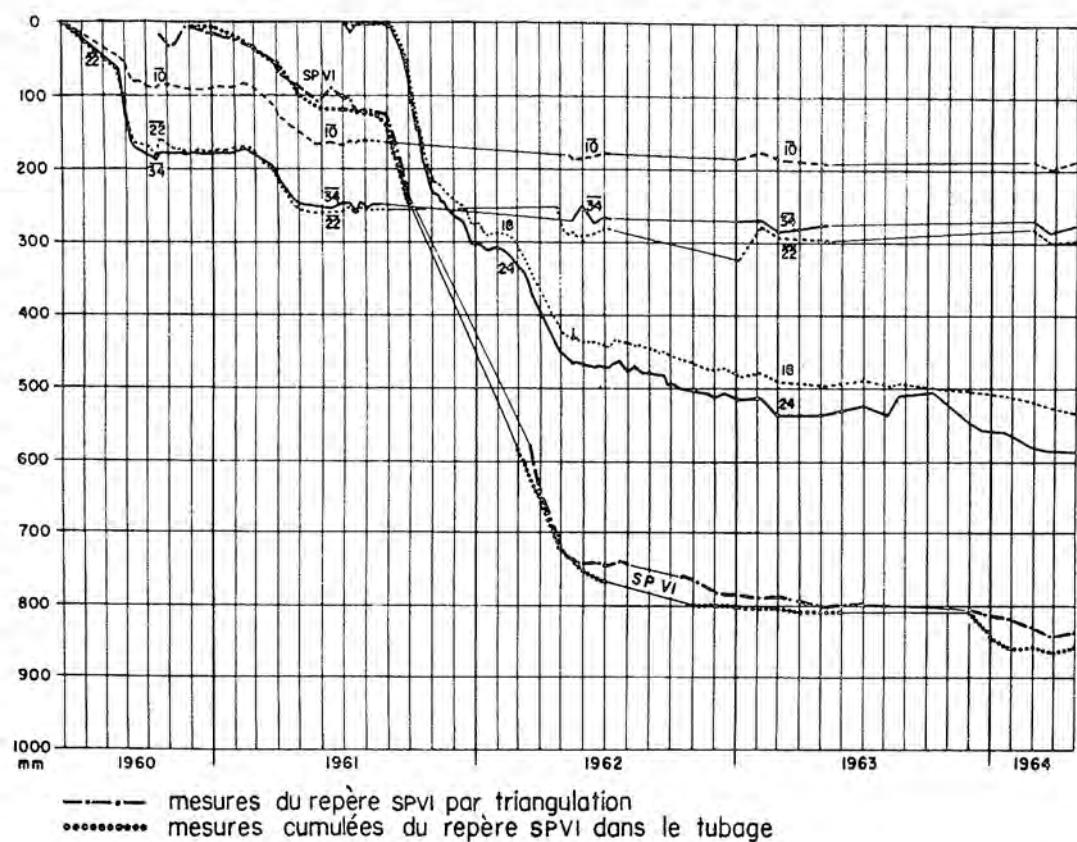
- Comportement des barrages en terre et de roches en cours de construction et après.
- Barrages et digues de terre et de roches et leurs problèmes de fondation.
- Talus naturels.
- Tranchées et excavations ouvertes non entretoisées.
- Etudes théoriques sur modèle et sur chantier de la stabilité des talus.
- Compaction, pression interstitielle et matériau de construction dans les barrages de terre et de roches, et dans les talus.

Trente-quatre contributions ont été publiées qui, selon les continents représentés, se répartissent comme suit : Europe 22 ; Amérique du Nord 1 ; Amérique du Sud 5 ; Asie 4 ; Afrique 0 ; Australie 2.

Le professeur *D. Mohan*, directeur du Central Research Institute (Institut central de recherche), Roorkee (U.P.), Inde, a assumé la fonction de rapporteur général.

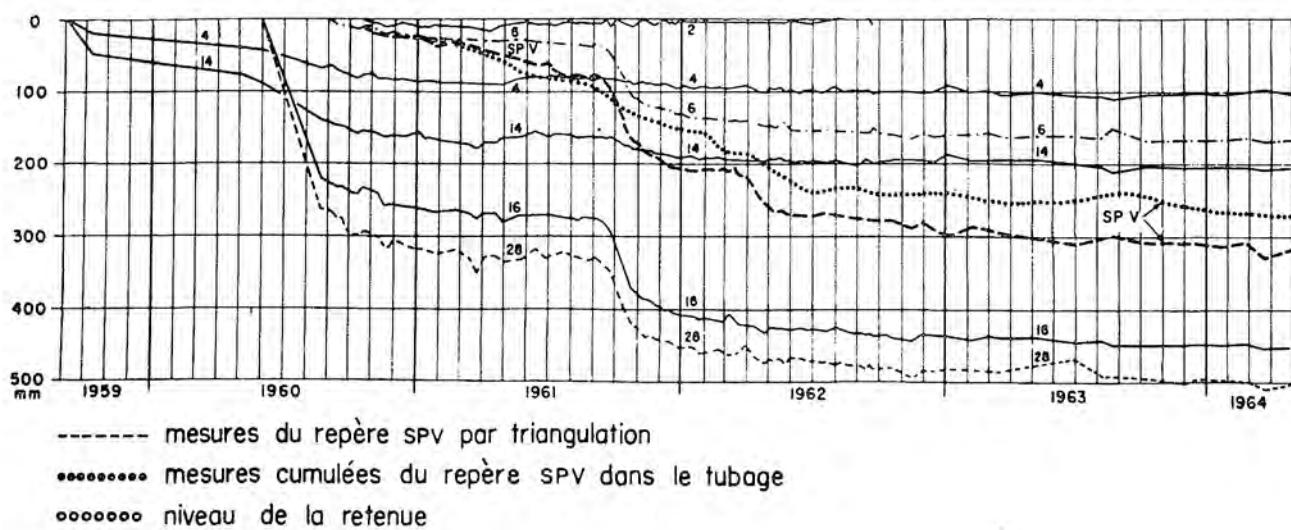
Il relève que le développement de nos connaissances en la matière permet à l'ingénieur d'entreprendre la construction de barrages en terre de plus en plus élevés (par exemple Oroville, USA, $H = 249$ m ; $H = 316$ m URSS !) ; l'usage de calculateurs électroniques et de radio-isotopes pour le projet et la construction ainsi que le contrôle de l'ouvrage sont des exemples typiques de cette tendance.

¹ Les exposés donnés sous ce titre au présent numéro ont été présentés aux membres de la *Société suisse de Mécanique des sols et des Travaux de fondations* le 11 novembre 1965 à Berne, lors d'une session consacrée aux matières ayant fait l'objet du sixième congrès international à Montréal, septembre 1965. (Réd.).



— mesures du repère SPVI par triangulation
········ mesures cumulées du repère SPVI dans le tubage

Fig. 1. — Déplacements verticaux du couronnement (18, 24) et du talus amont (10, 22, 34, SP VI). Les traits fins correspondent aux périodes d'immersion.



— mesures du repère SPV par triangulation
········ mesures cumulées du repère SPV dans le tubage
········ niveau de la retenue

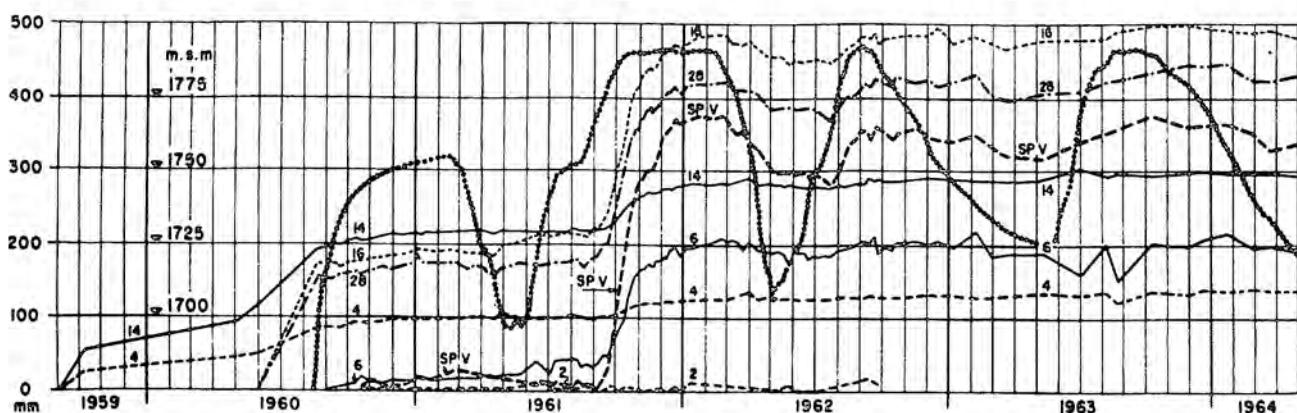


Fig. 2. — Déplacement de sept repères du talus aval: en haut dans le sens vertical, en bas dans le sens horizontal. Les déplacements sont positifs lorsqu'ils sont dirigés vers le bas ou vers l'aval.

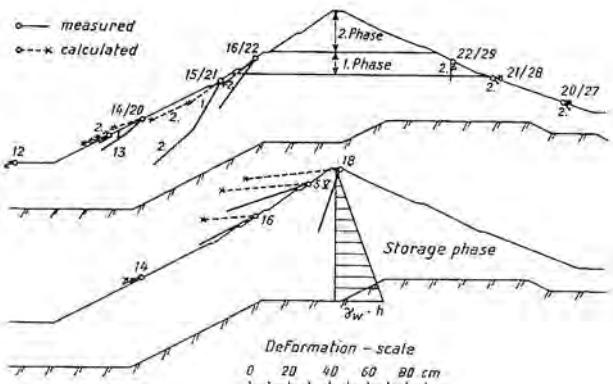


Fig. 3. — Déplacements de repères du talus aval ; comparaison des valeurs calculées (Dr H. Bendel) et mesurées.

Dans l'exposé qui suit, quelques contributions qui nous paraissent offrir un intérêt général évident, ainsi que celles qui sont en rapport avec les problèmes que posent nos conditions géotechniques particulières en Suisse, sont commentées.

1. Projet et construction de digues et de barrages en terre

Parmi les cinq articles parus sous ce titre, mentionnons celui de notre compatriote *M. B. Gilg* relatif à la digue de Göschenenalp, essais, mise en place, compactage et comportement, en nous attachant sur ce dernier point. Les figures 1 et 2 montrent les mouvements observés lors de la première mise en eau. La figure 3, tirée de la thèse de *M. H. Bendel*, permet de comparer les résultats d'un examen théorique avec les mesures sur l'ouvrage.

A. L. Little (Grande-Bretagne) a présenté une intéressante analyse du comportement de divers barrages pendant leur construction, en particulier la dissipation des pressions interstitielles, «ces forces malignes», comme il les nomme. Il insiste sur le fait qu'un progrès dans les méthodes de calcul n'est possible que si les ouvrages sont méthodiquement auscultés déjà pendant la construction et si les résultats obtenus sont mis en valeur pour les études futures.

2. Projet et construction de barrages en enrochements et remblais hydrauliques

Trois des cinq contributions présentées ont retenu notre attention. Il s'agit de :

- P. Anagnosti* (Energoprojekt, Consult Ing., Belgrade, Yougoslavie) : « Analyse des pressions et des déformations dans l'épais noyau argileux (schistes) d'un barrage en enrochements calcaires ».
- Globocic* ($H = 90$ m), construit dans les années 1960-64.

Les appareils de mesure placés dans le noyau ont révélé certains phénomènes relatifs aux concentrations des pressions du sol (effet de voûte) et de fluage visqueux.

Il a examiné la distribution des pressions et des déformations pour ce type

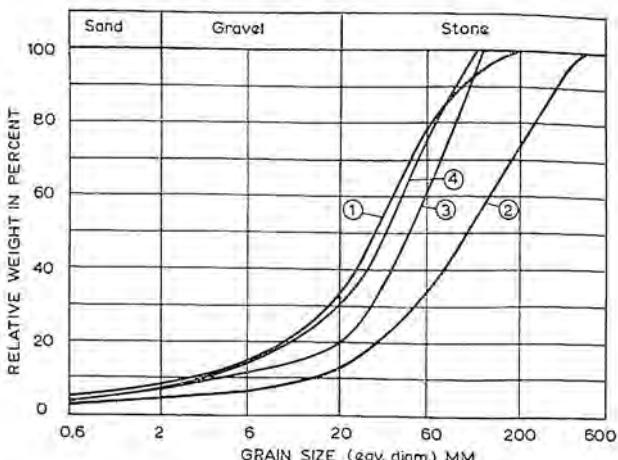


Fig. 4. — Courbe granulométrique des décombres de tunnels :

- (1) surface de la couche compactée ;
- (2) tunnel de Totak, section de 27 m^2 ;
- (3) placés dans l'œdomètre ;
- (4) après les essais œdométriques.

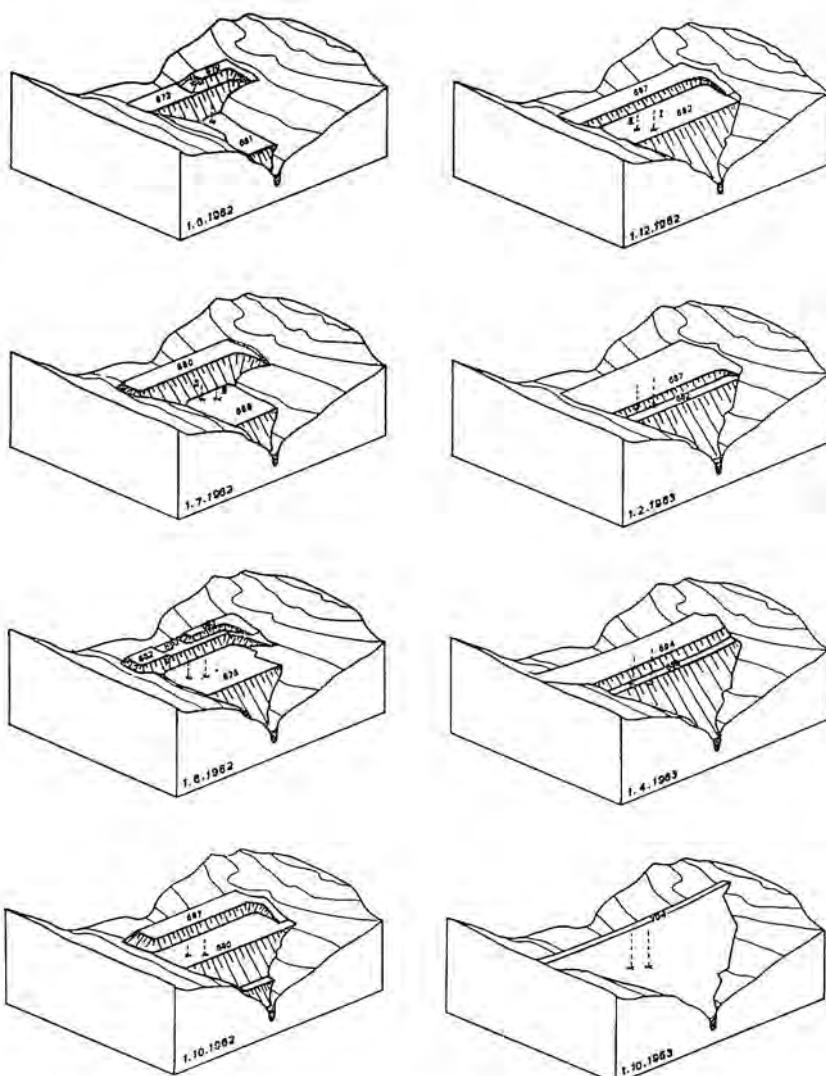


Fig. 5. — Diverses phases de la construction du barrage de Venemo.

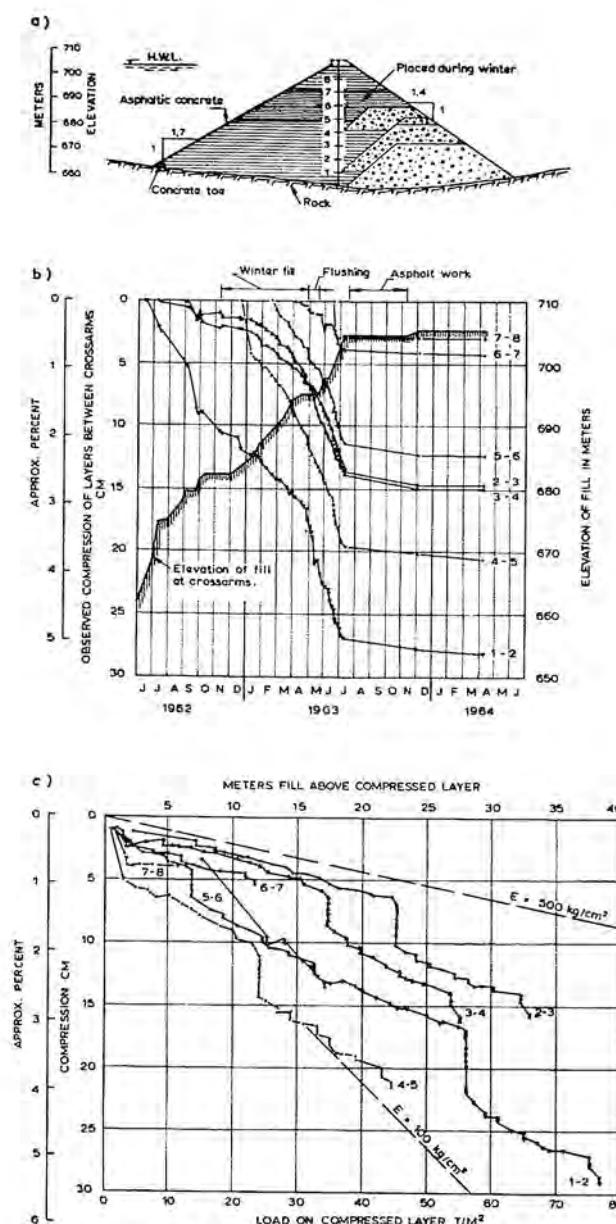


Fig. 6. — Tassement des couches au profil II.
 (a) section du barrage ;
 (b) tassement des couches entre les bras de mesure en fonction du temps ;
 (c) tassements de couches entre les bras de mesure en fonction de la pression du remblai susjacent.

d'ouvrage situé en vallée profonde et étroite ; ce travail peut servir de base pour l'étude de plus grands barrages. Notons, comme phénomènes typiques, les tassements plus forts au voisinage du rocher qu'au centre et un effet de retardement des tassements au centre. Le facteur $\Delta S / \Delta H$ est proportionnel aux pressions si leur distribution est linéaire avec la profondeur.

b) *Holestol Kjaernsli* (Norvège) : « Compression de matières de rebut du tunnel du barrage de Venemo, Norvège. » $H=64$, couche bitumineuse étanche, vol. = 357 000 m³, $L = 238$.

Les mesures en place effectuées avec le dispositif des bras métalliques sont comparées à celles effectuées dans un oedomètre de grande dimension ($\varnothing 50$ cm, $H = 25$ cm) ; le matériau est un granite ou un gneiss avec une porosité variant de $n = 23$, 25 et 33 %.

La figure 4 montre la courbe granulométrique des enrochements, la figure 5 les diverses phases de l'exécution avec les dates correspondantes.

La figure 6 renseigne sur les tassements observés : a) profil du barrage ; b) tassement des couches entre les bras de

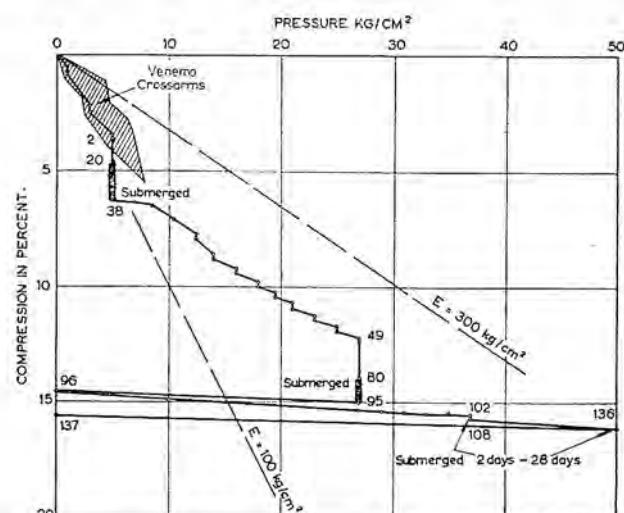


Fig. 7. — Résultats des essais oédométriques sur les enrochements du barrage de Venemo.

mesure en fonction du temps ; c) tassement des couches entre les bras de mesure, en fonction de la pression du remblai. Le module de déformation E varie entre 100 et 400 kg/cm² ! La figure 7 illustre les résultats des essais oédométriques et ceux des mesures sur place. En conclusion : le massif enrochemement est plus compressible qu'on ne le pensait !

c) *G. F. Sawers* (Williams, Wallace) : « Compressibilité des roches fragmentées et tassement des remblais rocheux » (fig. 8).

Il s'agit d'une étude systématique sur le tassement de quatorze barrages en enrochements. Ces résultats sont comparés à ceux d'essais de consolidation sur des débris de roches en laboratoire.

Il semblerait que la courbe de tassement en fonction du temps serait assimilable à celle des tassements secondaires de sols. Le tassement est accéléré soit par l'effet de chocs soit en mouillant l'enrochements. Il est parfaitement prouvé que le tassement est une conséquence de la pulvérisation des points de contact entre les éléments.

3. Projet de noyau et de filtres

Trois contributions, la plus intéressante de *Kassif* (Israël), traitent des dimensions de filtres pour terrains argileux.

Il s'agit d'essais au laboratoire complétés par une analyse théorique.

Silveira (Brésil) donne une nouvelle formule, basée sur la distribution des vides et la pollution des filtres.

4. Analyse de la stabilité

Pas moins de neuf contributions ont été consacrées au problème de la stabilité et aux calculs correspondants, y compris le choix (calcul !) du facteur de sécurité. Trois publications ont retenu notre intérêt :

a) *Pietkowski* (Pologne) : « Calcul dynamique des éboulements des terres. »

Cette intéressante étude concerne le déroulement de glissements rapides de terres. L'observation montre que ceux-ci débutent à la crête et se développent de proche en proche en profondeur. L'auteur subdivise le segment affecté en un certain nombre de secteurs et calcule le temps nécessaire pour que le centre de gravité de chacun de ces éléments se déplace d'un certain montant. On part de l'hypothèse que la cohésion est entièrement mobilisée lorsque le déplacement atteint 4 mm. Les calculs (fig. 9) sont en bon accord avec l'observation. Déplacement du centre de gravité calculé : 1,75 cm, temps 1,67 // 1,9 sec !

b) *Saito* (Japon) : « Prédiction du moment où se produira la rupture d'un talus. »

L'auteur expose les mesures faites sur plusieurs glissements lorsque les premiers indices (fissures) ont été repérés.

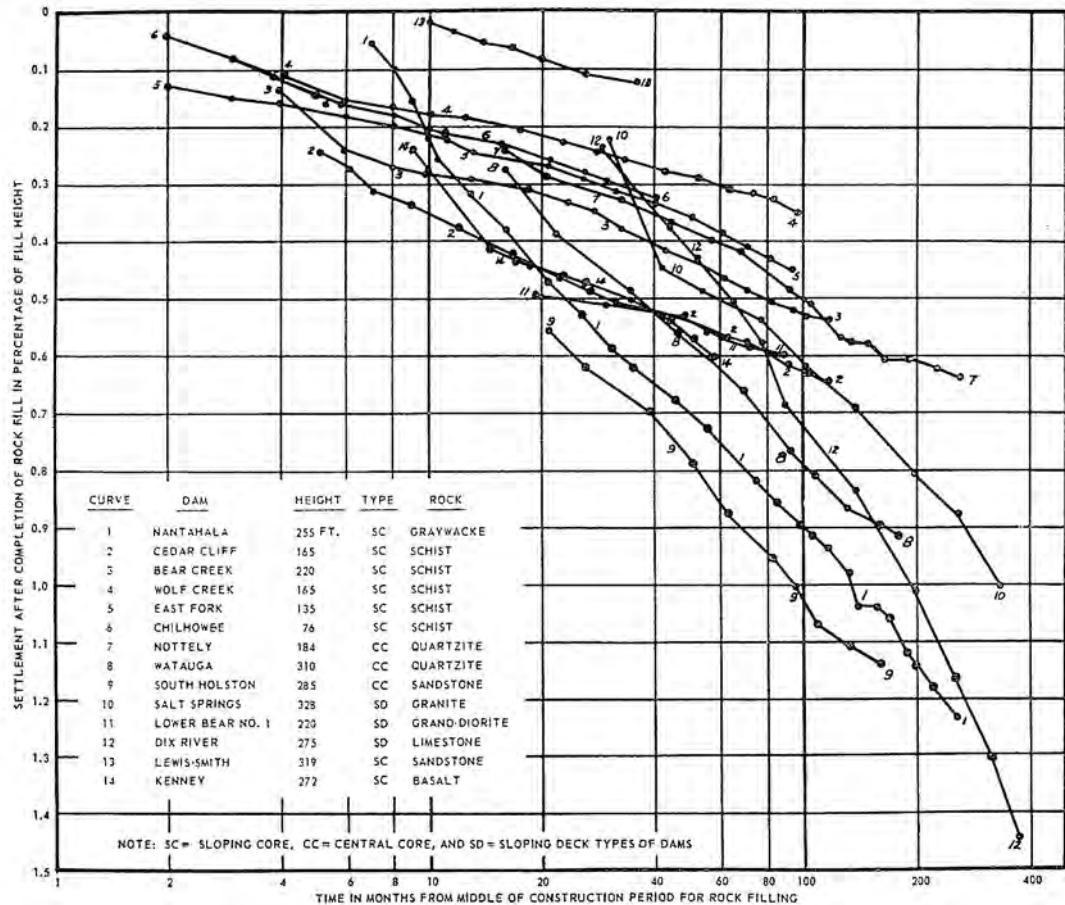


Fig. 8. — Tassements observés de barrages en enrochements après achèvement de la construction [d'après Growdon (1960), Hayes (1964), Leonard et Raine (1960), Schmidt (1960), Steele et Cooke (1960)].
En ordonnée : tassements en pour-cent de la hauteur du remblai ; en abscisse : temps écoulé, en mois, à partir de la moitié de la période de construction de l'enrochemen.

Une expression qui met en rapport le quotient de déformation et la durée de rupture suite au fluage est développée.

L'auteur est d'avis que cette expression peut être utilisée pour tous les glissements pour prédire le moment de rupture en mesurant les déformations de la surface du talus.

$$\log_{10} t_r = 2,33 - 0,916 \log_{10} \varepsilon \pm 0,59$$

t_r = durée de rupture suite au fluage (minute) ;

ε = quotient de déformation constante en $10^{-4}/\text{min}$.

c) G. Stefanof + C. Christow (Sofia, Bulgarie) ont publié une « Méthode graphique et nomographique rapide pour fixer les dimensions de talus ». Champ d'application : talus de mines à ciel ouvert.

Partant de la méthode « F_p » de Maslov (URSS 1949), les auteurs dressent un monogramme (fig. 11) et établissent

une méthode graphique rapide (fig. 10) pour déterminer la forme d'un talus stable. La première hypothèse est la validité de la loi de Coulomb $\tau = c + \sigma \operatorname{tg} \Phi$ qui définit $F_p = \frac{c}{\sigma} + \operatorname{tg} \Phi$; la seconde hypothèse concerne la valeur de la contrainte verticale $\sigma = \gamma \cdot H$. La méthode graphique est applicable pour un sol homogène. S'il ne l'est pas, le diagramme a) de la figure 10 comprend plusieurs courbes intrinsèques. Le secteur est subdivisé en lamelles horizontales de hauteur ΔH .

H_1 = hauteur de base.

$\sigma_1 = \gamma \cdot H_1$ est reporté sur l'axe « σ », ce qui définit le point P_1 sur la courbe intrinsèque du matériau; l'angle auxiliaire ψ_1 est ainsi déterminé, ce qui permet de tracer la « pente stable A-B » jusqu'à H_2 . Ainsi, de proche en proche

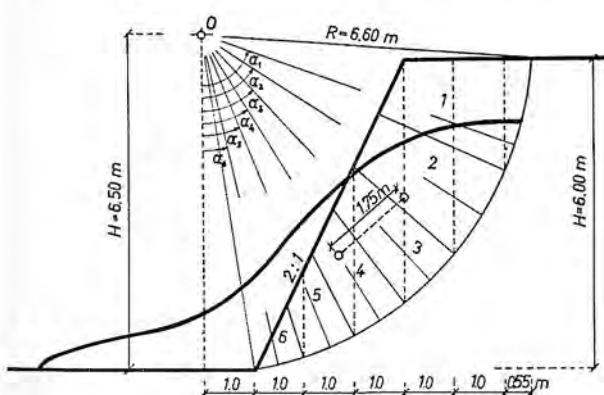


Fig. 9. — Exemple de glissement (rupture de talus).

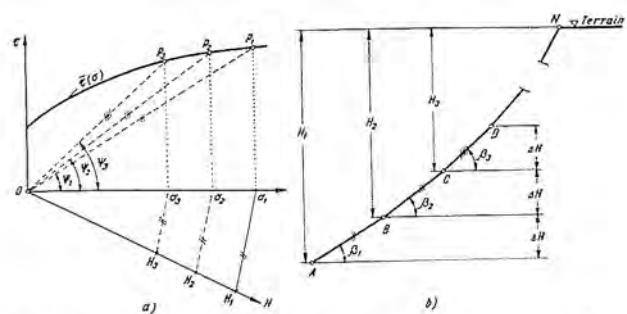


Fig. 10. — Méthode graphique pour l'établissement du talus :

(a) détermination de ψ_p ; (b) talus.

$\tau(\sigma)$ est la courbe intrinsèque du matériau constituant le talus.

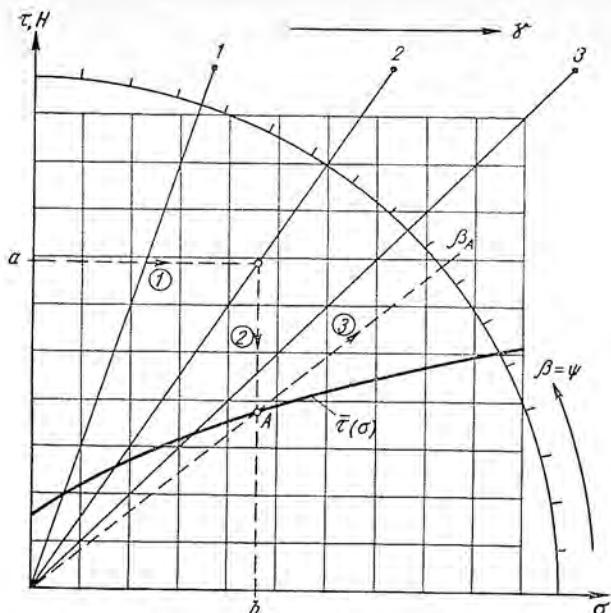


Fig. 11. — Schéma du diagramme pour la détermination de l'angle d'inclinaison β du talus avec l'horizontale.
Manipulation nomographique :

- donné : $H = a$, $\gamma = 2$; courbe intrinsèque $\bar{\tau}(\sigma)$;
- déterminé : $\beta = \beta_A$;
- résultat secondaire : $\sigma = b$.

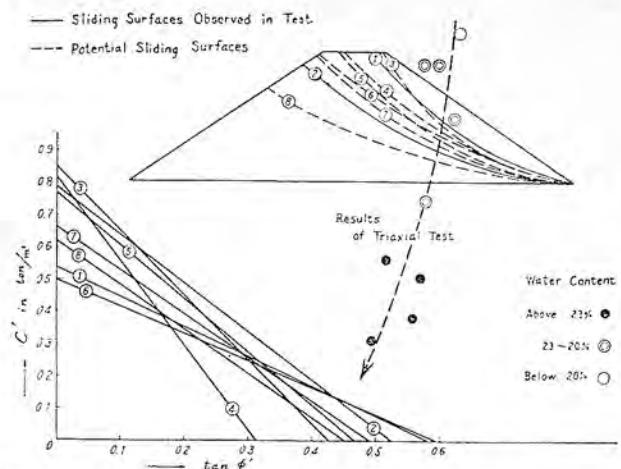


Fig. 12. — Résultats du calcul de stabilité et des essais triaxiaux.

on dessine la courbe $A-N$ (fig. 10). La méthode nomographique permet de déterminer l'angle β directement lorsque les autres paramètres sont connus, l'angle de talus β est fonction de six variables

$$F_p[\beta, c, \Phi, F, \gamma, H] = 0 \quad F = \text{facteur de sécurité.}$$

Cette méthode nomographique peut aussi être modifiée pour calculer le coefficient de sécurité F d'un talus donné.

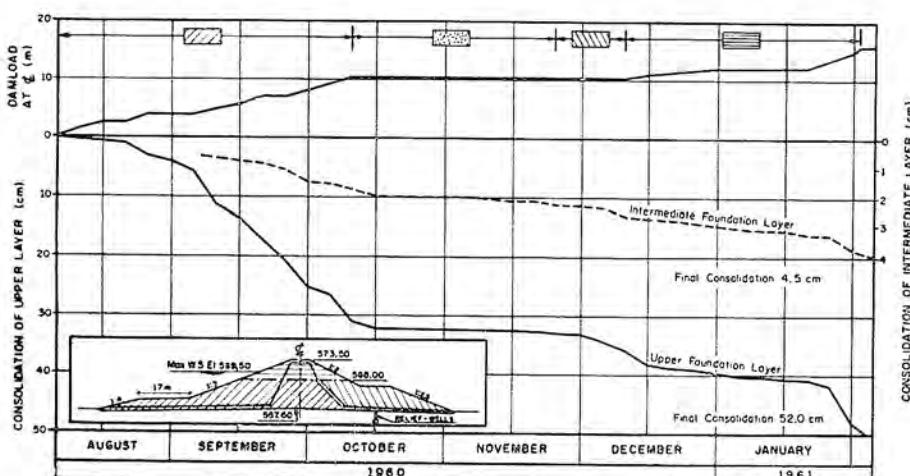


Fig. 14. — Contraintes provoquées par le barrage et courbes de tassement par suite de la consolidation, barrage en terre de Jurumirim,

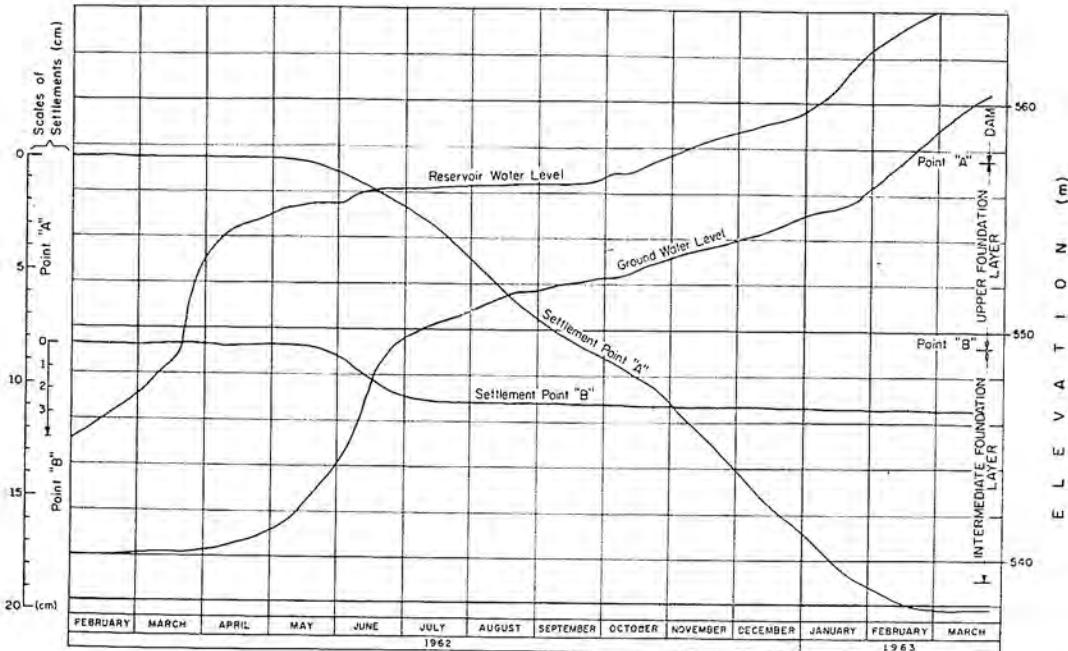


Fig. 15. — Courbes de tassement par suite de la saturation, barrage de Jurumirim.

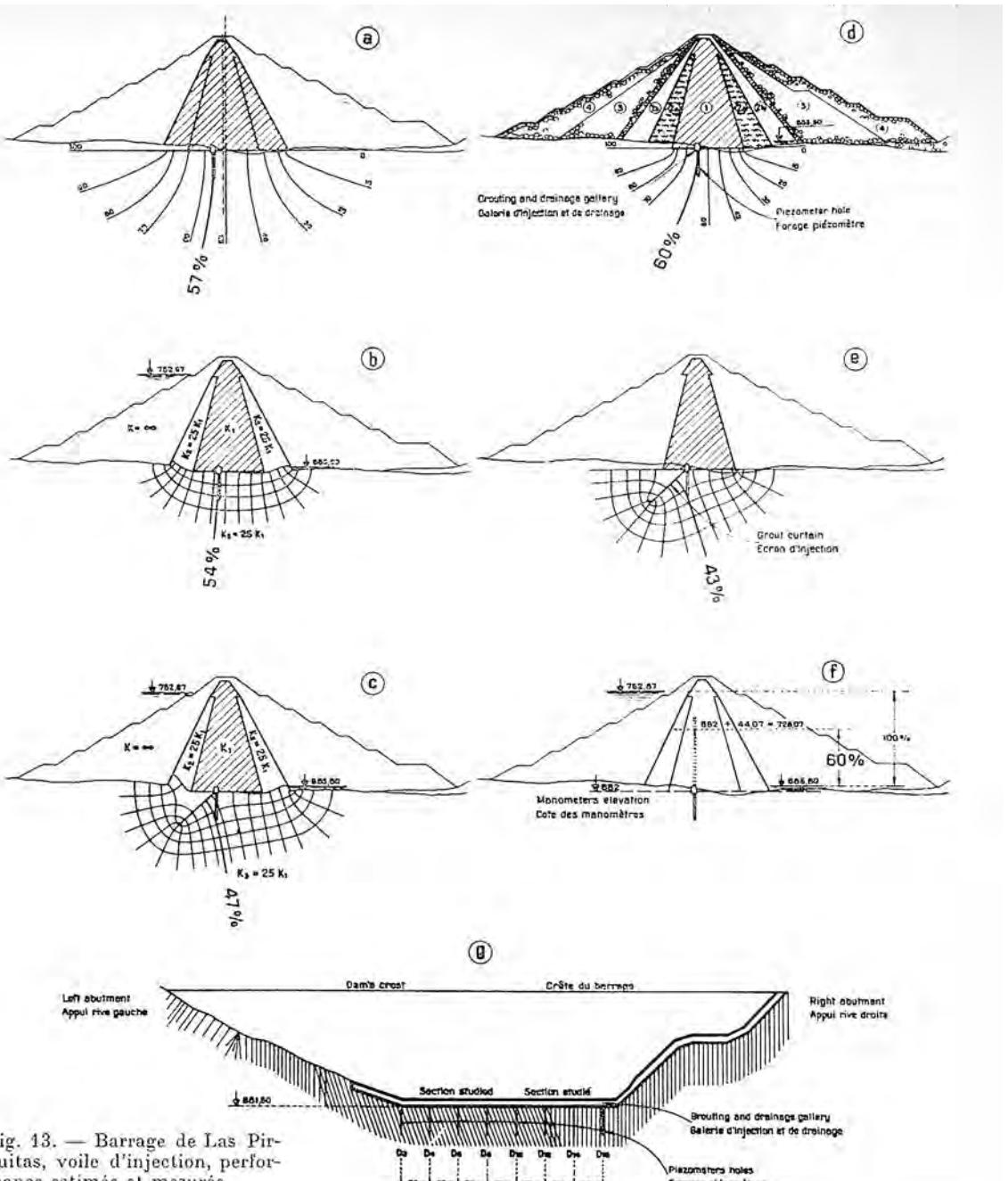


Fig. 13. — Barrage de Las Pirquitas, voile d'injection, performance estimée et mesurée.

5. Glissements et ruptures de talus

Deux des quatre communications sont relevées ici, à savoir celles de

a) *Fukuoka* : « Essais sur modèles grandeur nature de la rupture du talus des dunes de rivière », qui se rapporte à l'examen d'ouvrages de protection de crues.

Pour la digue d'essai à Yodo, on a constaté deux surfaces de glissement (1) + (2) (fig. 12). Le diagramme c/Φ et les résultats d'essais triaxiaux montrent que le calcul ne révèle d'instabilité que pour des valeurs de la teneur en eau au-dessus de 23 %.

b) *Bolognesi* (*Moretto*) : « Comportement d'un écran d'injection en une seule ligne. »

Digue de Las Pirquitas, fondée sur des gneiss. Une seule ligne d'injection de 35 m de profondeur. Au total, 183 t de ciment Portland ont été injectées dans 46 trous ; l'absorption moyenne est donc de 110 kg par m^3 , pression : 25 atm. Les mesures des niveaux de la nappe ont été faites dans des piézomètres $\varnothing 100$ mm équidistants de 20 m, profondeur 22 m ; les filtrations atteignaient 35 l/s, après le traitement.

Cinq hypothèses (fig. 13) sont examinées, considérant un semi-espace dans lequel la loi de Darcy est valable.

1 a / 1 d : sous-sol homogène perméable (les lignes de filtration sont des hyperboles).

1 b / c / e : réseau d'équipotentielle dessiné. « Fraction de la charge. »

Hypothèses :

- 1) Zone 1 (Barrage) imperméable, fondation perméable :
voile inefficace : 1 d
voile parfait : 1 e
- 2) Zones 1 + 2 a imperméables par rapport aux fondations :
voile sans effet : 1 a
- 3) Zones 2 a et sous-sol sont de même perméabilité, et ceci :
25 fois plus grande que la zone 1
voile inefficace : 1 b
voile parfait : 1 c

Considérant la plus haute ligne équipotentielle donnée par les piézomètres avec la perte de charge effective (fig. 13/1 f), les auteurs concluent que le voile est inefficace !

6. Divers

Sept contributions.

H. U. Scherrer (CH!), Brésil : « Tassement d'un barrage dû à la saturation des fondations. »

Le barrage de Jurumirim (rivière Paranapanema, $H = 15,90$ m, $L = 470$ m, $V = 280\,000\,m^3$) est fondé sur des grès poreux et un sol latéritique. La saturation postérieure de ces couches d'une épaisseur considérable, due au remplissage du réservoir, produisit un tassement additionnel à ceux dus à la consolidation.

POUSSÉE DES TERRES ET DES ROCHES

(DIVISION 5)

par H. B. DE CÉRENVILLE, ingénieur, Lausanne

Si les communications au Congrès de Montréal sur le sujet de la poussée des terres et des roches n'ont pas été nombreuses — seize seulement — la discussion sur certains des problèmes en cause n'en a pas moins été assez vive.

C'est surtout le problème du « limit design » — du calcul à la limite — et du choix du coefficient de sécurité qui ont été l'objet de divergences de vues qui font penser que ces sujets ne sont pas près d'être épuisés.

Le rapporteur général, M. Mencl, de l'Université technique de Brno, en Tchécoslovaquie, a essayé de présenter divers schémas en vue d'arriver à une conception uniforme du coefficient de sécurité.

Rappelons d'abord que le calcul à la limite peut s'envisager de trois manières :

- a) le calcul à la limite de stabilité des sols ;
- b) le calcul à la limite de déformation au-delà de laquelle l'ouvrage ne peut plus être utilisé ;
- c) le calcul à la limite de fissuration.

C'est du calcul à la limite de stabilité du sol dont il a été question, mais en notant que, dans ce cas, il est souvent nécessaire d'analyser préalablement l'histoire des déformations. Quoi qu'il en soit, il s'agit de déterminer le coefficient de sécurité. On peut, par exemple, multiplier les forces « actives » par un facteur de surcharge, ou d'ignorance, ou par un facteur de sécurité pure, et diviser les forces « passives » par un facteur de diminution possible tout en utilisant les paramètres de résistance les plus probables. Mais on peut aussi diviser les paramètres de résistance c et $\text{tg } \phi$ par un facteur d'ignorance ou de sécurité pure. Ce dernier procédé a l'inconvénient de modifier la position des surfaces de rupture.

Le professeur Brinch Hansen s'est élevé contre l'idée d'appliquer des facteurs de sécurité séparés aux forces actives et passives. Pour lui, le diagramme des poussées est une courbe continue qui n'est pas fondamentalement coupée en deux par le coefficient K_a . Il estime donc que la seule méthode valable consiste à appliquer les facteurs de sécurité aux paramètres de résistance du sol et aux charges extérieures, mais pas aux poids morts.

Pour sa part, M. Jacob Feld, ingénieur-conseil à New York, a montré, avec des dizaines de photographies d'accidents et de ruptures, la variété des coefficients de sécurité, tels que couramment conçus. Sa vision des choses envisagerait plutôt le cas b) cité plus haut, c'est-à-dire le calcul à la limite d'utilisation, car, si une paroi de palplanches se déplace assez pour que le bâtiment voisin s'incline au point qu'on ne peut y dormir sans mettre des plots sous la tête du lit, il faut admettre qu'on est arrivé à la limite d'utilisation.

Il semble donc que le problème du coefficient de sécurité n'est pas près d'être résolu.

La tendance d'aujourd'hui est de considérer que la théorie de la plasticité ne peut nous mener plus loin

et qu'il s'agit maintenant de prendre en considération les mouvements et déformations dont cette théorie est incapable de rendre compte. Cette tendance s'est retrouvée tout au long du congrès et s'est traduite par un intérêt marqué pour les problèmes de relaxation et de résistance résiduelle des sols, qui semblent devoir être étudiés plus à fond à l'avenir. C'est l'introduction du facteur temps dans les études de résistance.

Enfin, un renouveau d'intérêt se manifeste pour le phénomène de dilatance qui, négligé pendant un certain temps, reprend son importance, ceci non seulement dans les sols, mais aussi dans les roches.

Ainsi donc la relation « déformation-contrainte », avec ses effets dans le temps, compte tenu de la relaxation et de la fatigue — de l'héritage, comme disait le professeur Colonetti — combinée avec la forme que suivent les déplacements du sol, semble devoir être la base des théories à venir. Quant à la théorie de la plasticité, il apparaît qu'elle a donné tout ce qu'elle était capable de donner. Comme le disait le professeur Brinch Hansen, cette théorie n'a jamais pu expliquer ce qui se passait derrière un mur de soutènement.

Dans son résumé général à la fin du congrès, le rapporteur général a encore noté qu'aujourd'hui, grâce aux excellentes possibilités dont on dispose pour prendre des mesures sur place et grâce à l'emploi de modèles toujours plus raffinés, on devrait arriver à une meilleure compréhension du comportement des sols dans de nombreux cas. Pour lui, l'ingénieur se doit encore et toujours d'assumer sa responsabilité pour un calcul économique, sans quoi il perd sa raison d'être. C'est là une vue de « professeur » qu'on peut partager. Mais des divergences de point de vue sont apparues aussi entre les chercheurs et les praticiens. Ces derniers se sont parfois plaints amèrement que les théoriciens et chercheurs oublient que leurs travaux sont entrepris, non pour permettre à de distingués professeurs de publier de nombreux articles, mais pour résoudre les problèmes pratiques qui se posent quotidiennement. En fait, il ne semble pas possible de résoudre ces problèmes sans recherches fondamentales, mais il conviendrait que les chercheurs se souviennent que le but poursuivi est en définitive de construire des ouvrages.

Pour ceux qui ne peuvent trouver le temps de lire tous les comptes rendus de la conférence, on résumera maintenant les communications.

5/1 — J. R. F. Arthur + K. H. Roscoe, Cambridge, Grande-Bretagne

Effets de bord dans les essais de poussée de terre sur modèles

Il s'agit d'une étude des déformations au cisaillement du sol dans un modèle de mur de soutènement où les déplacements d'un réseau de billes de plomb noyées dans du sable sont mesurés au moyen de rayons X (système déjà utilisé par Terzaghi en 1934 et Rowe en 1952). Les auteurs comparent les déplacements d'un réseau situé dans un plan ver-

tical sur l'axe du modèle du mur avec les déplacements d'un réseau situé contre une plaque de verre constituant la paroi latérale du modèle. Que les mouvements des deux systèmes soient différents ne surprendra personne, mais l'intérêt de l'article est de montrer que la rigidité des parois latérales a une influence très grande sur les déplacements — plus importante que le frottement contre les parois. Ce phénomène est attribué à l'influence de la contrainte principale σ_3 . Les auteurs en concluent que le critère de rupture de Mohr-Coulomb est incompatible avec cette influence et que le meilleur modèle pour une fondation infiniment longue serait celui dans lequel les déformations latérales seraient nulles.

5/2 — J. Biarez, L. M. Boucraut et R. Nègre, Grenoble

Équilibre limite d'écrans verticaux soumis à une translation ou une rotation

Sur ce sujet à l'ordre du jour, les auteurs apportent une contribution sur la base d'essais sur modèle applicables aux palplanches, aux murs et aux ancrages.

Si l'on appelle λ le rapport entre la profondeur D de la tête de l'écran et la hauteur h de l'écran, trois cas sont envisagés : $\lambda = 0$ (écran jusqu'à la surface du sol), $\lambda < 6$, et $\lambda > 6$.

Les types de déformation du sol en fonction de λ sont donnés dans la figure 1, pour des translations de quelques pour-cent de la hauteur de l'écran. (Fig. 1.)

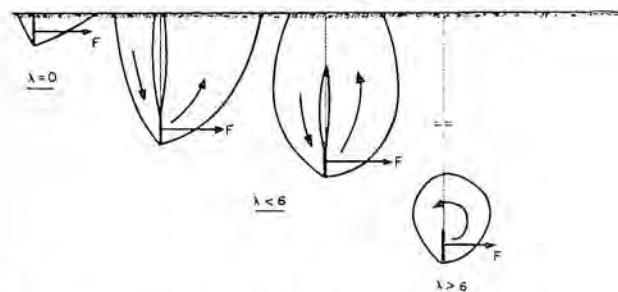


Fig. 1. — Figures de rupture d'écrans enterrés.

Cas $\lambda = 0$

Des formules sont données pour les coefficients de poussée et de butée en fonction de ϕ , compte tenu des inclinaisons δ_1 et δ_2 des forces de poussée et de butée. De ces formules, on peut conclure que « pour obtenir la butée maximale d'un écran rugueux, il faut l'empêcher de se déplacer verticalement ».

Cas $\lambda < 6$

Les formules données sont, semble-t-il, en assez bon accord avec l'expérience.

Cas $\lambda > 6$

L'équilibre est calculé pour une rotation de l'écran autour d'un centre situé en dessus de la tête de l'écran. En pratique, un cercle avec son centre sur la tête de l'écran donne un résultat satisfaisant.

Pour terminer, les auteurs examinent le problème de la répartition des contraintes normales et tangentielles sur les écrans avec et sans appui fixe.

5/3 — P. Habib et M. P. Luong, Paris

Comportement des tuyaux souples enterrés

Les auteurs ont trouvé que la « ruine » d'un tuyau souple enterré peut se produire — et se produit effectivement — avant qu'on ait épuisé la capacité de résistance du sol. Ils justifient leur affirmation par des études sur modèles réduits avec des tubes de toutes sortes et des massifs de sols différents.

Les auteurs constatent que la rupture consiste en l'apparition d'une « cloque » et qu'il se produit en définitive un flambage dont il s'agit de déterminer l'ordre « n » en fonction du rayon du tuyau, du module d'élasticité du sol, de l'inertie des tôles, et de la pression critique. Bien que cette pression critique ne produise pas toujours l'effondrement, elle constitue néanmoins un seuil au-delà duquel les déformations s'accélèrent.

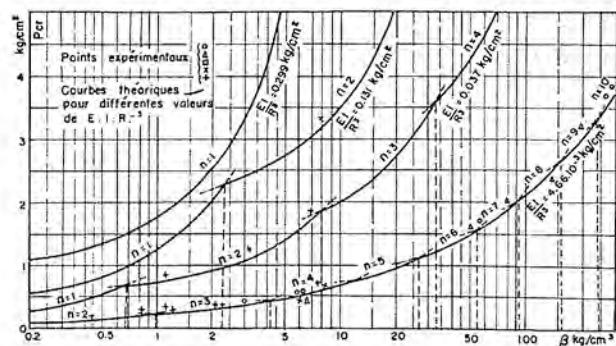


Fig. 2.

Des formules sont données pour l'ordre n du flambage (longueur de l'arc correspondant à une cloque) en fonction du rayon R , de la rigidité EI et d'un coefficient β dépendant du sol et qui a la même définition que le module de réaction. La figure 2 donne un aperçu de la comparaison entre les courbes théoriques et les résultats des mesures expérimentales. Cette comparaison est bonne, mais en pratique la détermination du coefficient β , qui dépend de la dimension de la surface chargée, est difficile.

5/4 — B. Hansen et K. T. Nielsen, Copenhague

Calcul du tassement d'un tunnel sur l'argile de Göteborg

Ces auteurs ont essayé de prendre en considération le degré de préconsolidation variable de l'argile de Göteborg compte tenu du fait que les surpressions interstitielles mesurées ne sont pas en accord avec les valeurs de la théorie de la consolidation de Terzaghi. Il s'agit d'un problème difficile de détermination des surpressions ou dépressions interstitielles pendant et après la construction d'un tunnel préfabriqué posé au fond d'une tranchée, où les auteurs ont cherché de nouvelles solutions au moyen de la théorie de la consolidation.

5/5 — S. Hueckel, J. Kwasniewski et L. Baran, Pologne

Butée des terres sur une plaque carrée dans le sol

Les auteurs ont effectué des essais sur modèle d'une plaque carrée verticale en vue de déterminer la répartition des pressions sur la plaque lors de son enfouissement horizontal sans rotation dans des sables plus ou moins compacts au moyen d'un vérin.

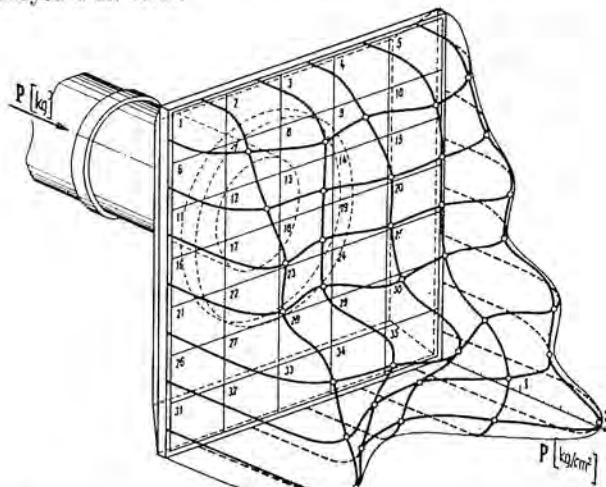


Fig. 3.

Les résultats, dont un exemple est donné à la figure 3, indiquent que la distribution des pressions n'est pas régulière et tend à être plus forte dans les bords qu'au centre. En revanche, il apparaît qu'on peut utiliser, pour la résistance totale, la méthode classique où la répartition est trapézoïdale dans le plan vertical et uniforme dans le sens transversal.

Poussée des terres dynamique

L'auteur a construit un modèle de soutènement et de silo à sable vibrants pour mesurer les poussées, leurs points d'application et l'angle de frottement mur-sable pendant la vibration, en fonction du déplacement du mur par rotation. Les essais ont été conduits avec du sable fin.

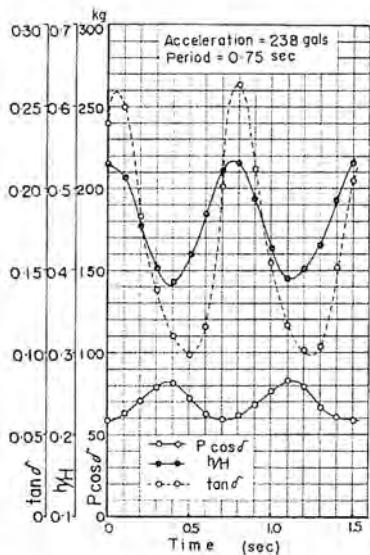


Fig. 4.

Les résultats (fig. 4) indiquent que :

- 1) l'angle de frottement terre-mur est minimum au moment où la poussée est maximum ;
- 2) le coefficient de frottement terre-mur minimum est d'environ 25 % du frottement dans le cas statique ;
- 3) plus l'accélération du remblai est grande, plus la poussée maximum augmente ;
- 4) le point d'application de la résultante est le plus bas quand la poussée est la plus grande.

Contribution à l'étude des pressions à l'extérieur des revêtements de tunnel

Il s'agit de résultats de mesures de pression sur un revêtement de tunnel dans une zone de roche triasique à relativement faible frottement interne.

Les auteurs concluent :

- 1) Dans les roches plastiques ou fortement disloquées, à relativement faible résistance au cisaillement, de grandes voûtes de décharge se forment, tant longitudinalement que transversalement. Ces formations de voûtes se traduisent par de fortes pressions latérales et verticales. Les pressions latérales peuvent être aussi fortes que les pressions verticales. L'angle de frottement interne le plus dangereux est environ 27°.
- 2) Si ces phénomènes se produisent, les méthodes classiques de dimensionnement des revêtements de tunnel ne conviennent pas.
- 3) L'ajustement des roches à la présence du tunnel est très lent — dans le cas à l'étude, environ deux ans.
- 4) Les pressions sur le radier et leur distribution varient fortement. Le choix de l'époque appropriée pour la construction du radier est à étudier spécialement.

L'action des terres autour des tuyaux souterrains

A la suite des essais sur modèle qu'ils ont exécutés, les auteurs proposent de distinguer trois effets favorables de l'action du sol autour de tubes enterrés, à savoir :

1. La redistribution des pressions consécutive à l'aplatissement du tuyau, qui mobilise la butée (poussée passive) sur les côtés. Les essais indiquent que la pression en surface requise pour provoquer le flambage du tuyau varie peu avec la couverture, mais dès que la couverture sur la clé dépasse 1,5 fois le diamètre, le premier flambage du tuyau n'est plus suivi d'un effondrement.

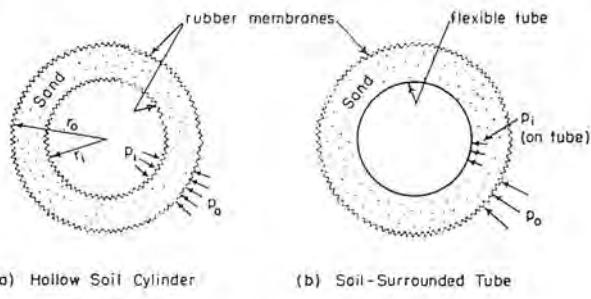
2. La restriction des déformations, qui a pour effet d'augmenter la résistance au flambage.

Dans l'application de la formule donnée par Meyerhof et Fischer en 1963 pour la pression de flambage intervient le module de réaction du sol qui dépend non seulement de la géométrie du tube mais des propriétés élastiques du sol. Les essais indiquent les rapports r/t (rayon sur épaisseur de paroi) à partir desquels la pression produit un flambage au lieu d'un aplatissement des tuyaux.

3. L'effet de voûte, qui redistribue les pressions en dehors du tuyau ou sur celui-ci selon les mouvements relatifs. Des essais antérieurs ont montré qu'un anneau de sable pris entre deux membranes de rayon intérieur r_i et extérieur r_o peut supporter une pression extérieure

$$p_o = p_i \left(\frac{r_o}{r_i} \right)^{(2 \sin \phi / 1 - \sin \phi)}$$

où p_i = pression intérieure (voir fig. 5).



(a) Hollow Soil Cylinder

(b) Soil-Surrounded Tube

Fig. 5.

En augmentant la compressibilité du tube intérieur, on arrive à réduire le rapport p_i/p_o dans les essais à 1/5.

Les auteurs pensent que le concept de la « voûte du sol » est plus utile que le calcul habituel avec les surfaces de glissement verticales, souvent utilisées pour le calcul des effets de voûte, où subsiste l'incertitude de la pression effective agissant normalement à la surface du glissement.

Calcul de la poussée des terres sur les conduites dans les remblais

L'auteur présente des formules très complètes pour déterminer les moments, efforts tranchants et efforts normaux dans des tuyaux rigides, compte tenu de tous les éléments possibles comprenant les densités du sol, l'influence de la nappe et des pressions interstitielles, les modules de déformation du sol remblayé et du sol sur lequel s'appuie le tuyau, le rayon et l'épaisseur du tuyau, la différence de déformation du tuyau et du sol adjacent. Il est même prévu un coefficient pour tenir compte de l'effet des tremblements de terre.

De nombreux tableaux facilitent l'emploi des formules assez compliquées.

Etude des parois des tunnels et conduites forcées dans les milieux anisotropes

Les auteurs présentent les résultats d'essais sur des modèles de tunnels dans les roches stratifiées et exposent quelques caractéristiques des systèmes orthotropes qui peuvent représenter l'anisotropie des roches stratifiées.

Leurs conclusions sont que pour développer et améliorer la technique d'excavation et de revêtement des tunnels, il faut :

- des essais *in situ* pour une bonne connaissance des caractéristiques;
- des essais sur modèles qui paraissent être un outil digne de confiance.

5/11 — H. B. Sutherland, Glasgow

Etude sur modèle du soulèvement des puits dans les sols pulvérulents

Pour résoudre le problème du fonçage d'un tube fermé à son extrémité du bas vers le haut à partir d'une galerie pour créer un puits, l'auteur a étudié la résistance à l'arrachement d'une plaque horizontale enterrée dans du sable, problème analogue à celui de l'arrachement d'une fondation de pylône.

L'analyse dimensionnelle indique qu'il y a lieu d'étudier la variation de la valeur $\frac{p}{\gamma D}$ où p = pression d'arrachage, γ = densité apparente effective et D = profondeur de la plaque, en fonction du rapport D/B où B = diamètre de la plaque, ceci pour diverses valeurs de ϕ .

Les résultats obtenus sont donnés à la figure 6 pour $\phi = 45^\circ$ (sable compact) et $\phi = 31^\circ$ (sable lâche).

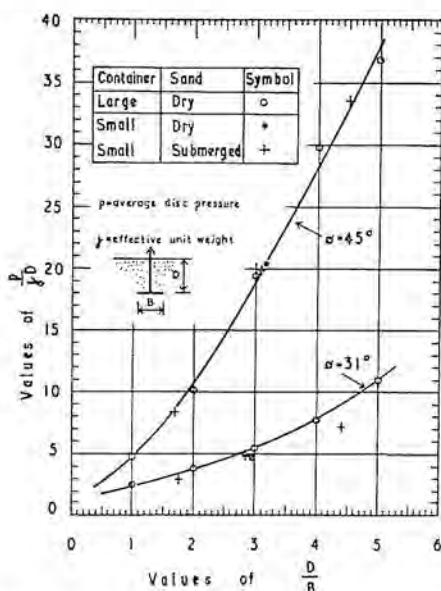


Fig. 6.

Les mesures des forces des vérins effectuées lors du fonçage correspondirent à $\phi = 42^\circ$. Dans son commentaire, l'auteur a relevé que les formules données par A. Balla dans les comptes rendus de la cinquième conférence ne prennent pas assez en compte l'influence du ϕ (ces formules donnent trop de résistance pour les ϕ bas et pas assez pour ϕ élevés), ce qui peut conduire à des erreurs appréciables.

Les résultats de cette étude paraissent directement utilisables à des fins pratiques, ceci bien que l'auteur prudemment s'en défende.

5/12 — G. P. Tschebotarioff

Analyse de la rupture d'un mur de soutènement préfabriqué

Il s'agit de la rupture d'un soutènement en éléments de béton armé préfabriqué formant caissons, de 10 m de hauteur, au parement extérieur légèrement convexe.

L'analyse des mouvements et des forces en jeu a indiqué que le tassement du remblai dans les caissons a induit une surcharge du parement enterré des caissons qui a provoqué un tassement de ce parement, avec pour conséquence un renversement de la direction du frottement terre-mur qui, au lieu d'être dirigé vers le bas, s'inclinait vers le haut. La sécurité au glissement est ainsi tombée de 2,82 à 0,95. Ce défaut a encore été aggravé par des déficiences de résistance des éléments du mur.

L'auteur conclut :

- Les murs à parement extérieur convexe sont plus susceptibles d'être endommagés par des déformations transversales que les murs à parement extérieur concave.
- Le remblayage de murs de soutènement en caissons doit être très bien compacté.
- La résistance des éléments, notamment les fondations, doit être bien étudiée, de manière à éviter un tassement sur le parement côté terre.

5/13 — J. Verdelyen et J. Nuyens, Bruxelles

Calcul des rideaux d'ancrage de palplanches

Les auteurs présentent les résultats d'essais de modèle de rideaux de palplanches avec ancrages courts et longs en utilisant comme terrain un massif de rouleaux métalliques, dit appareil Taylor-Schneebeli (angle $\phi = 22^\circ$). Bien que les résultats ne soient pas directement utilisables, l'intérêt de la communication réside dans la forme des surfaces de rupture tant pour ancrages longs que pour ancrages courts. Pour les ancrages longs, on retrouve les formes données par Biarez, Boueraut et Nègre [5/2]. (Cf. fig. 7 et 1.)

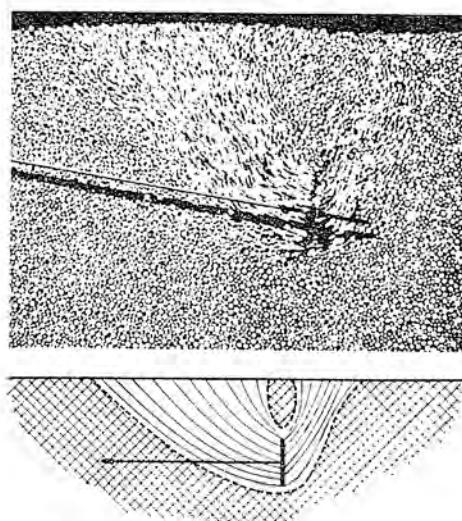


Fig. 7.

Pour les ancrages courts, on peut avoir deux stades, d'abord une zone de butée qui résiste au rideau d'ancrage et une zone de poussée sur le rideau de palplanches. Ces deux zones se fondent en une seule grande zone de rupture lorsque l'on augmente la traction. (Voir fig. 8, série XIV, courbes a-a et b-b.)

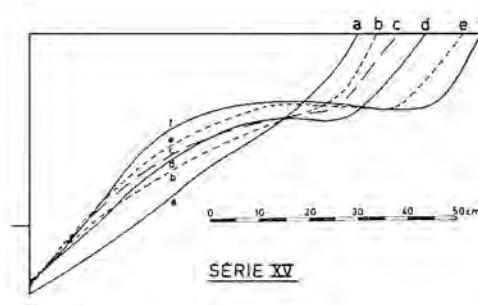
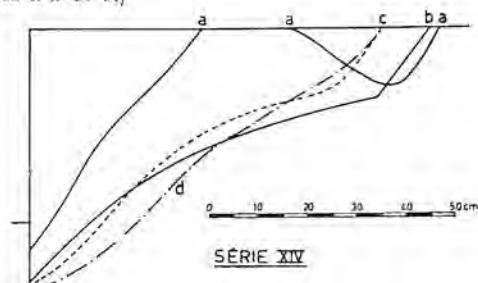


Fig. 8.

Sollicitations des écrans souples de soutènement sous l'effet de charges extérieures localisées appliquées en surface du massif soutenu

Les auteurs donnent le résultat d'essais sur modèles donnant la répartition des poussées dues à une semelle continue chargée en arrière d'un rideau de palplanches retenant du sable.

Les diagrammes donnent la forme de la poussée en fonction de la profondeur sous la surface du terrain $n = \frac{z}{H}$ et en fonction de la distance de la ligne chargée $m = x/H$ à la tête de l'écran.

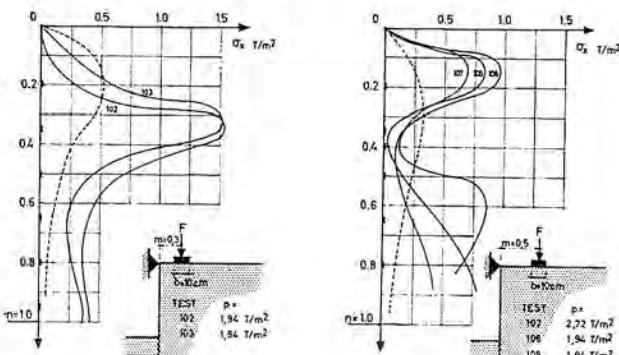


Fig. 9. — Répartition des pressions.

Les auteurs constatent deux types de répartition de pression (cf. fig. 9) :

- a) les courbes présentant un maximum très accusé à $n = 0,35$ avec un léger renforcement des pressions à l'approche de l'encastrement ;
- b) les courbes possédant deux maxima : le premier à $n = 0,15$ environ, et le second moins accusé à $n = 0,5$ environ.

Lorsque la semelle est proche du rideau avec $m < 0,4$, on a en principe la courbe du type a). Lorsque $m > 4$, on a toujours la courbe du type b).

Le maximum inférieur de la courbe du type b) diminue rapidement avec une augmentation de m , et devient négligeable avec $m < 1,15$ à 1,3.

Les résultats sont comparés avec la formule de Terzaghi — en pointillé sur les figures (pour une charge linéaire). Les résultats des essais sont très différents de ceux donnés par les formules. Les résultantes totales des essais sur modèles atteignent deux fois les valeurs Terzaghi. De même, les points d'application de la résultante sont toujours plus hauts que ceux de Terzaghi lorsque $m > 0,6$. Quant aux moments dans le rideau, ils passent de une à deux fois la valeur calculée par Terzaghi pour m passant de 0,8 à 0,2.

L'auteur recommande la prudence avec les formules de Terzaghi en attendant le résultat de nouvelles études.

Formation de cratères au moyen d'explosifs

L'auteur analyse les formes et les dimensions des cratères formés par les explosifs conventionnels et nucléaires à la lumière de la mécanique des sols. Il propose des formules pour déterminer les dimensions des cratères. Ces formules font apparaître comme exponentielle le poids d'explosifs ramené au poids de TNT exprimé en kilotonnes. Il est vrai que les essais ont été effectués avec des explosions nucléaires. A titre de culture générale, on peut signaler qu'une explosion nucléaire de 1,7 kilotonne dans du tuf à une profondeur de 270 m donne une cavité de 40 m de diamètre et une zone plastique autour du trou de 200 m de diamètre.

Efforts et déformations dans les revêtements de tunnel dans l'argile de Londres

Cette étude s'applique au comportement des revêtements de tunnels en éléments préfabriqués (béton ou fonte) de trois tunnels, sur une période de six ans.

Les résultats indiquent que le diamètre des tunnels diminue dans le sens vertical et augmente dans le sens horizontal, et que la poussée dans le revêtement se développe jusqu'à atteindre celle correspondant au poids total de la terre en dessus du tunnel agissant en poussée hydrostatique, ceci quelle que soit la méthode de construction. La plus grande partie des déformations se produit pendant les six premiers mois, mais celles-ci sont encore faiblement sensibles après six ans.

FONDATIONS PEU PROFONDES ET CHAUSSÉES

par ED. RECORDON, ingénieur principal au Laboratoire de géotechnique de l'EPFL

A. *Les travaux qui furent présentés avant le congrès* pour cette section sont au nombre de 48 ; 33 concernent les fondations peu profondes et 15 les fondations de chaussées. Il est intéressant de comparer ces chiffres à ceux des congrès précédents :

		<i>Fondations peu profondes</i>	<i>Chaussées</i>	<i>Total</i>
Zurich et				
Lausanne . . .	1953	31	8	155
Londres	1957	44	20	179
Paris	1961	53	26	269
Montréal . . .	1965	33	15	218
Recul par rapport à Paris .		38 %	42 %	19 %

On constate qu'entre Zurich, Londres, puis Paris, le nombre total des communications a fortement augmenté, alors qu'il a diminué à Montréal. La diminution est de 20 % si l'on considère l'ensemble des travaux

présentés alors qu'elle est d'environ 40 % pour les fondations peu profondes et pour les chaussées. Il y a donc une diminution du nombre de travaux traitant de ces deux sujets par rapport à ceux qui abordent d'autres problèmes.

C'est une innovation des Canadiens d'avoir groupé dans la même division les fondations peu profondes et les fondations de chaussées ; cela se justifie dans la mesure où l'on admet que les problèmes de chaussées doivent avoir une place peu importante dans ce congrès, puisqu'ils font par ailleurs à eux seuls l'objet d'un congrès international.

Le rapporteur général, M. de Beer, professeur aux Universités de Gand et de Louvain, a fait remarquer que les comptes rendus du Congrès de Montréal ne donnent qu'une vue très incomplète des travaux de recherche exécutés depuis le Congrès de Paris en 1961, car au cours de ces quatre ans plusieurs symposiums ou con-

grès régionaux ont été organisés et de nombreuses publications ont été présentées dans des journaux périodiques.

Il nous a paru intéressant de rechercher la provenance géographique des publications présentées aux congrès pour que l'on se rende compte de l'apport des diverses parties du monde :

Congrès	Zurich-Lausanne	Londres	Paris	Montréal
Europe de l'Ouest . . .	57 (88)	46 (85)	46 (124)	44 (97)
Europe de l'Est . . .	1 (2)	11 (19)	11 (31)	12 (27)
URSS . . .	0 (0)	9 (16)	9 (23)	9 (19)
Amérique du Nord . . .	21 (32)	16 (28)	16 (44)	15 (33)
Amérique du Sud . . .	4 (6)	3 (5)	3 (9)	3 (7)
Asie	12 (18)	10 (18)	10 (26)	10 (21)
Australie	1 (2)	2 (3)	2 (5)	3 (6)
Afrique	5 (7)	3 (5)	3 (7)	4 (8)
Total	100 (155)	100 (179)	100 (269)	100 (218)

On constate qu'elle est la suivante pour les trois derniers congrès (Londres, Paris, Montréal).

Europe 65 % (45 % par l'Europe de l'Ouest, 11 % par l'Europe de l'Est sans la Russie et 9 % par la Russie).
 Amérique 19 % (16 % par l'Amérique du Nord : USA, Canada et Mexique).
 Asie 10 % (Japon, Inde et Israël).
 Afrique 4 % (Afrique du Sud et Egypte).
 Australie 2 %

Il faut souligner que l'Europe de l'Ouest apporte presque la moitié des travaux présentés ; l'Amérique du Nord et la Russie en apportent relativement peu (16 % et 9 %), ce qui s'explique probablement par le fait que, d'une part, les Américains organisent de très nombreux congrès spécialisés et publient beaucoup dans des revues spécialisées et que, d'autre part, les Russes sont gênés par le fait que leur langue n'est pas une langue officielle de notre société.

Il est donc probable que les comptes rendus du Congrès de Montréal représentent une part importante des recherches faites en Europe dans le domaine de la mécanique des sols, mais ne représentent qu'une faible part de ce qui se fait aux Etats-Unis et en Russie.

B. Rapport général

1^o En ce qui concerne *les fondations peu profondes*, le rapporteur général a fait ressortir que les recherches peuvent être réparties en trois groupes :

- Celles qui ont trait à la capacité portante limite des sols sous une fondation (n°s 3, 10, 11, 14, 15, 20, 25, 26, 27, 30, 31, 45, 46).
- Celles qui traitent des déformations du sol, des tassements (n°s 1, 2, 7, 9, 16, 18, 19, 21, 24, 29, 36, 37, 40, 41, 43).
- Et celles qui ont trait à la répartition des réactions du sol sous la fondation (n°s 5, 23, 42, 44, 48).

Dans le domaine de la *capacité portante limite*, de nombreux auteurs ont cherché les causes des différences constatées entre les valeurs calculées par les méthodes classiques et les valeurs expérimentales mesurées sur des modèles ou sur des fondations en vraie grandeur.

Deux tendances apparaissent :

- L'une consiste à reprendre la théorie, à modifier les hypothèses de base faites sur les surfaces de glissement et à trouver de nouvelles formules mieux adaptées aux conditions réelles.
- L'autre consiste à conserver les théories de base existantes et à introduire dans les formules classiques des termes complémentaires faisant intervenir des facteurs nouveaux, tels que coefficient de forme, coefficient de profondeur ou coefficient d'inclinaison de la résultante des charges.

Certains chercheurs font aussi remarquer que l'angle de frottement interne des sols, particulièrement celui des sols pulvérulents, déterminé lors d'un essai triaxial, où la déformation est tridimensionnelle, n'est pas le même que celui d'un sol supportant une semelle filante dont la déformation est bidimensionnelle. Ils proposent alors d'adopter dans le calcul un angle de frottement de 10 % supérieur à celui de l'essai triaxial pour une semelle filante et de 10 % inférieur dans le cas d'une semelle circulaire.

Le rapporteur général insiste aussi sur le fait que l'on dispose de peu de vérifications faites sur des ouvrages en vraie grandeur et qu'elles sont de ce fait d'autant plus précieuses et souhaitables.

En ce qui concerne le *problème des tassements*, l'un des points très intéressants qui préoccupent un grand nombre de géotechniciens est celui de la consolidation bi ou tridimensionnelle qui intervient lorsque la couche consolidée est de grande épaisseur par rapport à la largeur de la surface chargée.

Il faut alors tenir compte du fait que le module de compressibilité n'est pas le même dans une direction oblique que dans la direction verticale.

Dans le cas de la consolidation unidimensionnelle, on constate généralement une surévaluation des tassements du fait que les essais de laboratoire donnent pour diverses raisons (remaniement de l'échantillon, élimination des éléments les plus grossiers, etc.) des modules de compressibilité trop élevés. Il est donc plus important de bien choisir le module de compressibilité à introduire dans le calcul que de rechercher une méthode de calcul très raffinée.

L'estimation des tassements est d'autant plus difficile que le sol manque de cohésion, car alors les échantillons sont parfois fortement remaniés par le prélèvement et les modules mesurés en laboratoire sont incertains.

La répartition des contraintes sur le sol, sous une fondation a fait l'objet également de plusieurs travaux. Les progrès faits en cette matière sont lents du fait que cette répartition est influencée par de nombreux facteurs : raideur de la fondation, déformabilité du sol qui est souvent hétérogène et même vitesse d'application de la charge. En outre, les vérifications expérimentales sur des constructions existantes sont rares parce que difficiles et coûteuses.

2^o La deuxième partie du rapport général concerne *les fondations de chaussées*. Il commente de façon extrêmement détaillée *les méthodes de dimensionnement* dites « méthodes rationnelles » basées sur le comportement élastique de plusieurs plaques disposées les unes au-dessus des autres. Des communications ont été présentées sur ce sujet par MM. Peltier (France), Croney (Angleterre) et Ivanov (Russie). Aucune communication ne concernait la méthode de dimensionnement AASHO, mais les auteurs cités plus haut font tous appel aux résultats de ces importants essais pour vérifier leurs calculs (n°s 4, 8, 17, 35).

Dans le cadre du Congrès de Montréal, l'accent a donc été donné aussi bien au cours des discussions officielles qu'au cours d'un colloque particulier organisé par le professeur Moraldi de Rome, sur la possibilité d'utiliser les méthodes rationnelles pour calculer les épaisseurs des couches de la superstructure.

M. Moraldi était rapporteur général pour les fondations de chaussées au Congrès de Paris, il y a quatre ans et avait posé la question de savoir si dans un proche avenir on arriverait à déterminer expérimentalement les propriétés élastiques ou visco-élastiques des matériaux routiers pour rendre utilisable ce type de méthode. Croney et Lister répondent partiellement à cette question en conseillant de déterminer les modules d'élasticité par des essais de flexion d'éprouvettes sous charge répétée en laboratoire.

Ils proposent aussi des mesures de déformation « *in situ* » pour fixer les contraintes de traction limites acceptables dans le revêtement. Il n'en reste pas moins que le problème ne peut pas encore être considéré comme résolu.

Deux ou trois communications concernent les *superstructures sandwich* (n° 47), c'est-à-dire celles qui comprennent à leur base et dans leur partie supérieure une couche rigide entre lesquelles se trouvent des matériaux plus déformables. Ce type de superstructure est mal connu ; on est particulièrement mal armé pour le dimensionner et l'on trouvera des renseignements à ce sujet dans la publication de M. Yamanouchi (Japon) qui a étudié sur modèle de tels systèmes qui deviennent fréquents chez nous puisque l'on stabilise souvent la partie inférieure de la fondation.

En ce qui concerne *le gel* (n° 38), seul le Suédois Rengmark donne les résultats d'expériences faites avec une couche isolante de laine de verre placée sous la fondation. Les résultats de ces expériences sont négatifs, la laine de verre sèche ayant une conductibilité thermique trop élevée. Des essais sont en cours avec une couche isolante humide.

En conclusion de son rapport, M. de Beer suggère comme sujets de discussion pour la séance du congrès les quatre points suivants :

- Méthodes d'évaluation de la capacité portante limite des fondations sur sols pulvérulents et comparaison des valeurs avec les résultats d'essais sur modèles.
- Méthodes de détermination des coefficients de déformation des sols pulvérulents et des argiles surconsolidées.
- Amélioration apportée à la méthode de dimensionnement rationnelle des chaussées.
- Comparaison entre superstructures sandwich et superstructures traditionnelles.

C. La séance du congrès eut lieu le vendredi 10 septembre, c'est-à-dire le troisième jour du congrès. La matinée et l'après-midi furent consacrés à cette section.

La session du matin commença par une *conférence de M. Hode Keyser*, géologue, sur la géologie de Montréal.

Les services techniques de la ville de Montréal ont établi une carte géologique du sous-sol de la ville. Ce sous-sol est très variable dans sa nature et dans sa qualité. Une partie de la ville est construite sur le roc, constitué de calcaires, de grès de bonne qualité ou de schistes. Les régions de sols meubles sont constitués de moraines de qualité variable, de dépôts lacustres et d'argiles marines fossilifères appartenant à la classe CII et dont la teneur en eau varie entre 30 et 80 %. 2 % de la surface de la région de Montréal est constituée de tourbe et de marne de mauvaise qualité, mais en faible épaisseur. La carte géologique est à la disposition du public qui peut y trouver des renseignements non seulement sur la qualité des sols de fondation, mais également sur les endroits où l'on peut espérer trouver des matériaux à utiliser dans la construction.

Le coût d'établissement de cette carte est d'environ 1500 à 1800 dollars canadiens par mille carré, soit environ 2400 à 2800 fr./km².

Il ressort des exposés qui eurent lieu le matin que les diverses théories qui permettent d'estimer la capacité portante d'une fondation diffèrent fortement les unes des autres en ce qui concerne la valeur à donner au coefficient Nq qui peut varier de 38 à 128 pour une même valeur de ϕ selon les auteurs. Par contre, les auteurs sont d'accord entre eux sur la valeur du coefficient Nq . Dans l'estimation de la capacité portante, il convient d'attacher une importance très spéciale aux sols lâches, à faible cohésion, à l'anisotropie fréquente des sols, aux limites de validité des formules que l'on utilise, car elles ont souvent été établies à partir d'essais sur modèle avec des fondations de petites dimensions.

M. Rabinovitch, ingénieur de Suisse, a montré les avantages d'une méthode photographique originale permettant d'étudier les efforts dans les dalles sur sols élastiques.

La séance de l'après-midi commença par une conférence remarquable de M. le professeur *R. Haefeli, de Zurich*, sur le sujet : « *Fluage et rupture progressive dans la neige, les sols, les roches et la glace* ». Cette conférence fut illustrée de très nombreuses photographies dont quelques-unes extrêmement frappantes sur le fluage de la neige et de la glace.

Nous avons déjà indiqué, en parlant du rapport général, les principales conclusions que l'on peut tirer du Congrès de Montréal en ce qui concerne les problèmes de tassements et de fondations de chaussées. Ce que nous avons entendu dans la séance de l'après-midi n'ajoute rien de nouveau dans ce domaine.

Kriechen und progressiver Bruch in Schnee, Boden, Fels und Eis

Von Prof. Dr. R. Haefeli, Zürich

SCHWEIZERISCHE BAUZEITUNG

Sonderdruck aus dem 85. Jahrgang, Heft 1 und 2, 5. und 12. Januar 1967

Druck: Offset + Buchdruck AG, Zürich

Kriechen und progressiver Bruch in Schnee, Boden, Fels und Eis

Von Prof. Dr. R. Haefeli, Zürich

Deutsche, erweiterte Fassung eines Vortrages «Creep and Progressive Failure in Snow, Rock and Ice», gehalten am 6. Int. Kongress für Bodenmechanik und Fundationstechnik in Montreal (1965)

I. Einleitung

Es ist ein alter und doch immer wieder neu erlebter Wahrspruch, dass der Mensch die Dinge dieser Welt an ihren Unterschieden erkennt. Unterscheiden heißt vergleichen. Der Vergleich regt einerseits an, nach den gemeinsamen Grundzügen zu suchen. Andererseits rückt er die Polaritäten der Erscheinungsformen in ein helleres Licht und lässt uns dadurch ihre Eigenart und Vielfalt erkennen.

Zu Zeiten Homers sollen die Götter noch mit den Menschen gesprochen und ihnen Gedanken eingegeben haben. Einer der ersten selbständigen Gedanken wurde mit dem kühnen Satz des Tales ausgesprochen, dass alles aus dem Wasser geboren sei. Durch diesen schon vor rund 2000 Jahren festgestellten Zusammenhang ermutigt, haben wir es gewagt, das Wasser – Symbol von Wandlung und Bewegung – als Verbindungsglied zwischen den vier in ihrem wechselvollen mechanischen Verhalten zu vergleichenden Stoffen, Schnee, Eis, Boden, Fels, ins Zentrum des Blickfeldes zu rücken (Bild 1).

So wie das «weiche» Wasser als steter Tropfen den Stein höhlt, übt der weichste und leichteste unter den vier Stoffen, der Schnee, die nachhaltigsten Wirkungen auf die übrigen drei aus. Entsteht doch aus dem Schnee, dessen Porosität Werte bis 98% erreichen kann und der den Boden gegen Kälte und Dauerfrost schützt, durch die Metamorphose und Verdichtung das Eis, das den Fels sprengt, die gewaltigen glazialen Erosionsformen wie die Rundhöckerlandschaften schafft, um schliesslich auch durch die Bildung der Moränen die Landschaft entscheidend mitzugestalten und zur Entstehung der Böden beizutragen.

Bevor wir die vier genannten Stoffe auf ihre Kriech- und Brucherscheinungen hin betrachten, lässt uns eines Mannes gedenken, der als einer der ersten die Kriech- und Gleitbewegungen des Eises in Form der Gletscherbewegung exakt gemessen hat. Er hat sie nicht nur gemessen, sondern sich ihr anvertraut, indem er mit seinen Freunden um 1841 als Unterkunft und Laboratorium das berühmte «Hôtel des Neuchâtelois» auf der Zunge des Unteraargletschers errichtete (Bilder 2 und 3). In echtem Teamwork wurde dort sowohl im Sommer als auch im harten Winter mit einer Begeisterung und Hingabe Pionierarbeit geleistet, die einzigartig bleibt. Erstmals wurde festgestellt, dass sich die Gletscherzunge im Sommer rascher bewegt als im Winter, was auf die schmierende Wirkung des in der warmen Jahreszeit reich-

licher anfallenden Schmelzwassers zurückzuführen ist. Dieser Mann, der sich unter Lebensgefahr 80 m tief in ein Strudelloch abseilen liess, um die Temperatur des Eises im Innern des Gletschers zu messen, heisst *Louis Agassiz* [1]. Prof. A. von Muralt widmete ihm folgende Worte [2]:

«Louis Agassiz, geboren am 28. Mai 1807 in Mötier (Schweiz), war einer unserer bedeutendsten Naturforscher im letzten Jahrhundert. 1846 führte ihn eine Vortragsreise nach Boston, wo er so von der Forschungsatmosphäre an der Harvard-Universität angezogen wurde, dass er dauernd nach Cambridge (Mass.) übersiedelte. Dort wurde er zum Mittelpunkt der biologischen Forschung und erkannte bald die Notwendigkeit der Gründung einer nationalen Akademie der Wissenschaften als Zentrum der intellektuellen Anstrengungen des ganzen Landes. Am 3. März 1863 unterzeichnete Präsident Lincoln das Gesetz, durch welches die Academy of Science in Washington ins Leben gerufen wurde. Auf einem schönen Ölgemälde, welches heute noch in der Akademie hängt, sieht man zur Rechten von Präsident Lincoln den lächelnden Louis Agassiz, der als Mitbegründer und Foreign Secretary der Akademie in ihren ersten Jahren grosse Dienste leistete.»

II. Bedeutung und Arten des Kriechens

1. Allgemeines

Dass Schnee und Eis schon unter der Wirkung ihres Eigengewichtes kriechen, ist allgemein bekannt. Dass auch alle Schutthalde und Böschungen, die aus Lockergesteinen, Lehmen und Gehängelehmen bestehen, ebenfalls mehr oder weniger intensiv kriechen, ist eine Erfahrungstatsache der neueren Zeit, die leider noch zu wenig beachtet wird und deshalb immer wieder zu schweren Bauschäden und Überraschungen führt. *Kobold* äussert sich zu diesem Problem wie folgt [3]: «Wir betrachten in unserem Land Talwärtswanderungen von bis 5 mm jährlich als normal und daher als kaum bemerkenswert. Auch jährliche Verschiebungen von 1 bis 2 cm gelten nicht als außergewöhnlich, und nur wesentlich grössere Beträge werden besonders beachtet. Sie sind häufiger, als allgemein angenommen wird, und treten namentlich in Zonen weichen Gesteins auf.»

Es gilt heute als selbstverständlich, dass bei Lawinenverbauungen

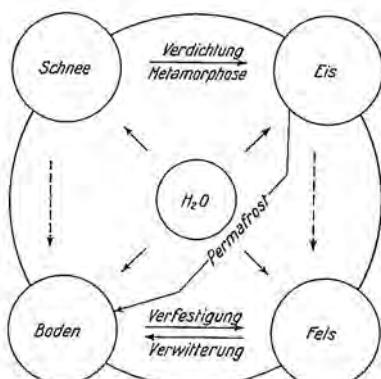


Bild 1. Einige Wechselwirkungen zwischen Schnee, Boden, Fels und Eis (Schema)



Bild 2 (rechts). «Hôtel des Neuchâtelois» (etwa 1841—45) auf der Mittelmoräne des Unteraargletschers (Standort siehe Pfeil in Bild 3)

im Anbruchgebiet die Werke auf den Kriechdruck der Schneedecke dimensioniert werden müssen; es ist aber nur einer Minderzahl von Ingenieuren bewusst, dass Stützmauern im Gebirge nicht nur dem aktiven Erddruck, sondern häufig auch dem wesentlich grösseren Kriechdruck standhalten müssen. Sollen Schäden von grosser Tragweite in Zukunft vermieden werden, so muss dieser Tatsache besonders im Zeichen des Nationalstrassenbaues vermehrte Beachtung geschenkt werden. Selbst relativ kleine Kriechbewegungen von 0,4 bis 2 cm/Jahr können Kunstbauten, deren Lebensdauer weitgehend von ihrer Empfindlichkeit gegenüber Kriechvorgängen abhängt, ernstlich beschädigen oder gar zerstören. Was vor allem not tut, ist einerseits eine Förderung der Grundlagenforschung auf diesem für unser Gebirgsland besonders wichtigen Gebiet und andererseits dessen Berücksichtigung in den Studienplänen für die Bau-, sowie die Kultur- und Forst-Ingenieure.

Die experimentellen Grundlagen zur Untersuchung der Kriechvorgänge, die einerseits im Laboratorium und anderseits in situ, das heisst am natürlichen Schichtverband entwickelt wurden, sind heute bei Schnee und Eis eher weiter ausgebaut als bei Fels und Boden. Am weitesten fortgeschritten ist wohl die Kriechforschung des Eises.

2. Fliesskurven

Unter einer Fliesskurve versteht man die Darstellung der Verformungsgeschwindigkeit eines Probekörpers in Funktion der Schubspannung. Sie kann entweder durch die Geschwindigkeit der Winkel-

änderung $D = \frac{d\alpha}{dt}$ eines ursprünglich rechten Winkels oder durch eine spezifische Längenänderung pro Zeiteinheit ausgedrückt werden. Am einfachsten liegen die Verhältnisse bei einem Eiskubus, der einer reinen Schubspannung ausgesetzt wird (vgl. Bild 4). Für jede Scherspannung stellt sich nach einiger Zeit eine konstante Verformungsgeschwindigkeit ein, die in Bild 4 im geradlinigen Verlauf der drei für verschiedene Scherspannungen ($1, 1,5$ und 2 kg/cm^2) aufgezeichneten Zeit-Verschiebungskurven zum Ausdruck kommt. Jeder Scherspannung entspricht somit für eine gegebene Temperatur eine gewisse Verformungsgeschwindigkeit D , die nach dem heutigen Stand der Erkenntnis weitgehend unabhängig ist von der Grösse des eventuell gleichzeitig wirksamen hydrostatischen Druckes. Trägt man diese Verformungsgeschwindigkeit in Funktion der Scherspannung auf, so erhält man die Fliesskurve des Eises, deren Formel lautet:

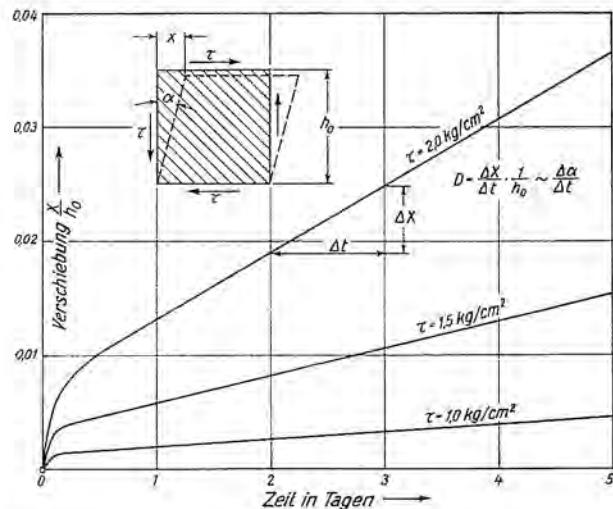


Bild 4. Scherverformung von Eis in Funktion der Zeit für drei verschiedene Scherspannungen ($\tau = 1-1,5-2,0 \text{ kg/cm}^2$)

$$(1) \quad D = k_1 \left(\frac{\tau}{\tau_1} \right)^n; \quad \tau_1 = 1 \text{ kg/cm}^2 [4 \div 7].$$

Für $\tau = \tau_1$ wird D identisch mit dem Parameter k_1 , der nur von der Temperatur des Eises abhängt und diejenige Winkelgeschwindigkeit bedeutet, die sich bei der Verformung eines Eiswürfels unter der Einheit der Scherspannung einstellt (1 kg/cm^2). In Bild 5 ist die Verformung zweier Eiswürfel, die während eines Jahres einer konstanten Scherspannung von 1 kg/cm^2 ausgesetzt waren – der eine bei $-1,5^\circ\text{C}$, der andere bei 0°C –, winkelgetreu darstellt. Der Parameter n , der etwa zwischen 2 und 4 variiert, hängt vor allem von den kristallographischen Eigenschaften des Eises ab.

Da die kleinste Scherspannung genügt, um bei Schnee und Eis eine stetig fortschreitende Verformung hervorzurufen, gehören beide Stoffe, mechanisch betrachtet, zu den Flüssigkeiten (Bild 6). Da jedoch ihre Zähigkeit $\tau g u^*$ bei gleichbleibender Temperatur nicht konstant, sondern von der Scherspannung abhängig ist, so liegt hier – rheologisch gesehen – ein «pseudoplastisches» Fliessverhalten vor. Nur bei

Bild 3. Grimselsee mit Ober- und Unteraargletscher (Flugaufnahme Mittelholzer, 1934) Pfeil: Standort Hôtel des Neuchâtelais



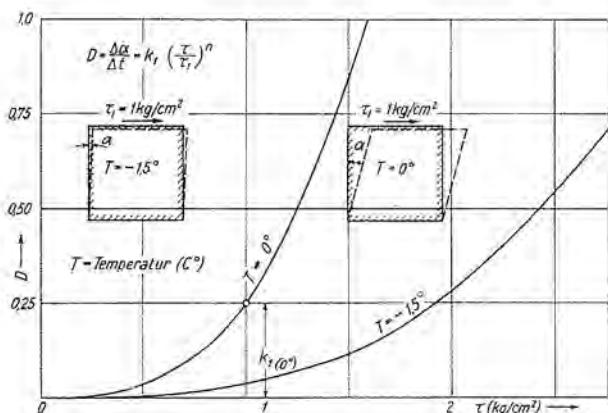


Bild 5. Fließkurven von Eis für zwei verschiedene Temperaturen. D = Schiebung (Geschwindigkeit der Winkelverformung) in Funktion der Schubspannung τ

relativ kleinen Beanspruchungen kann beim Schnee die Zähigkeit im Sinne des Newtonschen Gesetzes als konstant betrachtet werden. Da sich andererseits die natürlichen Kriechprozesse des Eises, wie sie sich zum Beispiel bei der Gletscherbewegung abspielen, in der relativen Nähe des Schmelzpunktes vollziehen, so sind dessen Verformungsprozesse der Warmverformung der Metalle aufs engste verwandt. Schliesslich darf nicht unerwähnt bleiben, dass sich das Eis gegenüber kurzfristigen Beanspruchungen wie ein elastischer Körper, bei langdauernder Kräftewirkung dagegen viscos verhält und deshalb mit Recht als ein viscoelastisches Material bezeichnet wird.

Im Gegensatz zu Schnee und Eis beginnt beim Boden das Kriechen in der Regel erst nach Überschreitung eines gewissen Schwellwertes der Scherspannung (yield stress), es sei denn, er befindet sich in fliessbarem Zustand. Sein Fließverhalten reicht ihn unter die Bingham'schen Körper ein (Bild 6) [8, 9, 36]. Dass dieses Fließverhalten nicht nur von der Bodenart und deren Wassergehalt abhängt, sondern vor allem auch von Gefüge und Struktur, geht schon aus der Existenz des «Quick clays» hervor, der sich bei einer Strukturstörung verflüssigt.

3. Verdichtung und Nachsetzung als inneres Kriechen

Einer allmählichen Verdichtung, die auf einem Näherrücken der einzelnen Körner, oft verbunden mit deren Formänderung, beruht, sind mehr oder weniger alle Lockergesteine unterworfen, jedoch in sehr verschiedenem Grade. Wesentlich ist in diesem Zusammenhang vor allem die Tatsache, dass jeder Verdichtungs- bzw. Setzungsvorgang einer geneigten Schicht aus Lockergesteinen (Schnee oder Boden) mit einem Kriechvorgang in Hangrichtung verbunden ist. Damit dieser Kriechvorgang stattfindet, braucht es keinen Grenzzustand des Gleichgewichtes (z. B. nach Rankine). Es handelt sich hier nicht um Gleichgewichtsstörung, sondern um eine schleichende Bewegung infolge Eigengewicht als rheologisches Phänomen.

Die Verdichtung der Lockergesteine unter der Wirkung konstanter äusserer Kräfte beruht auf verschiedenen Ursachen:

- Bei Schnee ist es die destruktive Metamorphose, welche den Schneestern unter Verkleinerung der Oberfläche in ein Schneekorn verwandelt und dadurch die Schwerpunkte der einzelnen Körner einander näherrückt.
- Bei den feinkörnigen, wassergesättigten Lockergesteinen wird die von der Porenwasserspannung gesteuerte Konsolidationssetzung von der Nachsetzung abgelöst. Diese dem Logarithmus der Zeit proportionale Nachsetzung kann durch das pseudoplastische Verhalten der gebundenen Wasserhüllen, die unter hohem Molekulardruck stehen, erklärt werden.
- Bei den grobkörnigen Lockergesteinen hängt die Verdichtung weitgehend von der Intensität der Verwitterung ab, welche die hochbeanspruchten Kontaktstellen zwischen Korn und Korn schwächt und dadurch deren plastische Verformung ermöglicht. Damit lässt sich das Näherrücken der Körner erklären. Auch Ermüdungserscheinungen führen von Zeit zu Zeit zu lokalen Bruchvorgängen beim Kontakt von Korn zu Korn und bilden ein statistisches Problem. Da sich die innere Verwitterung hauptsächlich in der Nähe der Oberfläche auswirkt, ist der Zusammenhang mit der Solifluktion gegeben.

Da bei all diesen Verdichtungsvorgängen der Lockergesteine kontinuierliche oder diskontinuierliche kleinste Verschiebungen zwischen den einzelnen Körnern stattfinden bzw. innere Scherspannungen zwischen Korn und Korn wirksam werden, so können die Verdich-

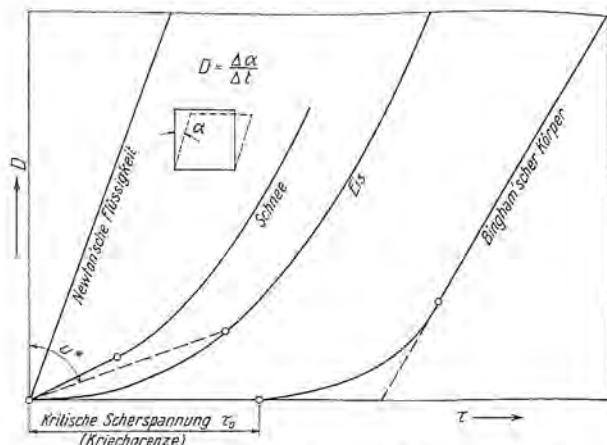


Bild 6. Fließkurven für Schnee, Eis und Boden (Lehm) schematisch. D = Schiebung in Funktion der Schubspannung τ

tungsprozesse der Lockergesteine allgemein als ein inneres Kriechen aufgefasst werden. Man könnte teilweise auch von einem pseudoplastischen Fliessen der molekulargebundenen Wasserhüllen, die sich ähnlich wie Eis und Schnee verhalten, sprechen. Damit – das heisst durch ein *inneres Kriechen* – erklärt sich auch die Tatsache, dass der triaxiale Verdichtungsprozess selbst bei einem alseitigen hydrostatischen Druck, das heisst beim Fehlen äusserer Scherspannungen, unter dem Einfluss *innerer Scherkräfte* in normaler Weise, das heisst wie eine Nachsetzung fortschreitet (Bild 7a) [9].

Als Beispiel eines einaxialen Verdichtungsprozesses, als dessen Parallele in der Bodenmechanik die Nachsetzung in den Deltagebieten der grossen Flüsse, wie u. a. in Holland, zu erwähnen ist, zeigt Bild 7c die zentrale Zone eines mächtigen Eisschildes (Grönland oder Antarktis). Ein 80 bis 150 m dicker Firnmantel überdeckt den 2000 bis 3000 m mächtigen Eissockel. In dieser Übergangsschicht vollziehen sich ständig die Metamorphose und Verdichtung von feinkörnigem Polarschnee an der Oberfläche über den Polarfirn bis zum Gletschereis, und zwar bei sehr tiefen Temperaturen, das heisst ohne Mitwirkung der flüssigen Phase. Jahr für Jahr wird eine neue Schneeschicht abgelagert, die langsam senkrecht in die Tiefe sinkt, wobei sie unter Umständen mehrere Jahrhunderte benötigt, bis sie sich unter stetig wachsendem Überlagerungsdruck – den Firnmantel durchsinkend – in Polareis umgewandelt hat. Das Bemerkenswerte dieser einaxialen Verdichtung besteht darin, dass trotz diesem ständigen Sinkvorgang alle Eigenschaften des Firnmantels wie Porenziffer, Raumgewicht, Ruhedruck, Zähigkeit usw. eine eindeutige Funktion von der Tiefe z unter der Firnoberfläche, das heisst unabhängig von der Zeit sind, solange das Klima stationär bleibt.

Nachdem die Nachsetzung als ein schleichender Naturvorgang erscheint, der für die Bewohner der grossen Deltagebiete zur Existenzfrage werden kann, wollen wir versuchen, diesen Prozess der feinkörnigen Lockergesteine auf Grund eines einfachen Modells verständlich zu machen. Zu diesem Zwecke mögen die in Bild 8a dargestellten Kuben die Körner versinnbildlichen. Je zwei Körner sind durch ein kleines Eiszyllindchen, das die tragende Funktion der molekulargebundenen Wasserhülle übernimmt, miteinander verbunden. Unter einem konstanten Korn-zu-Korn-Druck erleidet jeder dieser Eiszyllinder die in Bild 8b dargestellte fortschreitende Zusammendrückung bei unbefindlicher Querdehnung. Letztere bewirkt eine kontinuierliche Abnahme der spezifischen Vertikalpressung im Eiszyllinder und damit der Setzungsgeschwindigkeit dieses Zylinders. Auf Grund des Fließgesetzes und der Volumenkonstanz des Eises lässt sich dieser Vorgang berechnen, wobei man folgenden Ausdruck erhält:

$$(2) \quad y' = \frac{y}{y_0} = \sqrt[n]{\frac{1}{1 + n B t}} ; \quad B = \frac{2}{3} k_1 \left(\frac{1}{2} \frac{\tau_0}{\tau_1} \right)^n$$

Darin bedeuten:

y' = spezifische Setzung zur Zeit t

y_0 = Anfangshöhe der Probe

y = Höhe der Probe zur Zeit t

k_1 = Temperaturparameter in J^{-1}

$\tau_0 = \frac{\sigma_0}{2}$ = Anfangsspannung zur Zeit $t = 0$

τ_1 = Spannungseinheit (1 kg/cm^2)

n = Exponent des Fließgesetzes des Eises ~ 3 .

Unter Annahme von $k_1 = 0,3 \text{ J}^{-1}$ (rund 0°C) und $\tau_0 = 2 \text{ kg/cm}^2$ wird $B = 0,2 \text{ J}^{-1}$. Die für diese Voraussetzungen berechnete Funktion y' erweist sich für $n = 3$, im halblogarithmischen Maßstab dargestellt, bis zu $t = 40$ Jahre praktisch als eine gerade Linie, was mit den bisherigen Messungen und theoretischen Untersuchungen über den Verlauf der Nachsetzung übereinstimmt. Für $n = 1$ (Newton'sche Flüssigkeit) würde sich die Setzung des Eiszyinders so vollziehen, dass das Verhältnis $\Delta y : y$ linear mit der Zeit zunimmt, entsprechend der Gleichung

$$(3) \quad \frac{\Delta y}{y} = B t \quad (\text{vgl. Bild 8c}); \quad \Delta y = y_0 - y$$

Die zugehörige Setzungskurve im halblogarithmischen Maßstab ist in Bild 8d strichiert eingezeichnet.

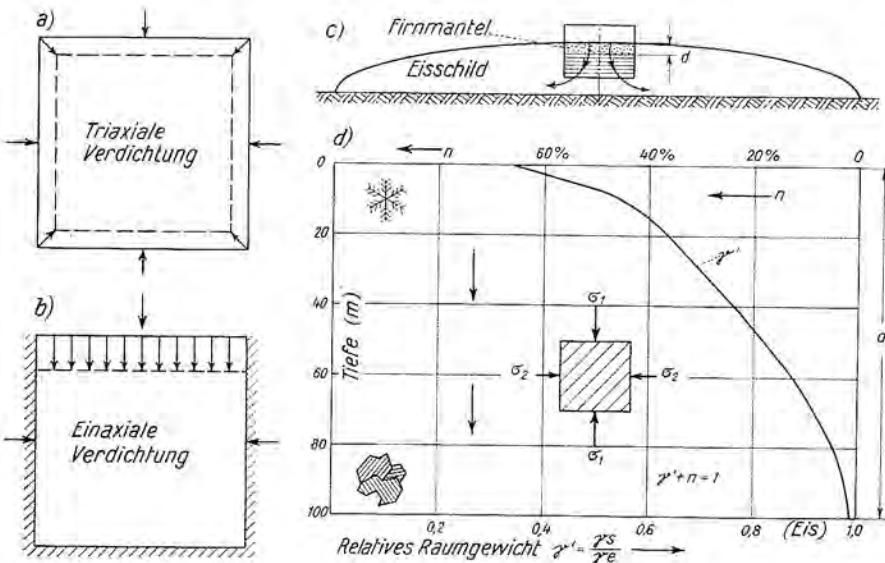


Bild 7. a) Dreiaxiale Verdichtung unter hydrostatischem Druck
b) Einaxiale Verdichtung (Oedometer, Inlandeis an der Bewegungsscheide)
c) Eisschild mit Bewegungsscheide
d) Raumgewicht des Firms in Funktion der Tiefe. Einaxiale Verdichtung von Schnee über Firm in Eis
 n = Porosität

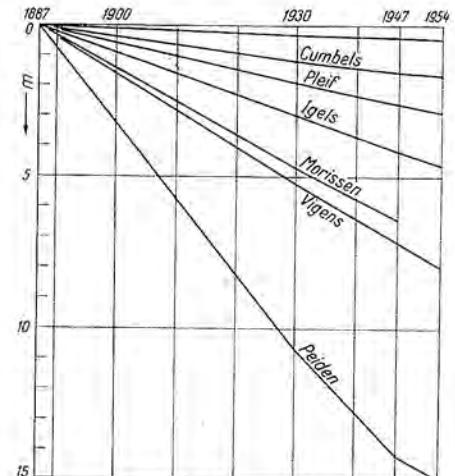


Bild 9. Horizontale Verschiebung einiger Kirchen im Kriechgebiet von Peiden (Graubünden), 1887–1954 [10]

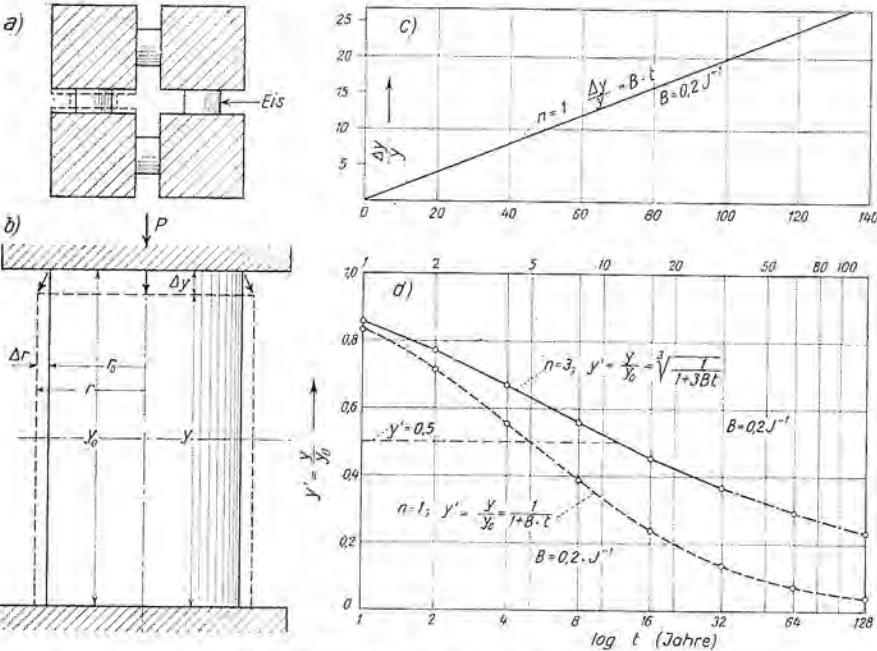


Bild 8. Modell für die Erklärung der Nachsetzung in der Bodenmechanik
a) Ideelle Eiszyylinder übertragen anstelle der molekulargebundenen Wasserfilme die Kräfte von Korn zu Korn
b) Verformung eines Eiszyinders unter konstanter einaxialer Belastung und unbehinderten Querdehnung
c) Zeitsetzungskurve $\Delta y : y$ eines Eiszyinders für $n = 1$ (Exponent des Fließgesetzes Gl. 1)
d) Zeitsetzungskurve $y : y_0$ für verschiedene n -Werte

Bild 10. Schiefer Turm von Pisa (Aufnahme Wolf-Bender, Zürich)



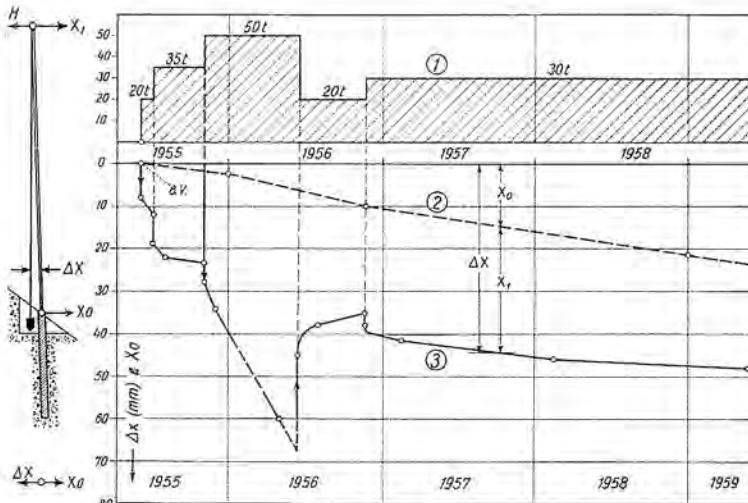


Bild 11. Korrektur der Schiefstellung eines Brückenpfeilers der Castieler Brücke der Chur-Arosa-Bahn

Als Beispiel eines *nichtstationären Kriechvorganges* in der Bodenmechanik sei neben der Nachsetzung von Bauwerken wie Erddämmen, Gebäuden usw. die Schiefstellung von alten Türmen, Hochhäusern und Pfeilern erwähnt. Es handelt sich dabei ebenfalls um einen schleichen Vorgang, der als Circulus vitiosus sich oft über Jahrhunderte erstreckt (Bild 10). Die mit der Zeit zunehmende Exzentrizität der Resultierenden verschärft den Spannungszustand im Erdreich unter der Fundamentsohle durch Erhöhung der Kantenpressung und aktiviert dadurch den Kriechvorgang. Wie neuere Erfahrungen zeigen, lässt sich dieser gefährliche Kriechprozess durch die Einleitung von äusseren Gegenkräften umkehren und der Turm dadurch aufrichten oder seine Schiefstellung regulieren. Nach diesem Prinzip wurde zum Beispiel die Neigung eines Pfeilers der Chur-Arosa-Bahn korrigiert. Der in Bild 11 rechts dargestellte, rund 30 m hohe Pfeiler ist in einer mächtigen, mit rund 35° geneigten Schutthalde (Bündnerschifer) fundiert, deren Kriechbewegung von den Ingenieuren der Rhätischen Bahn jährlich gemessen wurde. Eine Messperiode von 16 Jahren (1939–1955) hatte eine praktisch konstante Kriechgeschwindigkeit

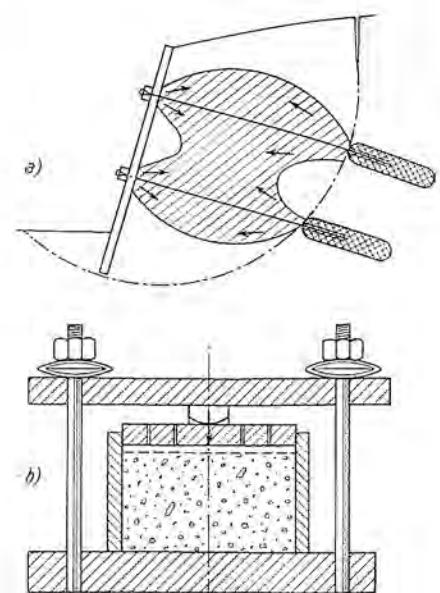


Bild 12. Kriechvorgänge im Boden hinter einer verankerten Stützwand als Beispiel eines nichtstationären Kriechprozesses

einzelner Punkte der Schuttoberfläche von 16–17 mm pro Jahr ergeben (Horizontalkomponente). Die Tatsache, dass sich der rund 10 m tief fundierte Pfeiler ebenso regelmässig, wenn auch mit etwas kleinerer Geschwindigkeit, talwärts bewegte (Kurve 2 in Bild 11), liess auf eine tiefgreifende Kriechbewegung, die der Pfeiler schwimmend mitmachte, schliessen. Da andererseits der eiserne Überbau – eine Kette von einfachen Balken – am oberen Ende im anstehenden Fels verankert war, wurde der Pfeilerkopf buchstäblich unter dem Rollenlager der Balkenbrücke weggeschoben. Mit Hilfe eines regulierbaren, am Pfeilerkopf angreifenden Horizontalorschubes H konnte der Kriechprozess so gesteuert werden, dass die Sicherheit der Brücke gewahrt blieb, bis einige Jahre später eine endgültige Lösung des Problems getroffen werden konnte.

Ein anderes aktuelles Beispiel eines nichtstationären Kriechvorganges bildet die verankerte Stützwand, deren Anker vorgespannt werden, um die horizontale Verschiebung der Wand infolge Erddruck möglichst klein zu halten (Bild 12). Durch die Vorspannung wird einem gewissen Bereich des zu stabilisierenden Erdkörpers eine zusätzliche Druckspannung überlagert, um seine mechanischen Eigenschaften zu verbessern. Der Boden reagiert auf diesen zusätzlichen Druck durch ein inneres und äusseres Kriechen, wodurch die Vorspannung mit der Zeit etwas abgebaut wird. Diesen Abbau kann man im Ödometer anschaulich demonstrieren, indem man die Bodenprobe nicht einer konstanten Last aussetzt, sondern durch Messfedern, welche die Funktion des Vorspannkabels übernehmen, zusammen drückt (Bild 12b).

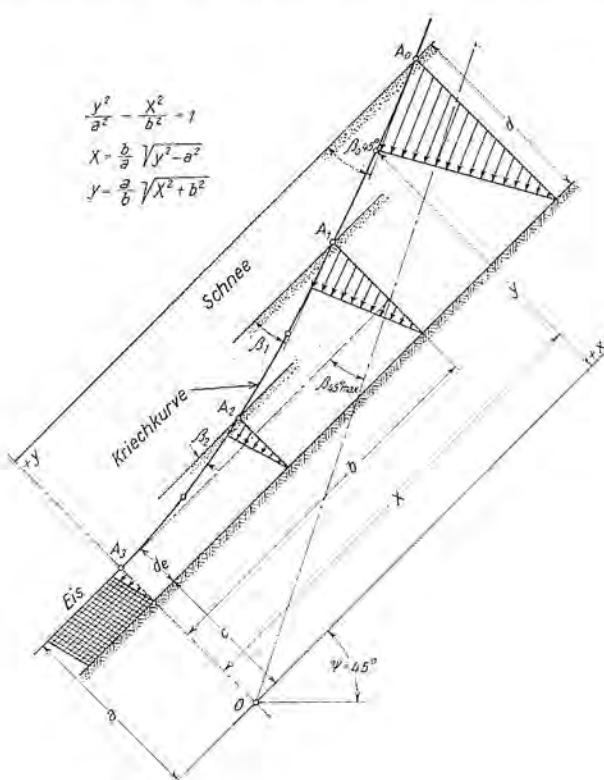


Bild 13. Kriechkurve und Selbststabilisierung der geneigten Schneedecke bis zur Verwandlung von Schnee in Eis (schematisch), $\psi = 45^\circ$

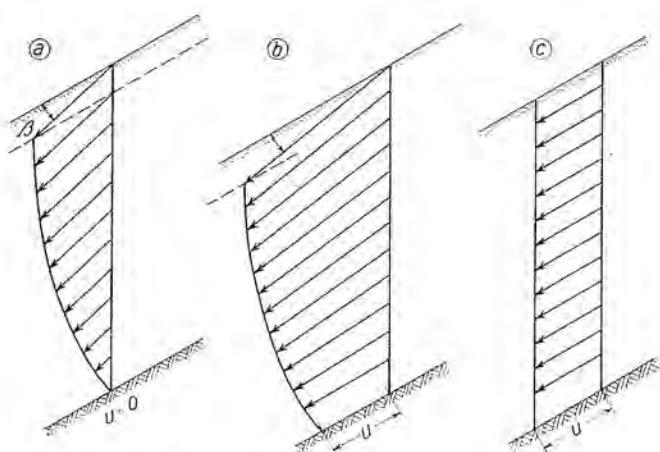


Bild 14. Verschiedene Kriechprofile mit und ohne Gleitvorgang auf der Unterlage: a) Kontinuierliches Kriechen, b) Diskontinuierliches Kriechen (Kriechen und Gleiten), c) Translatorisches Gleiten

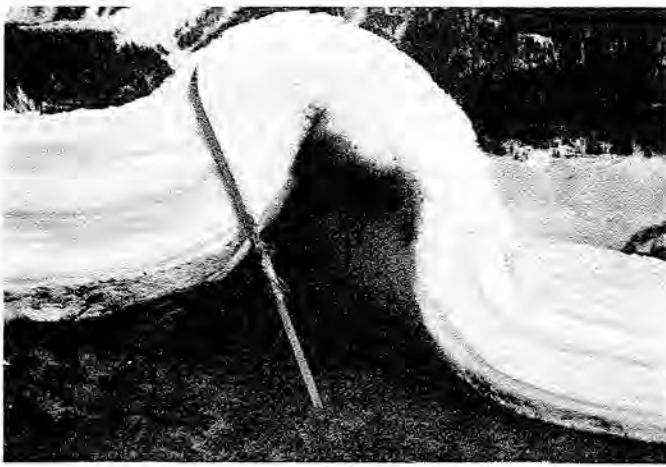


Bild 15. Faltenbildung der Schneedecke (Aufnahme des Verfassers)

Zu den nichtstationären Kriechvorgängen, die mit einer Volumenänderung des kriechenden Mediums verbunden sind, gehört vor allem das Kriechen einer geneigten Schicht aus zusammendrückbaren Lockergesteinen (Bild 13). Jeder *Setzungsvorgang* einer solchen, bestehende nun aus Schnee, Lehm oder Sand, ist, wie erwähnt, stets mit horizontalen Bewegungskomponenten verbunden¹⁾. Der sogenannte *Kriechwinkel* β , den der Krievktor mit der Fall-Linie einschliesst, ist bei gegebener Hangneigung um so grösser, je poröser das Material ist. Den Weg, den ein Punkt A_0 der Schneeoberfläche beim Kriechvorgang beschreibt, nennen wir die *Kriechkurve*. Ist der Punkt A_0 bei zunehmender Verdichtung und abnehmendem Kriechwinkel auf seiner Bahn (Hyperbel) schliesslich in A_3 angelangt, so hat sich die Schneeschicht in eine gleichschwere Eisschicht verwandelt, deren Kriechwinkel infolge ihrer Volumenkonstanz = 0 ist [11].

Betrachtet man andererseits nicht nur die zeitliche, sondern auch die räumliche Verteilung der Kriechgeschwindigkeiten, so ist unter den verschiedenen Arten des Kriechens zwischen einem kontinuierlichen und einem diskontinuierlichen bzw. einem mit einem Gleitvorgang kombinierten Kriechen zu unterscheiden (Bild 14). Diese Kombination von Kriechen und Gleiten, die auch die Gletscherbewegung kennzeichnet²⁾, ist in der Natur am häufigsten anzutreffen. Bild 15 zeigt eine Faltenbildung der gleitenden Schneedecke als Demonstration für ihr pseudoplastisches Verhalten. Aus Bild 16 ist ersichtlich, dass die Natur das Rad schon vor dem Menschen erfunden hat. Dass auch das Eis in seiner langsamen Verformbarkeit der Schneedecke kaum nachsteht, zeigen die schlangenartigen Windungen von Eisskalakten in einer sich langsam deformierenden Gletscherspalte (Bild 17).

1) Diese wichtige Tatsache lässt sich auch theoretisch nachweisen.

2) Temperierte Gletscher

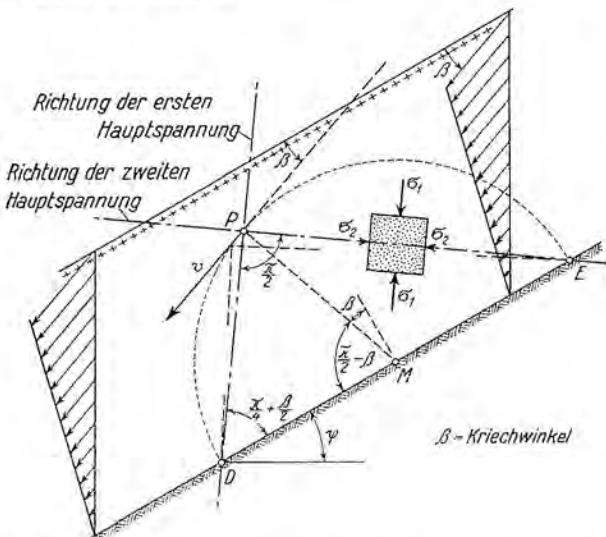


Bild 19. Konstruktion der Hauptspannungsrichtungen bei gegebenem Kriechwinkel β



Bild 16. Die gleitende Schneedecke hat eine Neuschneeschicht aufgerollt und benutzt sie als Rollenlager (Aufnahme Eidg. Institut für Schnee- und Lawinenforschung)

Zusammenfassend lassen sich die räumlich kontinuierlichen und diskontinuierlichen Kriecherscheinungen unter Einschluss der lang-samen Gleitvorgänge in folgende drei Hauptgruppen einteilen:

- Räumlich kontinuierliches Kriechen infolge Überschreitung einer kritischen Schubspannung τ_0 (Kriechgrenze), die kleiner ist als die Restscherfestigkeit (bei Schnee und Eis $\tau_0 = 0$);
- Räumlich diskontinuierliches (gleitendes) Kriechen auf einer oder mehreren Diskontinuitätsflächen, infolge Überschreitung der Restscherfestigkeit (Überschiebung);
- Innenes Kriechen infolge Nährücken der Körner, das heisst unter Verkleinerung des Volumens der kriechenden Masse. Die Ursachen dieses Verdichtungsprozesses sind mannigfaltiger Art, zum Beispiel Kornveränderung (Metamorphose von Schnee und Firn), Konsolidation, Nachsetzung, Verwitterung, Kornzertrümmerung bei Überbeanspruchung an den Kontaktstellen von Korn zu Korn als statistisches Phänomen usw.

Alle drei Fälle können einzeln oder in Zweier- bzw. Dreierkombination auftreten.

Von grundlegender Bedeutung bei der Beurteilung der dritten Gruppe c) ist die wiederholt erwähnte Tatsache, dass jeder Verdichtungs- bzw. Setzungsvorgang der geneigten Schicht mit einer horizontalen Bewegungskomponente verbunden ist [11, 12]. Dasselbe gilt auch von einem Setzungsvorgang einer zusammendrückbaren

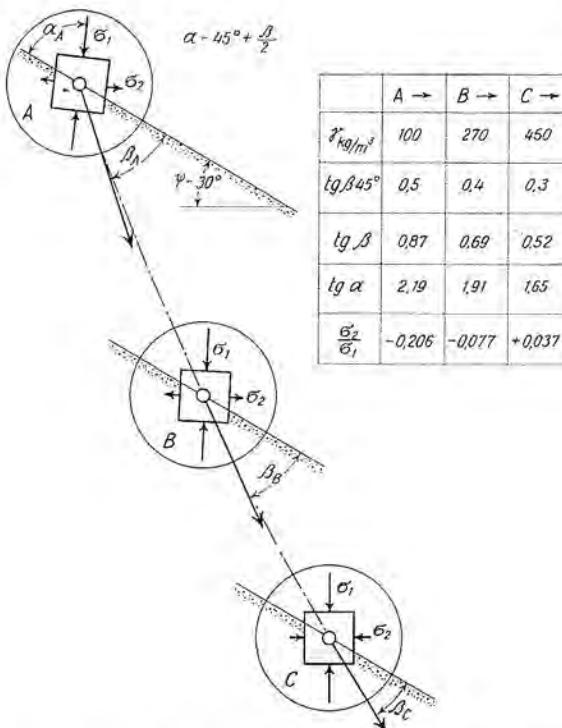


Bild 20. Kriechkurve und Stabilisierung der Schneedecke, A. σ_2 negativ (Zug); C. σ_2 positiv (Druck). $\beta_{45^\circ} = \text{Kriechwinkel f}ür \psi = 45^\circ$

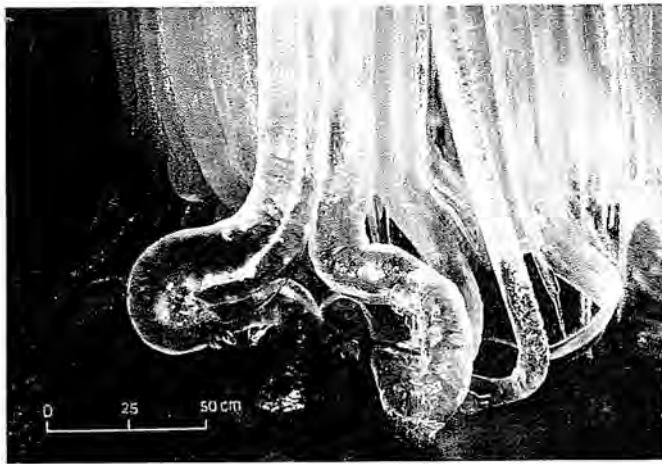


Bild 17. Eisstalaktiten in einer Gletscherspalte; Jungfraujoch (Aufnahme des Verfassers). Der Aufhängepunkt der Eiszapfen hat sich gegenüber der Spaltensohle (dunkles Eis) um rund 1,5 m gesenkt (in rund 5 Jahren)

Schicht mit horizontaler Oberfläche, aber geneigter Unterfläche. Schliesslich ist darauf hinzuweisen, dass auch das bekannte Phänomen der Solifluktion als ein Kriechen der oberflächlichen Bodenschichten aufzufassen ist, das durch Frost und Verwitterungsprozesse sowie durch das Gleiten und Kriechen der Schneedecke aktiviert wird.

III. Kriechprozesse und Spannungsmetamorphose

Bei nicht stationären Vorgängen ist der Kriechprozess eines sich verdichtenden Mediums mit gesetzmässigen Spannungsänderungen verbunden, welche die Stabilität des betreffenden Systems entweder verbessern oder verschlechtern.

1. Kriechprofil und Spannungszustand

Am besten überschaubar sind die Verhältnisse bei einer seitlich unbegrenzten, geneigten, ebenen Schneeschicht, deren Kriechprofile einander kongruent sind (neutrale Zone). Ist hier die Richtung des Kriechvektors durch den Kriechwinkel β gegeben, so ist auch der zugehörige Spannungszustand eindeutig bestimmt. Im Falle eines dreieckförmigen Kriechprofils (Bild 18), das sich für die Schneedecke immer wieder als charakteristisch erwiesen hat und auf eine nach unten linear zunehmende Zähigkeit schliessen lässt, lassen sich die Hauptspannungsrichtungen nach der in Bild 19 dargestellten, einfachen

Konstruktion bestimmen²⁾. Mit einer kleinen Modifikation gilt diese graphische Lösung auch für beliebig geformte Kriechprofile, sofern letztere kongruent und die Kriechvektoren einander parallel sind. Bei andern Lockergesteinen, die sich nicht wie zähe Flüssigkeiten verhalten, sondern – wie zum Beispiel der Boden – eher einem Binghamischen Körper entsprechen, bei dem das Kriechen erst bei einem messbaren Schwellwert der Schubspannung beginnt, gilt obige Lösung nicht streng. Innerhalb eines durch den Schwellwert begrenzten Fächers bleibt hier die Richtung der Hauptspannungen unbestimmt, wobei jedoch der für Schnee gültigen Zusammenhänge unter allen möglichen Lösungen die grösste Wahrscheinlichkeit zukommt. Je kleiner der Schwellwert der Scherspannung, um so besser determiniert ist diese Lösung³⁾.

2. Spannungsmetamorphose

Betrachten wir eine lockere Schneeschicht von 30° Neigung und möglichst grossem Kriechwinkel β_A (Bild 20). Die zugehörige zweite Hauptspannung ist negativ. Mit einsetzender Verdichtung wird β kleiner, was eine Drehung der Hauptspannungen im Gegenzeigersinn bewirkt. Damit wird schliesslich die erste Hauptspannung lotrecht und gleich dem Überlagerungsdruck, während gleichzeitig die zweite Hauptspannung den Nullpunkt durchschreitet ($\sigma_2 = 0$). Wir nennen diesen Spezialfall den kritischen, weil seine Stabilität noch immer sehr prekär und kritisch ist. Geht der Verdichtungsprozess weiter, so wird die zweite Hauptspannung positiv. Damit tritt eine Stabilisierung der Schneedecke ein [11, 12] (vgl. Tabelle, Bild 20).

In Bild 20a sind die Ergebnisse der unter bestimmten Annahmen durchgerechneten Spannungsmetamorphose einer um 30° geneigten Schneeschicht, deren anfängliches Raumgewicht $\gamma = 109 \text{ kg/m}^3$ und $\gamma' = 0,1$ beträgt, dargestellt. Die rechte Bildseite zeigt die Kriechkurve mit der deutlichen Abdrehung der Hauptspannungsrichtungen. Im Diagramm der linken Bildseite veranschaulicht die Hyperbel die Abnahme der Querzahl m_2 (analog dem reziproken Wert

²⁾ Man errichtet zu diesem Zweck die Senkrechte auf den Kriechvektor v und schlägt den Halbkreis DPE . Verschiebt sich der Punkt P um einen kleinen Betrag in Richtung v , so drehen sich die beiden Schenkel des rechten Winkels $D-P-E$ um ihren Fusspunkt D bzw. E . Als Peripheriewinkel erfährt dabei der genannte rechte Winkel keine Änderung, was nur möglich ist, wenn seine Schenkel mit den Richtungen der Hauptspannungen übereinstimmen [11], d. h. wenn in diesen Richtungen keine Schubspannungen wirksam sind.

³⁾ In unmittelbarer Nähe der Oberfläche der Böschung wird die Lösung ungültig, weil dort die Hauptspannungen senkrecht bzw. parallel zur Oberfläche gerichtet sind.

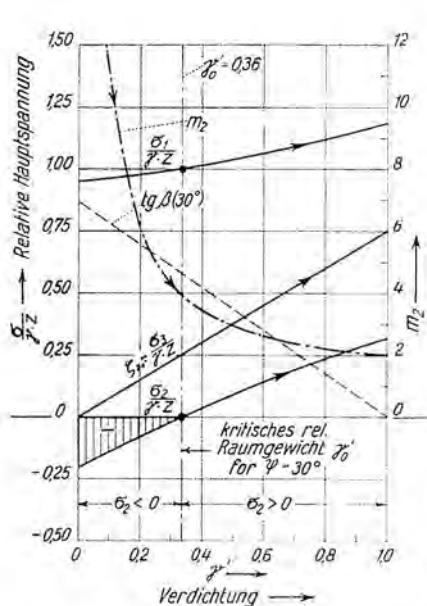


Bild 20a. Spannungsmetamorphose einer 30% geneigten Schneedecke:
Rechts: Kriechkurve der Schneedecke bis zu ihrer Verwandlung in Eis; Abbau der Zugspannung σ_2 (Selbststabilisierung); Drehung der Hauptspannungsrichtungen
Links: Änderungen der Hauptspannungen (Relativwerte, bezogen auf den Überlagerungsdruck) mit zunehmender Verdichtung. Man beachte den linearen Anstieg des Ruhedrucks σ_3 (mittlere Kurve). γ' = relatives Raumgewicht (Schnee : Eis)

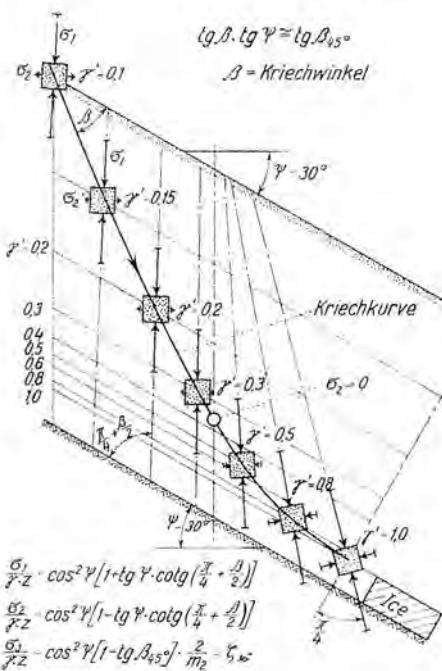
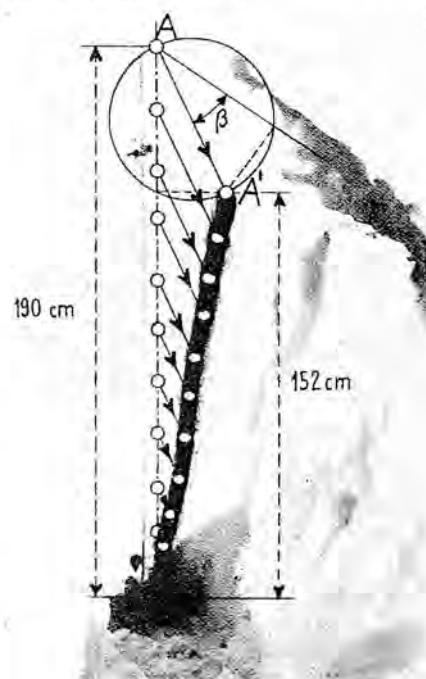


Bild 18. Kriechprofil der Schneedecke (ohne Gleitvorgang). Messzeit 66 Tage, 2660 m ü. M. (Aufnahme des Verfassers)



der Poissonzahl) mit zunehmender Verdichtung, während die drei von links nach rechts aufsteigenden Linien die relativen Werte der drei Hauptspannungen (bezogen auf den Überlagerungsdruck) darstellen. Man beachte, dass der kritische Spannungszustand ($\sigma_2 = 0$) erst bei einem relativen Raumgewicht von 0,33 ($\gamma' = 362 \text{ kg/m}^3$) erreicht wird und dass der Ruhedruck σ_3 mit zunehmendem Raumgewicht linear ansteigt.

Wir sprechen hier von einer Spannungsmetamorphose, weil diese stetige und gesetzmässige Umwandlung des Spannungszustandes, der sich durch die fortschreitende Änderung von Richtung und Grösse der Hauptspannungen kundtut, durch die kristallographische Metamorphose des Schnees nicht nur verursacht, sondern auch gesteuert wird. Das Tempo des Prozesses bzw. der Zeitbedarf für die Stabilisierung der Schneedecke hängt in erster Linie von deren Temperatur ab. Je tiefer die Temperatur, um so langsamer vollzieht sich die Metamorphose. Deshalb hält im Hochwinter, das heisst bei tiefer Temperatur, die Lawinengefahr länger an als im Frühjahr.

3. Drei Spezialfälle (Bild 21)

a) Den ersten der drei nachstehend betrachteten Spezialfälle der geneigten Schicht haben wir eben kennengelernt und als den kritischen bezeichnet (Bild 21a). Die zugehörigen Hauptspannungen sind:

$$(4) \quad \begin{aligned} \sigma_1 &= \gamma z && \text{lotrecht (Überlagerungsdruck)} \\ \sigma_2 &= 0 && \text{horizontal} \\ \sigma_3 &= \frac{\gamma z}{m_2} && \text{senkrecht zur Bildebene (Ruhedruck)} \end{aligned}$$

Für jede gegebene Schneearbeit gibt es dementsprechend eine *kritische Hangneigung* ψ_0 , bei der sich der kritische Spannungszustand einstellt ($\sigma_2 = 0$). Umgekehrt gibt es für jede gegebene Hangneigung eine kritische Schneebeschaffenheit, die in erster Linie durch ihr Raumgewicht gekennzeichnet ist [12].

Es ist selbstverständlich, dass dieser kritische Spannungszustand eine gewisse, stabilitätsmässig notwendige und mit dem Überlagerungs-

druck bzw. mit der Tiefe proportional zunehmende Kohäsion voraussetzt, nämlich (Bild 21, rechts):

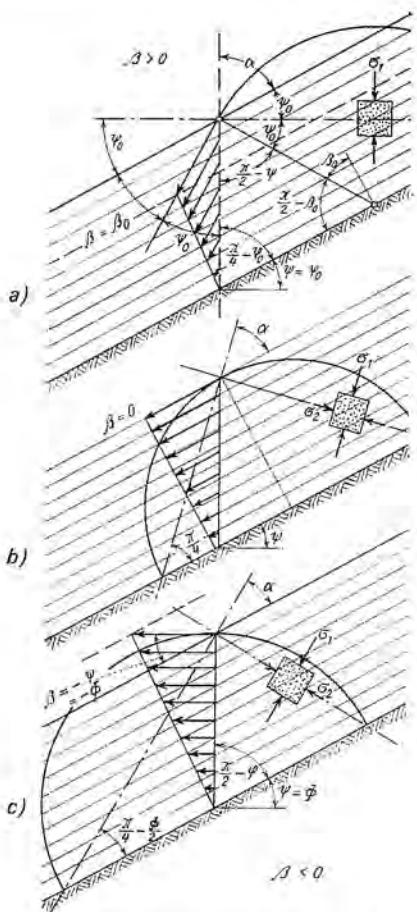
$$(5) \quad c \geq \frac{\sigma_1}{2} \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right)$$

b) Als zweiten Spezialfall betrachten wir den Kriechprozess und Spannungszustand einer volumenkonstanten Schicht, die aus Eis oder Lehm ($\tau_0 \sim 0$) bestehen mag (Bild 21b). Da in diesem Falle der Kriechwinkel $\beta = 0$ wird, so steht gemäss der erwähnten Konstruktion die erste Hauptspannung unter 45° zur Fall-Linie. Die zweite Hauptspannung verhält sich zur ersten wie $(1 - \operatorname{tg} \psi) : (1 + \operatorname{tg} \psi)$. Aus dem Mohrschen Kreis folgt, dass bei fehlender Kohäsion ($c = 0$) dieser Spannungszustand nur dann stabil ist, wenn der Winkel der inneren Reibung ϕ etwas grösser ist als der Hangwinkel ψ . Die Bedingung lautet:

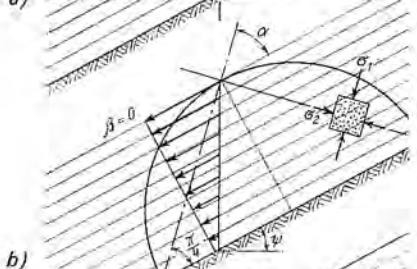
$$\sin \phi \geq \operatorname{tg} \psi$$

Wie oben erwähnt, wird der kritische Spannungszustand ($\sigma_2 = 0$) bei Eis für $\psi = \frac{\pi}{4}$ erreicht. Die dritte Hauptspannung, welche senkrecht zur Bildebene steht, bildet den Ruhedruck, der für $\psi = \frac{\pi}{4}$ und $m_2 = 2$ halb so gross wird wie der Überlagerungsdruck γz (vgl. Gl. 4).

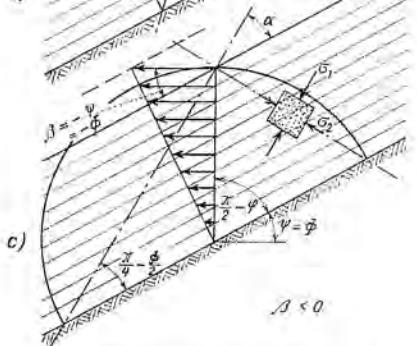
c) Ein dritter Spezialfall ist der *Rankinesche* (Bild 21c). Er ist mit der skizzierten Kriechtheorie nur dann vereinbar, wenn die Kriechvektoren horizontal gerichtet sind. Der Kriechwinkel β wird somit negativ und absolut gleich dem Hangwinkel ψ . Dies bedeutet, dass der Kriechprozess mit einer Zunahme der Porosität bzw. mit einer Volumenzunahme des Lockergesteins verbunden ist. Der Winkel ϕ der inneren Reibung wird in diesem Fall identisch mit ψ (Hangneigung), und die erste Hauptspannung ist bekanntlich unter dem Winkel $\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)$ zur Fall-Linie geneigt (Gleitfläche).



$$\begin{aligned} \text{kritische Neigung} \\ \sigma_1 &= \gamma z; \sigma_2 \sim 0 \\ \beta_0 &= \frac{\pi}{2} - 2\psi_0 \\ \alpha &= \frac{\pi}{2} - \psi_0 \\ c &\geq \frac{\sigma_1}{2} \cdot \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) \end{aligned}$$



$$\begin{aligned} \text{konstantes Volumen} \\ \beta = 0; \alpha = \frac{\pi}{4} \\ \frac{\sigma_2}{\sigma_1} = \frac{1 - \operatorname{tg} \psi}{1 + \operatorname{tg} \psi} \\ \sin \phi \geq \operatorname{tg} \psi \end{aligned}$$



$$\begin{aligned} \text{Rankine: } \phi &= \psi; c = 0 \\ \beta &= -\psi \\ \frac{\sigma_2}{\sigma_1} &= \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \frac{1 - \sin \psi}{1 + \sin \psi} \\ &= \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) \\ \alpha &= \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} = \frac{\pi}{4} - \frac{\psi}{2} \end{aligned}$$

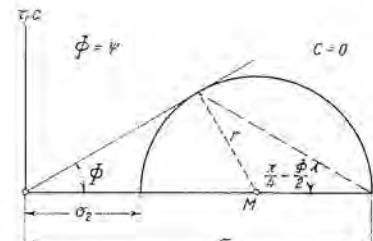
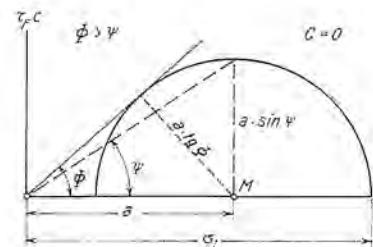
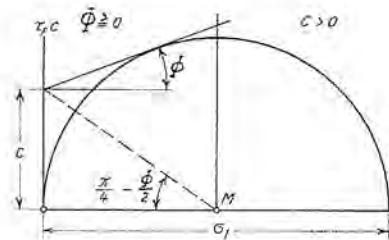


Bild 21. Drei Spezialfälle des Kriech- und Spannungszustandes der geneigten Schicht. a) Kritischer Zustand, $\sigma_2 = 0$; b) Kriechrichtung parallel zur Oberfläche (Volumenkonstanz); c) Grenzzustand des Gleichgewichtes nach Rankine

Die Folgerungen, die sich aus dieser Betrachtung für die Stabilität der Böschungen in der Bodenmechanik ergeben, sind mannigfaltiger Art und lassen sich zur Zeit nicht voll überblicken. Neue und interessante Erkenntnisse sind dabei betreffend der Ruhedruckziffer sowohl der horizontalen wie auch der geneigten Schicht zu erwarten [12, 38]. Dank ihrer anschaulichkeit dürfte sich die oben skizzierte Kriechtheorie auch bei der Projektierung und Berechnung von Erddämmen als nützlich erweisen. Sie könnte u. a. einen Beitrag liefern zur Untersuchung der Frage, ob und unter welchen Umständen Zugspannungen zu befürchten sind, die zu Rissbildungen im Dichtungskern führen können, wenn dessen plastische Verformbarkeit ungenügend ist. Im Hinblick auf neueste Erfahrungen beim Bau von Erddämmen gewinnt man den Eindruck, dass das bekannte Kriterium des optimalen Einbauwassergehaltes in gewissen Fällen durch ein geeignetes Kriterium der rissfreien Verformbarkeit des Kernmaterials ergänzt werden sollte. [39]

4. Beispiel einer Kriechdruckmessung

Starre Hindernisse, die sich der Kriechbewegung entgegenstellen, werden durch den Kriechdruck beansprucht. Dieser steigt im Laufe der Zeit langsam an, um sich asymptotisch einem Maximalwert zu nähern, welcher für die Dimensionierung des Bauwerkes massgebend ist. Der Größtwert des Kriechdruckes kann ein Mehrfaches des aktiven Erddruckes betragen und ist nur selten identisch mit dem passiven Erddruck.

Eine erste praktische Anwendung der schneemechanischen Konzeption des Kriechdruckes auf analoge Probleme der Bodenmechanik erfolgte anlässlich der Rekonstruktion der von Ing. Maillart erbauten Landquartbrücke der Rhätischen Bahn bei Klosters (Bild 22). Hier galt es, der drohenden Zerstörung der originellen, im Grundriss gewölbten Bogenbrücke, deren linkes Widerlager im kriechenden Bergsturzmaterial gegründet war, Einhalt zu gebieten. Zu diesem Zwecke wurde zwischen den beiden Widerlagern ein horizontaler Druckriegel aus armiertem Beton eingebaut, der so dimensioniert wurde, dass er bei dem rechnerisch ermittelten Kriechdruck von 1000 bis maximal 1650 t noch eine genügende Sicherheit aufweist [13, 14].

Die langfristige Messung des Riegeldruckes durch die Erdbauabteilung der VAWE ergab einen langsamen Anstieg der Druckkraft im Laufe von rund 6 Jahren bis rund 1000 t, das heißt bis zur unteren Grenze des theoretisch berechneten Wertes. Erwartungsgemäß war dieser Druckanstieg (Bild 23) von jährlichen Druckschwankungen, bedingt durch die saisonalen Temperaturänderungen, überlagert [13, 14]. Nach den ersten 6 Beobachtungsjahren stieg der Druck nur noch langsam an und erreichte 1956, das heißt rund 12 Jahre nach

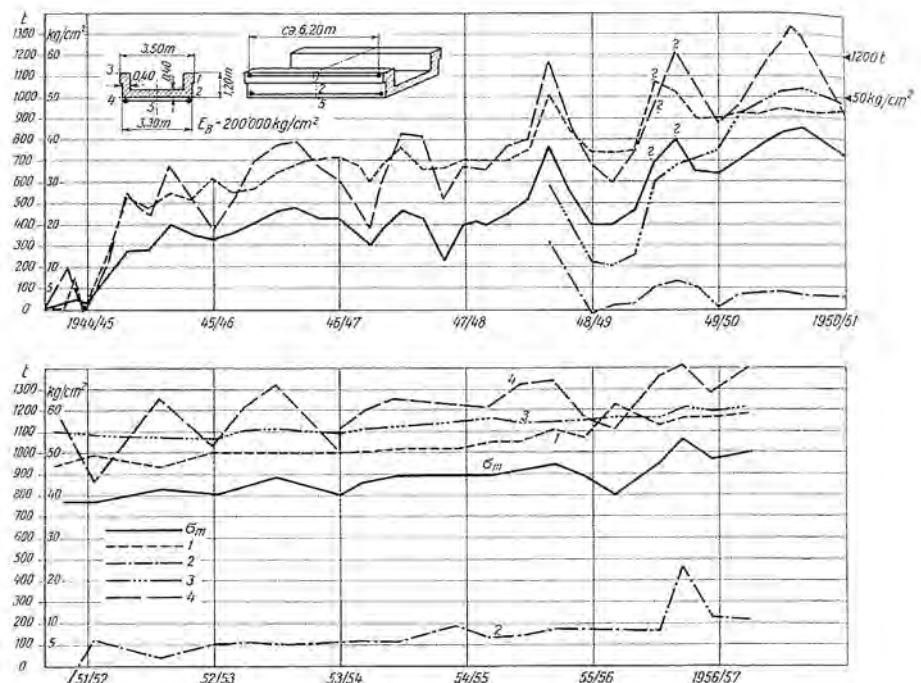


Bild 23. Gemessene Kantenpressungen und totaler Druck im Druckriegel der Landquartbrücke bei Klosters, Messperiode 1944—1957 (VAWE)

Beginn der Messung, den maximalen Wert von rund 1100 t. Interessanterweise wurde in der folgenden Messperiode (1957–1965) eine Abnahme des Riegeldruckes auf etwa 70% des Maximalwertes beobachtet, was wahrscheinlich durch den Kohäsionsverlust in den Gleitflächen und deren Glättung bzw. den Abfall der Scherfestigkeit auf den Wert der Restscherfestigkeit bedingt ist.

Die Landquartbrücke bei Klosters ist ein eindrückliches Beispiel dafür, dass schon relativ kleine Kriechbewegungen (0,5–2 cm/Jahr) genügen, um ein auf Kriechen empfindliches Bauwerk in relativ kurzer Zeit zu zerstören, wenn nicht rechtzeitig eingegriffen wird. Die Kunst besteht deshalb nicht selten darin, das Bauwerk so zu gestalten, dass es gegen das Kriechen des Untergrundes möglichst unempfindlich ist.

IV. Progressiver Bruch und Restscherfestigkeit

1. Allgemeines

In einer seiner letzten Schriften «Stability on steep slopes on hard unweathered Rock» (1962) hat Terzaghi den progressiven Bruch wie folgt definiert [15]:

«Failure of slopes on brittle materials starts at a point where the shearing stress becomes equal to the shearing resistance. As soon as failure occurs at that point, the cohesion of the rock at that point becomes equal to zero whereupon the stresses in the surrounding rock increase and the rock fails. Thus the failure spreads by chain action and the process continues until the surface of failure extends to the surface of the rock. This process is known as progressive failure.»

In der vierten «Rankine Lecture» hat Skempton an einer Reihe von Beispielen gezeigt, dass ein wesentlicher Teil der bisherigen Widersprüche zwischen Theorie und Praxis in der Frage der Stabilität von Böschungen, insbesondere bei vorbelasteten Böden, verschwindet, wenn man die Erscheinung des progressiven Bruches im Zusammenhang mit der Restscherfestigkeit berücksichtigt [16].

In der Schweiz wurde der Bestimmung der Restscherfestigkeit auf Grund der Analogiebetrachtung zwischen Boden- und Schneemechanik schon frühzeitig besondere Beachtung geschenkt (1938 [17]). Die Beobachtung an Schneebrettlawinen führte ferner dazu, die Erkenntnis des progressiven Bruches auch auf kohärente Lockergesteine anzuwenden. So wurde zum Beispiel bei der Stabilitätsberechnung des Erddamms Castiletto-Marmorera die Möglichkeit eines progressiven Bruches im Kernmaterial voll berücksichtigt und der Sicherheitsgrad auf die Restscherfestigkeit bezogen [18].

2. Beispiele progressiver Bruchvorgänge in einer oder mehreren Phasen

Der progressiven Bruch kann sich in einer oder in zwei oder mehreren Phasen abspielen. Ein mehrphasiger Bruchvorgang liegt dann vor, wenn infolge einer ersten Bruchphase ein ganz neuer Spannungszustand entsteht, der eine zweite Bruchphase einleitet usw. Um klar-



Bild 22. Landquartbrücke der Rhätischen Bahn bei Klosters, erbaut 1930 nach dem Projekt von Ing. R. Maillart, Genf. 1943/44 Einbau des Druckriegels mit Messvorrichtung zur Messung des Riegeldruckes (vgl. Bild 23)

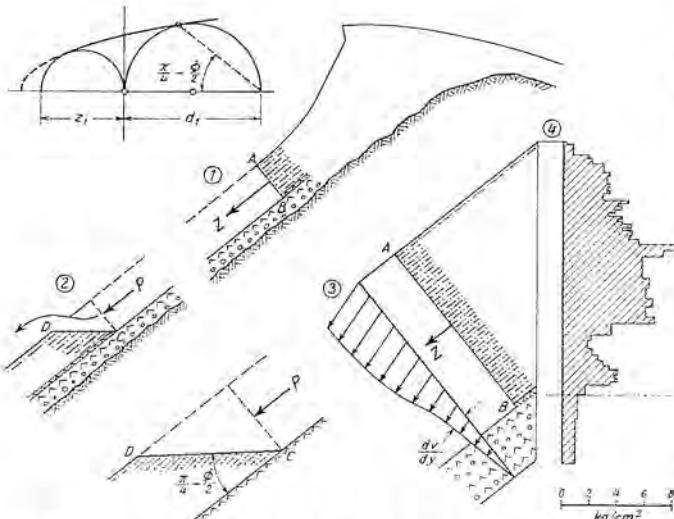


Bild 24. Querschnitt durch den Anbruch einer Schneebrettawine. 1 Anbruch, 2 Stauchwall, 3 Kriechprofil, 4 Rammprofil

zustellen, was damit gemeint ist, sei nachstehend die Mechanik einer Schneebrettawine als typisches Beispiel eines mehrphasigen Bruchvorganges kurz erläutert.

Je mehr die windgepackten Schichten eines Schneebrettes infolge Erhärtung ihre Verformbarkeit verlieren, um so stärker wird der Kriechvorgang in der Zugzone durch Längskräfte abgebremst. Der in Bild 24 dargestellte Gradient des Kriechprofils dv/dy reicht dann nicht mehr aus, um die Reibung in der Gleitschicht so zu mobilisieren, dass die volle hangparallele Gewichtskomponente (Schub) der darüberliegenden Schneedecke auf den Boden übertragen wird. Ein immer grösserer Teil dieser Schubkomponente des Schneebrettes hängt sich deshalb infolge Abbau (Regression) der innern Reibung in der Zugzone auf. Jetzt genügt die geringste Störung, um im schwächsten Glied der Kette den Bruchvorgang auszulösen. Unter scharfem Knall öffnet sich der Zugriss A-B. Mit seismischer Geschwindigkeit pflanzt sich der progressive Bruch längs der hangparallelen Gleitfläche B-C nach unten fort und überwindet schliesslich den Widerstand des Stauchwalls (2) durch dessen Überschiebung längs C-D. Es handelt sich somit um einen progressiven Bruch mit drei deutlich unterscheidbaren Phasen, indem nacheinander oder zeitlich überlappend zuerst die Zugfestigkeit des Schneebrettes (die bedeutend geringer ist als die Summe der Zugfestigkeiten seiner einzelnen Schichten), dann die Scherfestigkeit in der Gleitschicht und schliesslich die hangparallele Druckfestigkeit beim Stauchwall überwunden werden. Mit der Entstehung des Zugrisses beschleunigt sich meistens der Vorgang derart, dass auch dynamische Kräfte zur Wirkung gelangen. Bild 25 lässt die marmorartige Struktur der Bruchfläche des Zugrisses und die Rillung der Gleitfläche einer Schneebrettawine erkennen⁴⁾.

⁴⁾ Häufig ist der progressive Bruch mit einem Strukturzusammenbruch in der lockeren Gleitschicht, die oft aus Schwimmschnee besteht, verbunden. Auch eine andere Reihenfolge der Bruchphasen ist möglich, indem primär ein Strukturzusammenbruch in der Gleitschicht erfolgt, der durch das Absacken des Schneebrettes den Anriss auslöst.

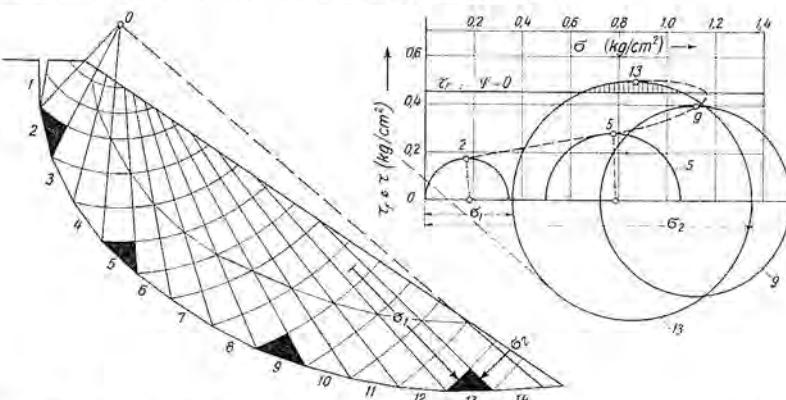


Bild 26. Angenäherte Ermittlung der Hauptspannungen längs einer potentiellen Gleitfläche (logarithmische Spirale) einer Lehmböschung. Progressiver Bruch, ausgehend von dem am ungünstigsten beanspruchten Element (13)



Bild 25. Anbruch einer Schneebrettawine mit Schollenbildung und gerillter Gleitfläche. Man beachte die marmorartige Struktur der Bruchfläche (links)

Progressive Bruchvorgänge in einer oder mehreren Phasen können auch bei Erdböschenungen, die aus bindigem Material bestehen, beobachtet werden. Bild 26 zeigt einen Versuch, die Hauptspannungen in einzelnen Punkten der supponierten Gleitfläche in Form einer logarithmischen Spirale zu bestimmen, wobei es sich um ein $\Phi = 0$ -Material handelt. Das Ziel ist, das relativ schwächste Glied in der Kette bzw. dasjenige Element der Gleitfläche zu finden, das am ungünstigsten beansprucht ist. Die für 4 Elemente unter einfachsten Annahmen berechneten Mohrschen Kreise lassen erkennen, dass der kritische Punkt am Fusse der Böschung liegt, indem nur bei Element 13 die Bruchbedingung erfüllt ist, das heisst der Mohrsche Kreis die Umhüllungskurve der Bruchzustände (horizontale c-Linie) schneidet. Von hier müsste somit der progressive Bruch zur Bildung der Gleitfläche ausgehen, evtl. schon bevor sich ein Zugriss nahe beim oberen Böschungsrand öffnet, der eine ungünstige Verlagerung der Kräfte bewirkt⁵⁾.

⁵⁾ Auf Grund von Klinometermessungen konnte E. de Beer nachweisen, dass die Verformungen am Fusse der Böschung beginnen. (Persönliche Mitteilung von Prof. Dr. E. de Beer, Gent).

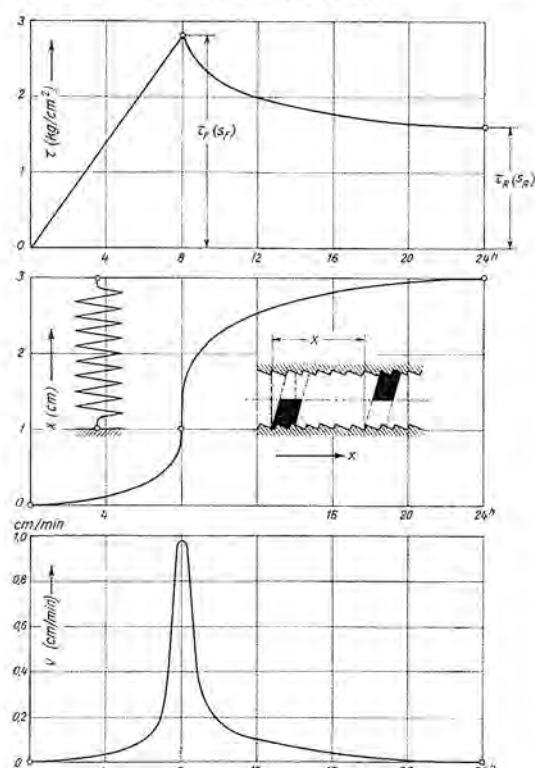


Bild 27. Ermittlung des Maximalwertes der Scherfestigkeit (peak value) und der Restscherfestigkeit im Ringscherapparat. Scherspannung (oben), Horizontalverschiebung (Mitte) und Verschiebungsgeschwindigkeit (unten) in Funktion der Zeit (h)

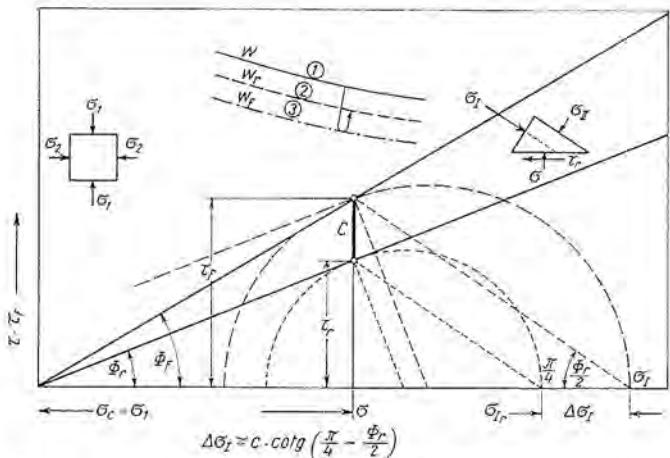


Bild 28. Scherdiagramm (Ringscherapparat) mit Mohrschen Bruchkreisen. Mit der Bildung der Gleitfläche geht die Kohäsion c verloren und τ_r wird identisch mit der Restscherfestigkeit s_r . Gleichzeitig schrumpft der Mohrsche Kreis zusammen (d. h. der äussere Kreis geht über in den inneren) und die erste Hauptspannung vermindert sich um $\Delta \sigma_1$

Nach der progressiven Bildung der Gleitfläche tritt die befürchtete Rutschung nur dann nicht ein, wenn die Summe der restlichen Scherfestigkeiten, die fast ausschliesslich auf Reibung beruhen, genügt, um das Abrutschen des Gleitkörpers zu verhindern. Es ist deshalb naheliegend, bei Böschungen und Erddämmen die Bedingungen zu stellen, dass deren Sicherheitsgrad auch nach der Bildung einer potentiellen Gleitfläche, das heiss unter Berücksichtigung der Restscherfestigkeit, grösser als 1 sei [18].

Da die mit dem progressiven Bruch verbundenen Gefahren um so grösser werden, je grösser die Kohäsion des betreffenden Stoffes, so spielt er vor allem auch bei der Beurteilung von Stabilitätsproblemen in der Fels- und Eismechanik eine hervorragende Rolle.

3. Restscherfestigkeit (Residual shear strength)

Aufs engste verbunden mit dem Phänomen des progressiven Bruches und dessen Gefahren ist die sogenannte Restscherfestigkeit (residual shear strength). Man versteht darunter jene restliche Scherfestigkeit, die in der Gleitfläche nach dem Verlust der Kohäsion noch übrigbleibt, wobei es sich, wie bereits erwähnt, vorwiegend um Reibung handelt.

Unter Benutzung des vom Verfasser entwickelten Ringscherapparates, der 1935 mit einer Bremsfeder ausgestattet wurde, um den Minimalwert der Restscherfestigkeit nach Bildung der Gleitfläche und vollständigem Abbremsen des Gleitvorganges messen zu können, ergibt sich folgende Darstellung (Bild 27) eines drainierten Ringscherversuches. Die 3 wichtigsten Messgrössen, nämlich die Scherspannung τ , die Horizontalverschiebung x zwischen der Oberfläche und

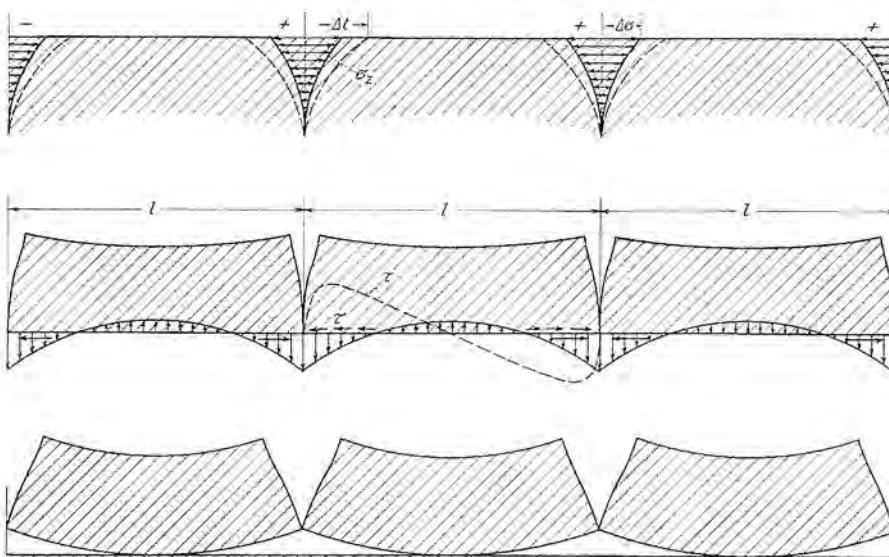


Bild 29. Oberflächlicher Schwindprozess einer Lehmschicht mit progressivem Bruch in zwei Phasen. Rissbildung senkrecht (erste Phase) und parallel zur Oberfläche (zweite Phase)

der Unterfläche der Probe und die Verschiebungsgeschwindigkeit v werden in Funktion der Zeit aufgetragen. Die relativ lange Versuchsdauer von 8 bis 24 Stunden ermöglicht die kontinuierliche Drainage und Entspannung des Porenwassers [17].

Nach dem zeitlich linearen Anstieg der Scherspannung und nachdem eine bestimmte, für die Bildung der Gleitfläche und die Überschreitung des Spitzenwertes s_f erforderliche Querverschiebung erreicht ist, schaltet die Bremsfeder automatisch ein. Parallel mit der Abnahme der Gleitgeschwindigkeit und der zunehmenden Orientierung der Blättchen in der Gleitfläche nimmt auch die Reibung allmählich ab, bis schliesslich mit dem Eintritt der Ruhelage die Restscherfestigkeit s_r erreicht ist. Der Quotient zwischen Restscherfestigkeit und Spitzenwert der Scherfestigkeit wurde Restquotient («residual ratio») genannt [18], der nicht zu verwechseln ist mit dem von Skempton definierten Restfaktor «residual factor» [16].

Rest-Quotient (residual ratio)

$$\lambda_r = \frac{\operatorname{tg} \Phi_r}{\operatorname{tg} \Phi_f} = \frac{s_r}{s_f} \cong \frac{s_r - c}{s_f} = 1 - \frac{c}{s_f} \quad \text{Haefeli (1950) [18]}$$

Rest-Faktor (residual factor)

$$R = \frac{s_f - \bar{s}}{s_f - s_r} \quad \text{Skempton (1964) [16]}$$

worin bedeuten:

s_f = maximale Scherfestigkeit (Spitzenwert)

s_r = Restscherfestigkeit; (im Bild 27 oben mit s_R bezeichnet)

c = Kohäsion

\bar{s} = mittlere Scherfestigkeit während der Rutschung.

Nach Skempton bedeutet dabei R denjenigen Anteil der Gleitfläche, in welchem die Scherfestigkeit auf die Restscherfestigkeit abgesunken ist.

Je grösser andererseits der Anteil der Kohäsion c am Spitzenwert der Scherfestigkeit, um so kleiner wird λ_r . Deshalb ist dieser Quotient λ_r bei stark vorbelasteten kohärenten Bodenarten wesentlich kleiner als bei nicht vorbelasteten kohäsionsarmen Materialien. Für kohäsionslose Bodenarten wird $\lambda_r = 1$ während er sich für Festgesteine, wie Fels und Eis, dem Nullwert nähern kann.

Für feinkörnige, kohärente Bodenarten, bei denen die Kohäsion c dem Konsolidationsdruck direkt proportional ist, kann λ_r als nahezu konstant, das heisst weitgehend unabhängig vom Konsolidationsdruck (drainierter Versuch), betrachtet werden. Bild 28 zeigt deutlich, wie stark der Mohrsche Bruchkreis beim Ringscherversuch mit dem Verlust der Kohäsion c sowie beim Abbremsen des Gleitvorganges zusammenschrumpft. Die langsame Abnahme der ersten Hauptspannung um $\Delta \sigma_1$ während des Bremsvorganges ist beim drainierten Versuch unter Wasser mit einer entsprechenden Wasseraufnahme (Quellung) und demzufolge mit einem gewissen Reibungsverlust verbunden.

4. Bankung und Bergschlag

Nachstehend soll versucht werden, die als Bankung und Bergschlag bekannten Entspannungsvorgänge, welche durch die Bildung oberflächenparalleler Klüfte gekennzeichnet sind, als mehrphasige progressive Bruchvorgänge zu deuten.

Vergleichshalber wird in Bild 29 zunächst die Rissbildung in einer horizontalen, wassergesättigten Lehmschicht, die durch Austrocknung der Oberfläche einem Schwindvorgang ausgesetzt wird, schematisch dargestellt. Mit dem Wasserentzug durch Verdunstung entsteht zunächst ein ebener Spannungszustand mit horizontalen, zweiaxialen Zugspannungen. Bei der Überwindung der Zugfestigkeit des Lehm durch diese Schwindspannungen bildet sich ein Netz von Rissen, welche die ganze oberflächliche Schicht in polygonale Tafeln aufteilen (Bild 30). Mit dieser ersten Phase der Rissbildung entsteht eine radikale Änderung des Spannungszustandes. Die Lehmoberfläche hat sich durch die Rissbildung entspannt, aber dafür treten in einer zur Oberfläche parallelen Ebene die in Bild 29 schematisch angedeuteten Zug-, Druck- und Scherspannungen auf. Diese führen zu einer zweiten Phase der Rissbil-

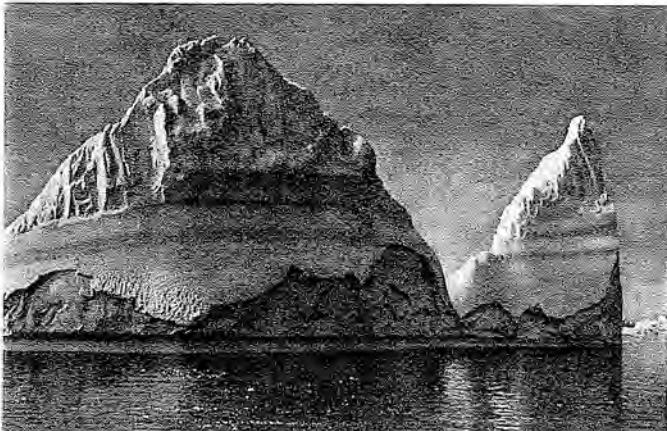


Bild 30a. Abschalungsprozess als Entspannungsvorgang an einem Eisberg durch Bildung von Rissen senkrecht und parallel zur Oberfläche infolge Temperaturspannungen (Abkühlung) ähnlich wie beim Granit (vgl. Bild 31). (Aufnahme M. Kogelbauer, Graz)

dung, die oft durch horizontale Diskontinuitätsflächen, zum Beispiel in Form feinster Sandzwischenlagen, erleichtert wird. Diese zweite Phase des progressiven Bruches schafft oberflächenparallele Klüfte und löst die einzelnen Polygone vom Untergrund, wobei sie sich an den Rändern stark aufbiegen, Bild 30^a.

Ein analoger Vorgang mit entsprechender Entspannung und Rissbildung findet bei der oberflächlichen Abkühlung einer Felsmasse statt, nur mit dem Unterschied, dass das «Schwinden» des Mediums, bzw. dessen Spannungen, nicht durch eine Verminderung des Wassergehaltes, sondern durch eine Temperaturabnahme hervorgerufen wird. Die Bildung von senkrecht und parallel zur Oberfläche stehenden Klüften infolge von Temperaturänderungen kann deshalb als Resultat eines progressiven Bruches in zwei Phasen betrachtet werden. Auch der umgekehrte Vorgang kommt in der Natur vor, indem eine sehr starke Erwärmung der Gesteinoberfläche, zum Beispiel durch Einstrahlung, zur Abschalung von Gesteinsplatten bzw. zur Bildung von oberflächenparallelen, von der Schichtung völlig unabhängigen Klüften führen kann.

Das durch schroffe Temperaturänderungen, eventuell unterstützt durch Frostwirkungen und Ermüdung, entstehende Kluftsystem beschränkt sich hauptsächlich auf jene oberflächennahe Zone, in der sich die täglichen und saisonbedingten Schwankungen der Außen-

^a Eine ähnliche Form der progressiven Rissbildung in zwei Phasen, aber mit negativem Vorzeichen, kann bei vorbelasteten Tonen beobachtet werden, die der Verwitterung und Entspannung ausgesetzt sind (z. B. infolge vertikaler Entlastung) und daher Quellerscheinungen zeigen. Dabei werden, wie dies später am Beispiel des Bergschlages gezeigt wird, leicht zur Oberfläche geneigte und oberflächenparallele Bruchflächen gebildet, ein Prozess, der sich oft über geologische Zeiträume erstreckt und zu schweren Gleichgewichtsstörungen (Rutschungen) Anlass geben kann [36].

Bild 30. Polygonale Rissbildung an der Oberfläche einer Lehmschicht (vgl. Bild 29). Aufnahme des Verfassers



temperatur sowie die Einstrahlung bemerkbar machen. Aus Bild 30a geht hervor, dass oberflächenparallele Klüfte bzw. plattenförmige Abschalungen, die auf Temperaturänderungen zurückzuführen sind, nicht nur im körnigen Granit, sondern auch an Eisbergen auftreten. Wir haben es hier somit mit einem jener grundlegenden Phänomene zu tun, das bei allen drei betrachteten Stoffen (Lehm, Fels und Eis) in ähnlicher Weise in Erscheinung tritt. Auch die Bruchflächen der Schneebrettawine stehen senkrecht bzw. parallel zur Oberfläche, was aber hauptsächlich auf die oberflächenparallele Schichtung zurückzuführen ist (vgl. Bild 25).

Die Tatsache andererseits, dass man nicht selten parallele und senkrecht zur Oberfläche verlaufende Klüfte, die von der Schichtstellung völlig unabhängig sind, bis in rund 50 m Tiefe findet, schliesst Temperaturschwankungen als Ursache für diese tiegründige Bankung meist aus (Bild 31). Nach Kieslinger [19] ist diese Art von Bankung (in der Schweiz Talbankung genannt) auf «Restspannungen» zurückzuführen, die als Überbleibsel eines vor- bzw. zwischeneiszeitlichen Überlagerungsdruckes zu betrachten sind. Neben geologisch und glazial bedingten kommen ferner tektonische Kräfte in Betracht. Auch Matthes kam bei seinen eingehenden morphologischen Studien im Yosemite-Valley zu ähnlichen Schlussfolgerungen [20].

Es stellt sich nun die naheliegende Frage nach dem Mechanismus dieser tiegfriedenden Entspannungserscheinungen, wie sie Kieslinger beschreibt. Analoge Entspannungsprozesse oder Druckentlastungen, jedoch in kleinerem Maßstab, wurden beim Bau tief liegender Alpendurchstiche an den Tunnelwänden, zum Beispiel beim Simplontunnel beobachtet und von Charles Andrae geschildert [21]. Auch in einem Eisstollen auf dem Jungfraujoch wurde bei nur 25 m Eisüberlagerung ein ähnliches Phänomen beobachtet [7]. Es handelt sich um das im Berg- und Tunnelbau gefürchtete und als *Bergschlag* (popping) bezeichnete Phänomen, auf dessen Problematik Terzaghi wiederholt hingewiesen hat [22]. Neuerdings sind solche Druckentlastungen beim Bau des Montblanc-Tunnels in sehr eindrucksvoller Weise in Erscheinung getreten, wobei sie das Bauvorhaben vor fast unüberwindliche Schwierigkeiten stellten. Wir wollen deshalb versuchen, die Mechanik des Bergschlages und dessen Bekämpfung vom Gesichtspunkt des progressiven Bruches rein qualitativ zu deuten.

Wie das Längenprofil in Bild 32 zeigt, betrug die Überlagerungshöhe auf der französischen Seite des Montblanc-Tunnels, insbesondere in der Zone starker Entspannungserscheinungen, mehr als 2000 m (unter der Aiguille du Midi 2480 m), entsprechend einem Überlagerungsdruck von rund 540 kg/cm². Dies würde bei einem kreisförmigen Tunnelprofil einer grössten theoretischen Randspannung von rund 1620 kg/cm² gleichkommen, während die Druckfestigkeit des dort anstehenden Montblancgranites rund 1000–1400 kg/cm² beträgt. Für den raschen Abbau dieser Spannungsspitzen sorgten die sofort eintretenden natürlichen Druckentlastungen. Die damit verbundene Bergschlaggefahr konnte nur dank der Entwicklung und Anwendung der modernen Verankerungstechnik mit Erfolg bekämpft werden. Zur Konsolidierung der Tunnelwände wurden dieselben mit 16500 Bolzen «Ankrall» von einer Gesamtlänge von 370 km bespickt. Daraus ergibt sich eine durchschnittliche Ankerlänge von rund 2,2 m, während die Vorspannung rund 5 t betrug. Im Durchschnitt

Bild 31. Tiegründende Abschalungen im Urgestein: Royal Arch, Yosemite Valley [20], Kalifornien



kamen auf den m^2 Wandung 1,4 Bolzen. Das Fortschreiten der Druckentlastung nach dem Berginnern wurde mit speziellen seismischen Methoden verfolgt [23]. Die Ausdauer und die eiserne Konsequenz, mit welcher der unerbittliche Kampf gegen die durch den menschlichen Eingriff ausgelösten Naturkräfte von Ingenieuren und Arbeitern geführt wurde, verdient grösste Bewunderung [24].

Sobald in einer ersten Phase des progressiven Bruches (Bild 32) die Druckfestigkeit des Gesteins in zwei benachbarten Schwächenstellen A und B , oder häufiger nur in einer derselben, durch die Bildung von lokalen Scherrissen überwunden ist, wird die zwischen A und B liegende schraffierte Zone vom Vertikaldruck teilweise entlastet. An einer entsprechenden elastischen Ausdehnung wird sie zunächst durch die in der Ebene $A-B$ wirksamen Scherspannungen verhindert. Wären diese Scherspannungen allein wirksam und die Platte frei, so würde sie sich nicht nur elastisch ausdehnen, sondern in der skizzierten Weise durchbiegen. Eine solche Durchbiegung wird jedoch durch die Einspannung der schraffierten Platte längs der Ebene $A-B$ verunmöglicht. Als neue Zwängungsspannungen treten somit längs der potentiellen Bruchfläche $A-B$ die schematisch dargestellten Normalspannungen auf. Dabei werden in Plattenmitte Zugspannungen und an deren Peripherie (A und B) Druckspannungen neben den bereits erwähnten Scherspannungen wirksam. Bei diesem ungünstigen Spannungszustand kann zum Beispiel in einem Punkt C , wo sich der Scherspannung eine Zugspannung überlagert, die zweite Phase des progressiven Bruches ausgelöst werden, indem sich zwischen A und B eine oberflächenparallele dünne Felsplatte mit scharfem Knall abspalten. Dieser Prozess schreitet nach dem Innern des Gebirges fort und führt zur Entstehung einer Auflockerungszone, welche in Kombination mit der Bildung einer ringsförmigen plastischen Zone eine Verlagerung der in Bild 32 angedeuteten Spannungsspitzen von D nach F bei gleichzeitigem Abbau der maximalen tangentialen Druckspannungen zur Folge hat [25, 26].

Durch die dem Aushub auf dem Fuss, das heisst so rasch wie möglich folgende Verankerung wird dem geschilderten Spannungszustand der zweiten Phase eine radiale Druckspannung überlagert, wodurch die Zugspannung abgebaut und die Scherfestigkeit erhöht wird. Aus den Bildern 33 und 34 sind die oberflächlichen Bruchformen und die Dichte der Anker, deren Länge 1,5 bis 7 m betrug, ersichtlich.

V. Kriechvorgänge und katastrophale Ereignisse

J. Wechselwirkungen

Grundsätzlich lassen sich zwei entgegengesetzte Arten von Wechselwirkungen zwischen Kriechen und Stabilität unterscheiden:

Die erste ungefährliche Art, die vor allem bei Lockergesteinen beobachtet wird, besteht darin, dass durch das Kriechen eine Verdich-

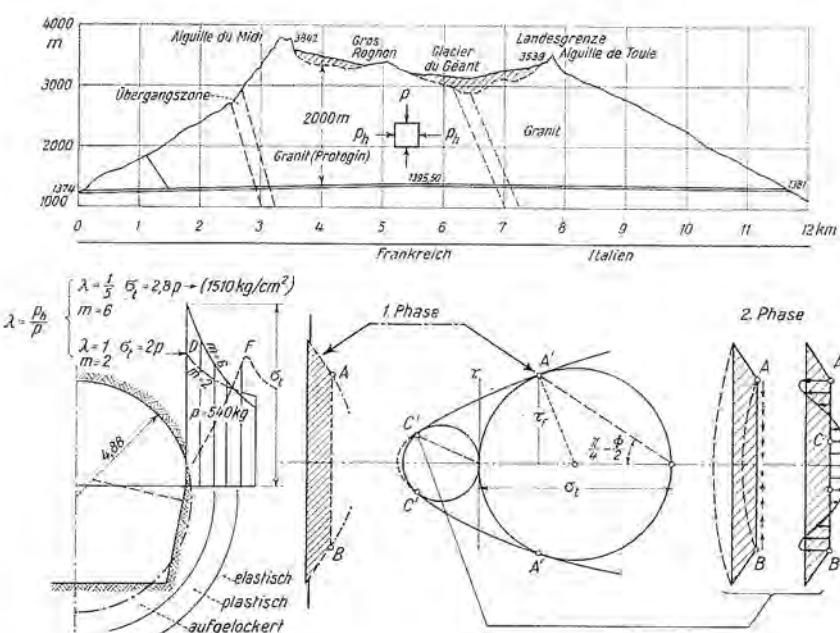


Bild 32. Oben: Längsprofil durch den Montblanc-Tunnel; Unten: Bergschlag als progressiver Bruch in zwei Phasen (schematisch)

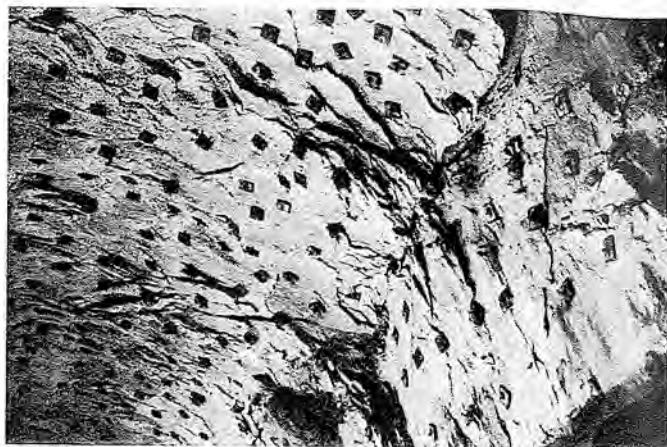


Bild 34. Dichtes Netz von Verankerungen im Montblanc-Tunnel [23, 24]

tung und Konsolidierung des Materials, ein Abbau von Spannungsspitzen und Zugspannungen und damit eine Erhöhung des Sicherheitsgrades des Systems herbeigeführt wird. Dieser natürliche Konsolidierungsprozess, wie er am Beispiel der neutralen Zone der geneigten Schneedecke in Form einer eigentlichen Spannungsmetamorphose sichtbar wird, macht sich äußerlich durch eine Abnahme der Kriechgeschwindigkeiten bemerkbar (vgl. Bild 13).

Obiger stabilisierenden Form steht eine zweite, sehr gefährliche Art von Wechselwirkungen gegenüber, bei der durch das Kriechen eine allmähliche Konzentration der Spannungen in den relativ starren Elementen des Systems herbeigeführt wird. Dieser, der Stabilität unseres Systems abträgliche Prozess wird oft eingeleitet und verschärft durch die mit dem Kriechen verbundene progressive Bildung von Gleitflächen, die den lokalen Verlust der Kohäsion und damit den Abfall der Scherfestigkeit auf die Restscherfestigkeit zur Folge haben. Schliesslich werden die letzten noch wirksamen Widerstände überwunden, und der progressive Bruch, der sich in einer oder mehreren Phasen abspielt, führt nicht selten die Katastrophe herbei⁷⁾.

In der Mitte zwischen diesen beiden extremen Arten von Wechselwirkungen steht der Fall des mehr oder weniger stationären Kriechens und Gleitens, wie er zum Beispiel häufig bei der Gletscherbewegung oder beim Kriechen von Lockergesteinen beobachtet wird.

⁷⁾ Ein besonderes Kapitel bilden die vorbelasteten (overconsolidated clay) Tone, deren Mechanismus des progressiven Bruches anlässlich der 3. Terzaghi-Vorlesung von L. Bjerrum behandelt wurde [36].

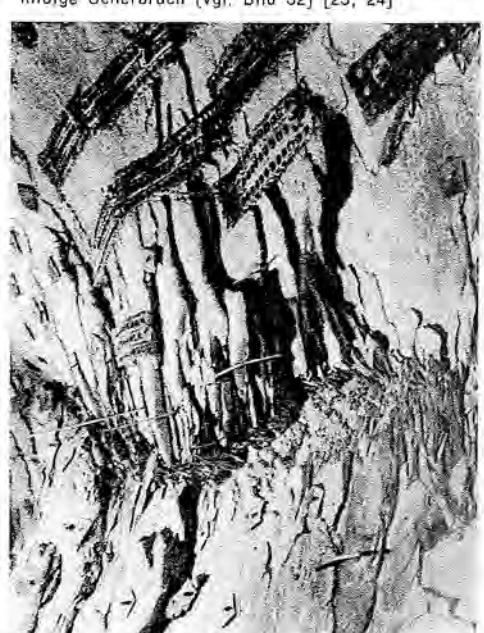


Bild 33. Bruchbildung und Verankerung bei der Druckentlastung im Montblanc-Tunnel. Man beachte das scharfe Auskeilen der abgelösten Gesteinsplatten infolge Scherbruch (vgl. Bild 32) [23, 24].

Von praktischer Bedeutung ist u. a. die Tatsache, dass die zwischen dem Kriechvorgang und den Spannungsänderungen bestehenden Wechselwirkungen die Möglichkeit bieten, durch gezielte Steuerung der Kriechprozesse den Spannungszustand günstig zu beeinflussen, wie dies zum Beispiel im modernen Tunnelbau geschieht [26].

2. Der Gleichgewichts- und Bewegungszustand von Eisschildern

Wohl eine der grossartigsten Manifestationen des mehr oder weniger stationären Kriechens eines viscoelastischen Festkörpers in der Form des Gletschereises bilden die grossen Eisschilder der Erde, das grönlandische Inlandeis im Norden und die Antarktis im Süden (Bild 35). Ähnliche Eisschilder haben während den Eiszeiten auch den kanadischen Schild, Skandinavien und grosse Teile Nordeuropas bedeckt. Betrachtet man die Massenbilanz eines solchen Eisschildes, dessen Eismächtigkeit im Zentrum 3000 m übersteigt, im Zusammenhang mit seinem Bewegungszustand, so steht man vor der erstaunlichen Tatsache, dass jeder Eiskristall, der an der Firnoberfläche abgelagert wird – ähnlich einem Himmelskörper –, seine genau vorgeschriebene Bahn innerhalb des Eiskuchens beschreibt und dabei eine ebenso gesetzmässige Metamorphose erleidet. Startet er seine Reise in der Nähe des Zentrums A (Bild 36), so braucht er in Grönland mehrere Zehntausende, in der Arktis Hunderttausende, wenn nicht Millionen von Jahren, bis er die Meeresküste erreicht. Die Kontinuität der gleitenden und kriechenden Gletscherbewegung, die in den Ausflussfjorden Geschwindigkeiten bis 30 m im Tag erreichen kann, wird erst durch die Kalbung durchbrochen, eine Naturkatastrophe, die an Wucht und Grossartigkeit kaum ihresgleichen hat [27 bis 30].

3. Zum Felsrutsch im Vajont-Tal vom 9. Oktober 1963

Am besagten Tag wurde die Welt durch eine schwere Katastrophe im Vajont-Tal in Oberitalien erschüttert, der rd. 1400 Menschen zum Opfer fielen. Leopold Müller, der als Experte die Verhältnisse, die zu diesem Felssturz in historischer Zeit geführt haben, eingehend untersucht hat, stellt in einer ausführlichen Veröffentlichung, die wichtigsten Erkenntnisse zusammenfassend, folgendes fest [31] (Bild 38):

«Bis zum letzten Augenblick der eigentlichen Rutschung bewegte sich die Felssonne mit klar voneinander zu unterscheidenden Teilen, ganz anders als die Masse einer normalen Felsrutschung, nämlich wie ein Gletscher kriechend im Hauptteil, und im anderen Teil mit einer translatorischen Bewegung. Die Ausdehnung einer solchen Bewegung war bestimmt durch ein leichtes Übergewicht der schiebenden Kräfte, insbesondere durch den Kluftwasserschub oder durch den Rückgang der Widerstand leistenden Kräfte, was wiederum vom Auftrieb oder vom Aufweichen der Kluftletten während höheren Einstaus herührte. Nachdem die Größenordnung der Kriechbewegung mehrere Meter erreicht hatte, kam es zu einem progressiven Bruch der Grundlage der bewegten Masse. Die Widerstand leistenden Kräfte sind durch diesen Bruch erneut abgemindert worden, bis die intakt ge-

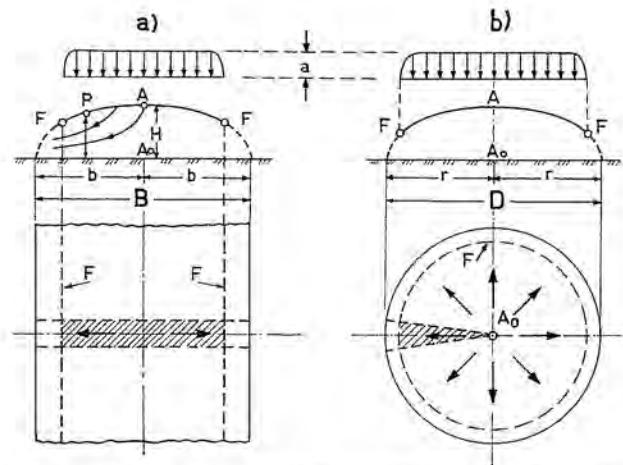


Bild 35. Schematische Darstellung des Fließvorganges in einem streifenförmigen (a) und einem sphärischen Eisschild (b) bei konstanter Akkumulation a im Firngebiet (schematisch)

bliebenen Felssmassen plötzlich abscherten. Durch diesen Umstand änderte sich die Kriechbewegung innerhalb von einigen Sekunden in eine Felsrutschung.» (Bilder 37 und 38).

Wir halten es für wahrscheinlich, dass – abgesehen von der ungünstigen Wirkung des Auftriebes – auch die zusätzlichen dynamischen Kluftwasserdrücke eine wesentliche Rolle gespielt haben. Solche müssen entstehen, sobald sich im Laufe der Bewegung das mit Wasser gefüllte Kluftsystem in einer Druckzone verengt oder sich in einer Zugzone rasch erweitert. Dabei ist denkbar, dass dynamische Druckschwankungen im Kluftwasser die Reibungsverhältnisse in der zum Teil unter dem Seespiegel verlaufenden Gleitfläche schlagartig verändern und dadurch mit der unerwarteten Beschleunigung der Bewegung in ursächlichem Zusammenhang stehen.

Massenbewegungen, die sich hinsichtlich ihrer Größenordnung mit derjenigen vom Monte Toc im Vajont-Tal (rund $0,3 \text{ km}^3$) vergleichen lassen, finden bei der Kalbung der grossen Eisströme Grönlands periodisch statt. Beim Vorstoßen der Gletscherzunge ins Meer wird, wie in Bild 39 schematisch angedeutet ist, der vorderste Teil der Eiszunge auf Biegung und Abscheren beansprucht, weil beim zunehmenden Eintauchen der Eismassen der Auftrieb A allmählich grösser wird als das Gewicht des Eises. Beim Eintreten einer grossen Kalbung, die meistens in Abständen von etwa 14 Tagen bei hoher Flut stattfindet, beginnt sich die 60 bis 100 m über den Meeresspiegel aufragende Eisfront langsam und majestatisch zu heben. Fast gleichzeitig schießen einige hundert Meter hinter der Front eine Reihe von

Bild 37. Felsrutsch im Vajont-Tal. Rechts unten die Krone der Staumauer. Nach L. Müller [31]



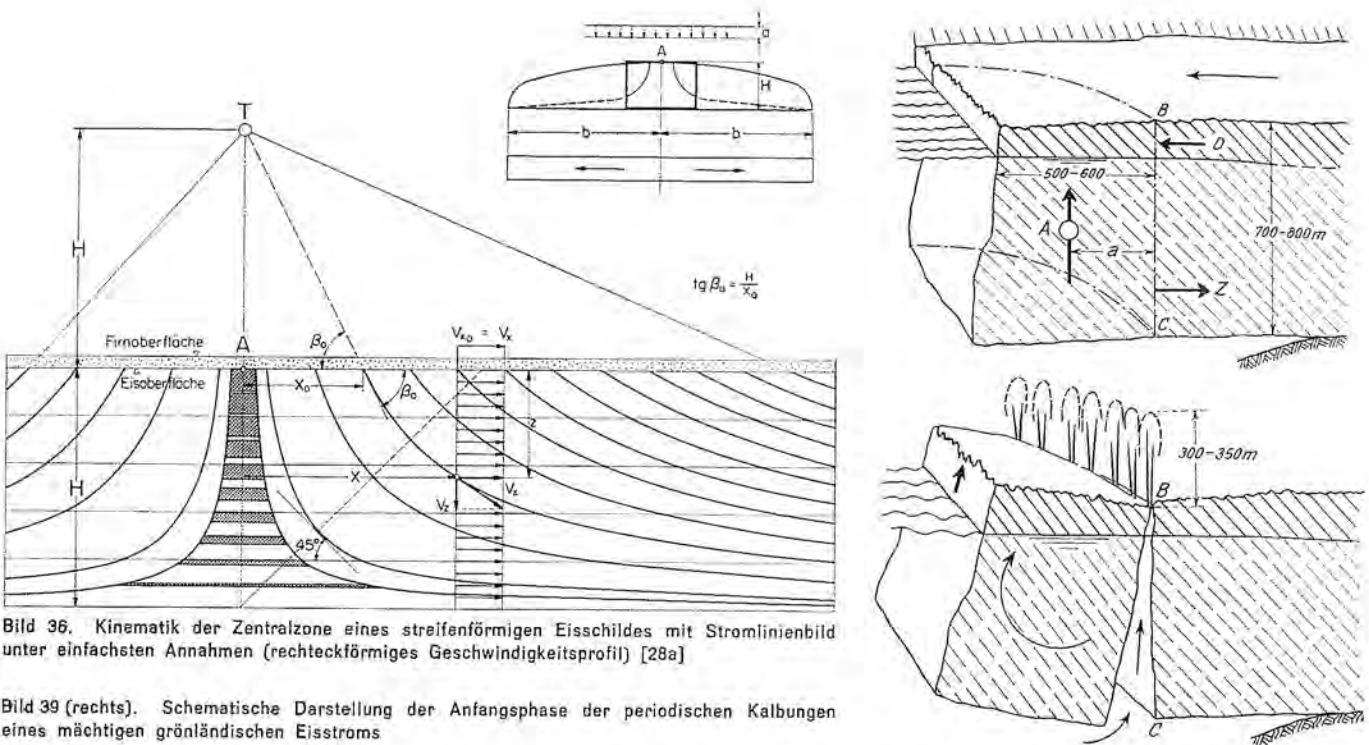


Bild 36. Kinematik der Zentralzone eines streifenförmigen Eisschildes mit Stromlinienbild unter einfachsten Annahmen (rechteckförmiges Geschwindigkeitsprofil) [28a]

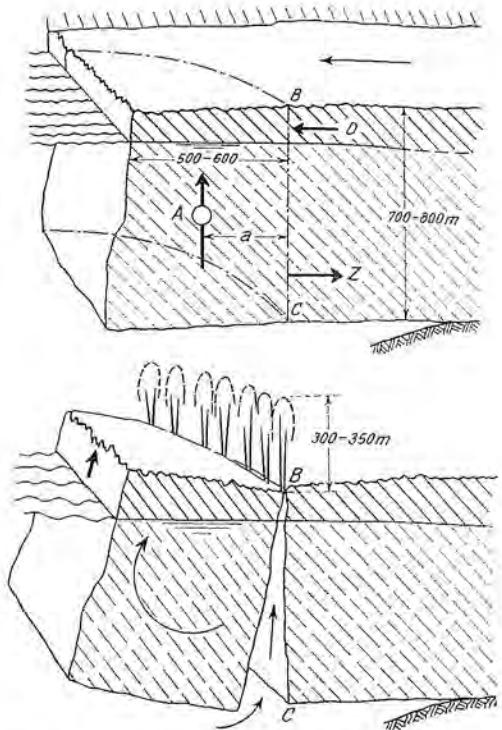


Bild 39 (rechts). Schematische Darstellung der Anfangsphase der periodischen Kalbungen eines mächtigen grönlandischen Eisstroms

mächtigen Wasserfontänen, welche die Abrisslinie markieren, empor. F. Sorge, der am 23. Juli 1932 eine solche mächtige Kalbung des Rinkgletschers aus einer Distanz von 2,5 km beobachtet und die in Bild 39 eingetragenen Masse auf trigonometrischen Wege ermittelt hat, schätzt die Höhe der empor schießenden Wasserfontänen auf 300 \div 350 m [30]. Dieses Phänomen, das uns die Wirkungen des Kluftwassers an einem anschaulichen Beispiel in seinen wahren Proportionen zeigt, dürfte sich wie folgt erklären lassen:

Unter der Wirkung des Moments infolge Auftrieb ($A a$) können im Abrissquerschnitt $B-C$ an der Unterfläche des Gletschers (c) erhebliche Zugspannungen auftreten. Beim Öffnen des Zugrisses strömt das Meerwasser von unten her in die entstehende Kluft ein. Infolge ihrer Verjüngung nach oben wirkt diese Spalte als Düse, die das eingedrungene Wasser derart beschleunigt, dass sich seine lebendige Kraft in mächtigen Fontänen manifestiert.

4. Zur Eislawine am Huascaran vom 10. Januar 1962

Am Abend des genannten Tages ereignete sich im Santatal in Peru eine der schwersten Gletscherkatastrophen in historischer Zeit, der mehr als 4000 Menschen zum Opfer fielen. Abends kurz vor 18 Uhr (Bild 40) löste sich am Nordgipfel des Huascaran in nahezu 6400 m Höhe eine Eismasse von rund 2½ bis 3 Millionen m³ mit tief sich abspaltenden Felspfeilern und stürzte beinahe senkrecht auf den 700 m darunter liegenden Gletscherkessel, überfuhr die Gletscherzunge und ergoss sich mit einer durchschnittlichen Geschwindigkeit von etwa 110 km/h durch das mittlere und untere Languamucotal hinaus, 8 Dörfer und Siedlungen unter sich begrabend. Erst im Haupt-

tal am Rio Santa, den sie zum Teil aufstaute, kam sie zum Stillstand. Vom Distrikthauptort Ranrahirca, der mehrere Meter tief unter Schlamm, Schutt und Eis begraben wurde, sind nur wenige Häuser übriggeblieben. Die Kubatur der Lawine, die in kaum 10 Minuten eine Strecke von etwa 16 km zurücklegte, hatte sich durch das Mitreißen von losem Schutt- und Moränenmaterial während des Laufes vervielfacht und wurde im Ablagerungsgebiet auf 11 Millionen m³ geschätzt [32, 33, 34].

Auf Grund einer von E. Schneider im Jahre 1965 aufgenommenen Karte 1:10000, die er uns in verdankenswerter Weise zur Auswertung zur Verfügung stellte, ist in Bild 41 das Längenprofil durch die 16 km lange Sturzbahn der Lawine dargestellt. Erstaunlich ist vor allem die enorme Reichweite und die geringe Neigung (8,5 %) der untersten 7 km der Lawinenbahn, in welcher sich die Lawine z. T. ähnlich einem Murgang von ungewöhnlichen Dimensionen bewegt haben dürfte [35].

In Bild 42 ist das Detail der obersten Steilpartie $A-B$ des Längenprofils mit der Kalbungsstelle und dem relativ kleinen Eisschild dargestellt, dessen Kriechvorgänge zu dieser schweren Katastrophe geführt haben.

In diesem Zusammenhang, aber auch im Hinblick auf die Katastrophe von Mattmark, müssen wir in aller Bescheidenheit bekennen,

Bild 40. Nord- und Südgipfel des Huascaran mit der auf rund 6400 m gelegenen Abbruchstelle der Eislawine am Nordgipfel vom 10. Januar 1962 (Pfeil). Gesehen vom Santatal beim verschütteten Distrikthauptort Ranrahirca

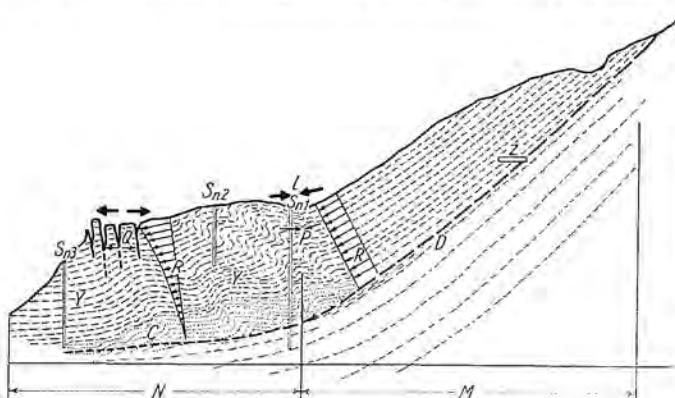


Bild 38. Felssturz im Vajont-Tal, Schematischer Querschnitt durch den Westteil der Gleitung. Die Pfeile geben die Geschwindigkeitsverteilung an. Nach Müller [31]



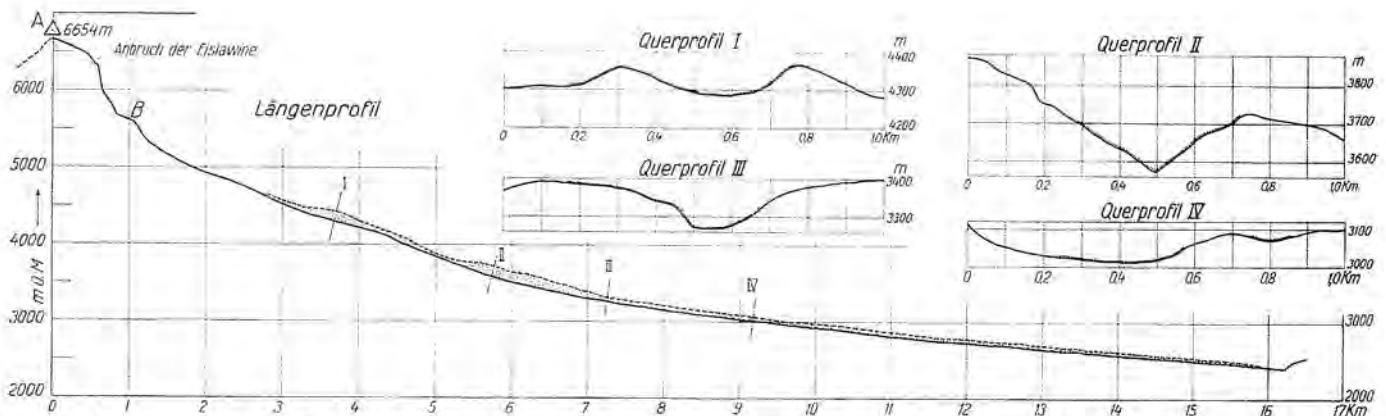


Bild 41. Längenprofil der Sturzbahn der Eislawine vom Huascaran (1962). Man beachte die enorme Reichweite der Lawine und die geringe Neigung der zweiten Hälfte der Sturzbahn (gezeichnet auf Grund einer Kartenaufnahme 1965 1:10 000 von Erwin Schneider, Topograph). (Vergleiche Bild 42.) Die punktierte Zone zeigt die Vertikalprojektion der vom Schutt bedeckten Fläche der linken Talseite (vgl. Querprofile).

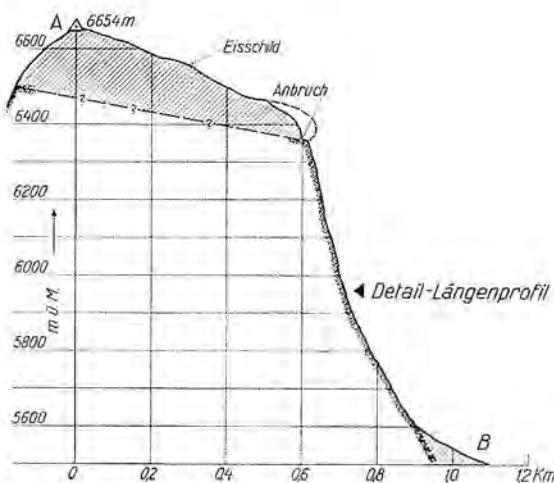


Bild 42. Oberstes Detail aus dem Längenprofil der Eislawine am Huascaran 1962, Gezeichnet auf Grund der Aufnahme 1:10 000 von E. Schneider (1965)

dass dem Menschen bei der Bekämpfung und Voraussage katastrophaler Ereignisse, hinter denen höhere Mächte stehen, enge Grenzen gesetzt sind. Trotzdem sind wir es den Opfern solcher Katastrophen schuldig, nichts zu unterlassen, um die Reaktion der Natur auf menschliche Eingriffe in ihren verborgenen und vielfältigen Zusammenhängen besser zu verstehen und unserer Verantwortung voll bewusst zu werden.

VI. Schlussbemerkung

Es blieb dem 20. Jahrhundert vorbehalten, die Grundlagen einer Boden-, Schnee-, Eis- und Felsmechanik zu schaffen, vier verwandte Fachgebiete, von denen jedes so vielschichtig ist, dass es nur durch ein Teamwerk tiefer erschlossen werden kann. Zwischen diesen vier Gebieten bestehen Analogien, aber auch polar entgegengesetzte Verhaltensweisen. Ist ein gewisses mechanisches Verhalten auf dem einen Gebiet zwar vorhanden, aber versteckt und deshalb schwer erkennbar, so tut man gut, jenes Nachbargebiet zum Vergleich heranzuziehen, bei dem dieses Verhalten klar in Erscheinung tritt und gleichsam in Reinkultur studiert werden kann. Deshalb wirkt sich eine vergleichende Betrachtung in der Regel auch für das einzelne Fachgebiet anregend und fruchtbar aus und ermöglicht ein tieferes Verständnis der Zusammenhänge. Unser Land, das auf engstem Raum die vier Grundstoffe, Lockergesteine, Schnee, Eis und Fels, in grosser Mannigfaltigkeit vereinigt, ist von Natur aus besonders dazu berufen, einen Beitrag in dieser Richtung zu leisten.

Literaturverzeichnis

- [1] Portmann, J. P.: Louis Agassiz, Pionnier de la glaciologie. Extrait des Annales Guébhard, 1962.
- [2] von Murralt, A.: Förderung der wissenschaftlichen Forschung in den Vereinigten Staaten und in der Schweiz. «Neue Zürcher Zeitung» vom 26. Febr. 1965, Nr. 802.
- [3] Kobold, F.: Über einige Probleme der Absteckung und vermessungs-technischen Kontrolle grosser Wasserkraftanlagen im Hochgebirge. Mitteilungsblatt des Bundes Vermessungsing., 1959.
- [4] Glen, J. W.: Experiments on the deformation of ice. «Journal of Glaciology», Vol. 2, No. 12, 1952, p. 111–114.
- [5] Glen, J. W.: The creep of polycrystalline ice. Proceedings of the Royal Society, A.G. 228, 1955, p. 519–538.
- [6] Steinemann, S.: Experimentelle Untersuchungen zur Plastizität von Eis. Promotionsarbeit ETH, 1958.
- [7] Haefeli, R.: Eine Parallele zwischen der Eiscalotte Jungfraujoch und den grossen Eisschildern der Arktis und Antarktis. «Geologie und Bauwesen», 1961, H. 4, p. 191–213.
- [8] Geuze, E. C. W. A. and Tan Tjong-Kie: Rheological properties of clays. Delft Soil Mech. Laboratory, 1953.
- [9] Haefeli, R.: Kriechprobleme im Boden, Schnee und Eis. «Wasser- und Energiewirtschaft», 1954, Nr. 3.
- [10] von Moos, A. und Haefeli, R.: Schweiz. Probleme auf dem Grenzgebiet von Bodenmechanik, Geologie und Glaziologie.
- [11] Haefeli, R.: Spannungs- und Plastizitätserscheinungen der Schneedecke. «Schweizer Archiv für angewandte Wissenschaft und Technik», 1942, H. 9–12, p. 3–45. Mitt. Nr. 2 aus der Versuchsanstalt für Wasserbau (ETH)
- [12] Haefeli, R.: Considérations sur la pente critique et le coefficient de pression au repos de la couverture de neige. UGGI Symposium on snow and ice avalanches at Davos, April 1965.
- [13] Haefeli, R.: Stress Transformations, Tensile Strengths and Rupture Processess on the snow cover. «Ice and Snow» 1963, p. 560–575.
- [14] Haefeli, R.: Erdbaumechanische Probleme im Lichte der Schneeforschung. «Schweiz. Bauzeitung» 1944, Bd. 123, Nr. 2, 4 und 5. Mitt. der Versuchsanstalt für Wasserbau an der ETH Nr. 8.
- [15] Mohr, C., Haefeli, R., Meisser, L., Waltz, F. und Schaad, W.: Umbau der Landquartbrücke der Rhätischen Bahn in Klosters. «Schweiz. Bauzeitung» 1947, Nr. 1–3.
- [16] Haefeli, R., Schaefer, Ch. und Amberg, G.: The Behaviour under the influence of soil creep pressure of the Concrete Bridge Built at Klosters Switzerland. Proceedings of the Third Int. Conf. on Soil mechanics Switzerland, 1953, Vol. II, p. 175–179.
- [17] Terzaghi, K.: Stability on steep slopes and on hard unweathered Rock. «Géotechnique» 1962, No. 4.
- [18] Skempton, A. W.: Long-Terme Stability of clay slopes. «Géotechnique» 1964, No. 2.
- [19] Haefeli, R.: Mechanische Eigenschaften von Lockergesteinen. «Schweiz. Bauzeitung» 1938, Bd. 111, Nr. 24 und 26.
- [20] Haefeli, R.: Investigation and measurements of shear strength of saturated cohesive soils. «Géotechnique», Juni 1951.
- [21] Kieslinger, A.: Restspannung und Entspannung im Gestein. «Geologie und Bauwesen», 1958, H. 2, p. 95–112.
- [22] Matthes, F. E.: Geology and History of the Yosemite Valley.
- [23] Andrae, C.: Gebirgsdruckerfahrung und Baumethoden im schweiz. Tunnelbau. Internat. Gebirgsdrucktagung Loeben 1950. Urban, Wien 1950.
- [24] Terzaghi, K.: Rock defects and loads on tunnel support, Harvard University. Soil mechanics Series No. 25, 1946.
- [25] Renaud, J.: Der Strassentunnel unter dem Mont-Blanc. «Revue de la Fédération International du bâtiment et des Travaux Publics» 1964, No. 34.
- [26] Lanterno, E.: Le tunnel sous le Mont-Blanc et le Muséum de Genève. «Revue Musée de Genève» 1960, No. 32–33.
- [27] Kastner, H.: Statik des Tunnel- und Stollenbaues. Berlin 1962.
- [28] Jaeklin, F.: Felsmechanik und Tunnelbau. «Schweiz. Bauzeitung» 1965, S. 468–472.

- [27] Nye, J. F.: The motion of ice sheets and glaciers. «Journal of Glaciology» 1959, p. 493–507.
- [28] Haefeli, R.: Contribution to the movement and the form of ice sheets in the Arctic and Antarctic. «Journal of Glaciology» 1961, p. 1133–1151.
- [28a] Haefeli, R.: A Numerical and Experimental Method for Determining Ice motion in the Central Parts of Ice sheets. A.I.H.S. No. 61, Berkeley 1963.
- [29] Vialov, S. S.: Regularities of glacial shields movement and the theory of plastic viscous flow. A.I.H.S. Symposium of Chamonix 1958.
- [30] Sorge, E.: Mit Flugzeug, Faltboot und Filmkamera in den Eisfjorden Grönlands.
- [31] Müller, L.: The Rock slide in the Vajont Valley. «Felsmechanik und Ingenieurgeologie» 1964. Vol. II/3–4.
- [32] Ruegg, W.: Die Weisse Cordillere Perus und die Katastrophe vom Huascarán 1962. «Die Alpen» 1962, S. 278–284.
- [33] Morales, B.: Huascaran Avalanches in the Santa Valley. A.I.H.S., Internat. Symposium on Snow and Ice Avalanches, Davos 1965, p. 304–315.
- [34] Haefeli, R.: Note sur la classification, le mécanisme et le contrôle des avalanches de glace. Publication No 69 de l'AIHS, pp. 316–325 (1966) Symposium on snow and Ice avalanches, Davos 1965.
- [35] Katsumasa Yano and Atsuyuki Daido: Fundamental study on Mudflow. Bulletin of the Disaster Prevention, Research Institute Vol. 14 Part. 2.
- [36] Bjerrum, L.: Mechanism of progressive failure in slopes of overconsolidated plastic clays and clay shales. The Third Terzaghi lecture, Norwegian Geotechnical Institute Publication No. 62 (1966).
- [37] IUTAM: Symposium Grenoble 1964: Rheology and Soil mechanics 1966.
- [38] Bishop, A. W.: Test Requirements for Measuring the Coefficient of Earth Pressure at Rest. Brussels Conference 58 on Earth Pressure Problems (1958).
- [39] Casagrande, A.: Hohe Steindämme. Mitteilungen des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Hochschule Wien, Heft 6 (1965).

Adresse des Verfassers: Prof. Dr. R. Haefeli, Susenbergstrasse 193, 8044 Zürich.

Veröffentlichungen der Schweizerischen Gesellschaft für Bodenmechanik und Fundationstechnik

Nr.	Nr.
44 1963 D. Bonnard Résultats de récentes recherches relatives au dimensionnement des fondations des chaussées G. Schnitter Die Geotechnik im neuzeitlichen Straßenbau	52 1964 Beiträge Schweizer Autoren zur Europäischen Baugrubentagung, Wiesbaden 1963 R. Haefeli: Beitrag zur Bestimmung der Zusammendrückbarkeit des Bodens <i>in situ</i> . — W. Heierli: Dynamische Setzungen von Böden. — H. Bendel: Die Setzungsberechnung von Straßenbündämmen. — J. Huder und R. A. Sevaldson: Setzungen und Verfestigung im strukturempfindlichen Untergrund. — R. A. Sevaldson und R. Schiltknecht: Straßenbamm auf wenig tragfähigem Baugrund. — A. Schneller: Die Wirkung von unterschiedlichen Fundamentverschiebungen auf Brückenüberbauten
45 1963 G. Schnitter und R. Jenisch vergriffen Die Dimensionierung des Straßenoberbaus mit flexibler Decke Armin von Moos Geotechnische Probleme beim Bau schweizerischer Nationalstraßen	53 1965 Problèmes géotechniques en relation avec la construction des autoroutes — Geotechnische Probleme im Straßenbau J. Weber: L'autoroute à Genève. — C. Dériaz: Les services publics et la construction de l'autoroute. — P. Dériaz/B. Graf: Problèmes géotechniques posés par la bretelle Lausanne-Cointrin de l'échangeur du Vengeron. — P. Dériaz: Prévisions et observations des tassements pour deux immeubles récents à Genève. — H. B. de Cérenville et I. K. Karakas: Problèmes géotechniques à l'intersection de l'autoroute Genève-Lausanne et des voies des chemins de fer fédéraux au lieu-dit: «En larges pièces.» — P. Knoblauch: Die Autobahnbaustelle im Kanton Genf. — Dr. A. v. Moos: Schweizerische Erfahrung im Straßenbau auf Torf
46 1963 Problèmes d'injections. Conférences tenues à la 6 ^e Assemblée générale le 9 juin 1961 H. Cambefort: L'injection et ses problèmes. — R. Barbedette: Percement des galeries en terrain difficile, méthode des injections à l'avancement. — K. Boesch: Injektionen im Fels. — K.-A. Fern et W.-H. Montgomery: Quelques applications du coulis chimique AM-9. — A. Verrey: L'aménagement hydroélectrique de Mattmark. — B. Gilg: Das Kraftwerk Mattmark — Das Projekt des Dichtungsschirmes unter dem Staudamm Mattmark. — Ch. E. Blatter: Vorversuche und Ausführung des Injektionsschleiers in Mattmark	54 1965 A. v. Moos Der Bau des Abschnittes Opfikon J. Bärlocher Verdichtungsmessungen
47 1964 Bodenmechanische Grundlagen der Stützmauerberechnung. H. Stüssi: Die Bedeutung der Stützmauern im Straßenbau. — Ch. Schaefer: Les fondements géotechniques du calcul des murs de soutènement. — R. Wullmann: Grundlagen der Erddruckberechnung. — H. Bendel: Die Berechnung der Mauerfundation. — H. R. Hugi: Stützmauerstabellen, Berechnung des Mauerkörpers. — D. J. Rohner: Zum Problem der Fundamentdimensionierung. — J. Haller: Zum Einsatz elektronischer Rechnergeräte bei der Erstellung der Stützmauer- und Tragfähigkeitstabellen. — W. Heierli: Ein elektronisches Programm zur Berechnung allgemeiner Stützmauern. — E. Knecht: Ausführungstechnische Gesichtspunkte bei der Erstellung von Stützmauern. — R. Haefeli: Wesen und Berechnung des Kriechdruckes. — Ed. Rey: La construction des murs de soutènement considérée du point de vue économique: leur sécurité et leur contrôle	55 1965 Nationalstraßenbau im Tessin. Vorträge, gehalten anlässlich der 8. Hauperversammlung in Lugano am 14./15. Juni 1963 Construction des routes nationales dans le Tessin. Conférences tenues lors de la 8 ^e assemblée générale à Lugano le 14 et 15 juin 1963 F. Zorzi: Das Problem der Nationalstraßen im Tessin. / Il problema delle strade nazionali nel Cantone Ticino. — Max Waldburger: Die Probleme des Unterbaus und der Bodenmechanik beim Bau der Autobahn südlich von Bissose (Tessin). / Les problèmes de fondations et de mécanique des sols posés par la construction de l'autoroute au sud de Bissose
48 1964 I. Karakas Utilisation de machines électroniques pour calculer la stabilité des talus. — Quelques aspects géotechniques de la construction de la fondation de l'autoroute Genève-Lausanne E. Recordon Utilisation du nucléodensimètre pour le contrôle de la compacité des remblais. — Filtres pour drainages	56 1965 Merkblätter über Erdbebenintensität und Gefährdung von Bauwerken und über Erdbebenzentren der Schweiz nach Beobachtungen des schweiz. Erdbebendienstes, kombiniert mit der tektonischen Karte der Schweiz
49 1964 G. Schnitter vergriffen Bentonit im Grundbau R. Delisle et Ed. Recordon Le mur de soutènement de la gare de Genève-La Praille Ch. Schaefer et G. Amberg Expériences faites avec des cellules à pression placées dans une culée d'une route en béton précontraint	57 1965 R. Winterhalter Terrainbewegungen, Karte
50 1964 Vorträge über Felsmechanik, gehalten an der Herbstversammlung in Luzern am 9. November 1962 G. Schnitter: Theoretische Grundlagen der Felsmechanik und geschichtlicher Rückblick. — F. de Quervain: Der Fels als Gesteins-Großbereich. — O. Frey-Baer: Stollenvortrieb-Sicherung. — W. Weyermann: Verbesserung der Felseigenschaften durch Injektionen. — L. Müller: Die technischen Eigenschaften des Gebirges und ihr Einfluß auf die Gestaltung von Felsbauwerken. — J.-C. Ott: Résultats des essais à haute pression de puits blindé d'Electra-Massa (Valais). — F. Robert: Techniques des mesures appliquées aux essais du blindé d'Electra-Massa. — M.-F. Bollo: L'étude du comportement géotechnique des roches cristallines et l'exécution des tunnels sous forte couverture	58 1965 M. Soldini Contribution à l'étude théorique et expérimentale des déformations d'un sol horizontal élastique à l'aide d'une loi de seconde approximation
51 1964 H. Haller Das Verhalten eines gesättigten, bindigen Bodens unter plötzlich aufgebrachter Last und unter Wechselbelastung	59 1965 Staudamm Mattmark. Vorträge, gehalten anlässlich der Herbsttagung in Brig am 2./3. Oktober 1964 G. Schnitter: Neuere Entwicklungen im Bau von Staudämmen und der Mattmark-Damm. — B. Gilg: Erdbaumechanische Probleme bei der Projektierung und beim Bau des Staudamms Mattmark. — W. Eng: Einige Gedanken zur Mechanisierung auf großen Tiefbaustellen. Quelques réflexions sur la mécanisation dans les grands chantiers de génie civil. Unternehmerprobleme bei großen Tiefbauten. Problemi concernenti grandi imprese del genio civile
	60 1965 Zusammendrückungsmoduli (Steifeziffer) und Setzungsanalyse. Vorträge, gehalten an der Frühjahrstagung vom 24. April 1964 in Fribourg K. F. Henke: Definition und Theorien der Steifeziffer. — J. Huder: Die Zusammendrückbarkeit des Bodens und deren Bestimmung. — J. Verdeyen: L'application à la pratique des coefficients de raideur du sol. — R. Haefeli und T. Berg: Steifeziffer und Setzungsanalyse
	61 1965 F. P. Jaeklin Beitrag zur Felsmechanik

Fortsetzung siehe 4. Umschlagseite

Veröffentlichungen der Schweizerischen Gesellschaft für Bodenmechanik und Fundationstechnik

Nr.

- 62 1967 Erd- und Felsanker. Vorträge, gehalten an der Frühjahrstagung vom 14./15. Mai 1965 in Zürich

J. C. Ott: Les ancrages en rocher ou dans le sol et les effets de la précontrainte. — J. Huder: Erdanker, Wirkungsweise und Berechnung. — H. G. Elsaesser: Erfahrungen mit vorgespannten Fels- und Alluvialankern, System VSL. — Kh. Bauer: Der Injektionsanker System Bauer. — K. Frey: Die Perfo-Anker-Methode. — H. Blattmann: Der Fels- und Schalungsanker Typ «Arefix». — Meißner: Ankerpfähle System «Monierbau». — A. Müller: Verankerungspfähle System MV. — H. R. Müller: Erfahrungen mit Verankerungen System BBRV in Fels- und Lockergesteinen. — A. Rufiner: Anwendung von vorgespannten Felsankern (System BBRV) bei der Erhöhung der Spullersee-Talsperren. — Ch. Comte: L'utilisation des ancrages en rocher et en terrain meuble. — A. Mayer et F. Rosset: Anchage d'une paroi moulée dans le sol au chantier de l'UNESCO à Paris. — B. Gilg: Verankerungen im Fels und Lockergestein. — R. Barbedette: Le tirant S.I.F. type «T.M.» pour terrains meubles. — H. Bendel: Erdanker System Stump-Bohr AG. — E. Weber: Injektionsanker, System Stump-Bohr AG für Verankerungen im Lockergestein und Fels. — M. Pliskin: Ancreages précontraints dans le rocher système Freyssinet. — A. Ernsl: Felsanker Ancriall. — M. Ladner: Erfahrungen aus Versuchen an Felsankern

- 63 1967 Beiträge Schweizer Autoren zum 6. Internationalen Erbaukongress, Montreal 1965

H. G. Locher: Combined Cast-In-Place and Precast Piles for the Reduction of Negative Friction Caused by Embankment Fill. — M. Müller-Vonmoos: Determination of Organic Matter for the Classification of Soil Samples. — E. Bamert, G. Schnitter and M. Weber: Triaxial and Seismic Laboratory Tests for Stress-Strain-Time Studies. — B. Gilg: Digue de Göschenen-alp: essais, mise en place, compaction et comportement.

Kurzreferate, gehalten anlässlich der Herbsttagung in Bern am 12. November 1965

M. Halder: Internationaler Erbaukongress 1965. — R. Ledermann: Tieffundationen. — A. von Moos: Allgemeine Bodeneigenschaften. — H. G. Locher: Bodeneigenschaften, Scherfestigkeit und Konsolidation. — Ch. Schaefer: Barrage en terre et de roches; Talus et tranchées ouvertes. — H. B. de Céenville: Poussées des terres et de roches. — Ed. Recordon: Fondations peu profondes et chaussées. — R. Haefeli: Kriechen und progressiver Bruch in Schnee, Boden, Fels und Eis

Nr.

- 64 1967 E. Recordon

Essais AASHO et dimensionnement des chaussées en Suisse romande

E. Recordon et J.-M. Despond
Prévision de la profondeur d'action du gel dans les chaussées

A. von Moos
Geotechnische Untersuchungen für den Abschnitt Wil-St. Gallen West der Nationalstraße N 1

A. Aegerter
Die Nationalstraße N 2 im Kanton BL

- 65 1967 R. Maret

Le renforcement des fondations du Pont du Mont-Blanc, à Genève, Travail exécuté par les «Hommes-grenouilles»