

Nº 105	MITTEILUNGEN der Schweizerischen Gesellschaft für Boden- und Felsmechanik PUBLICAION de la Société Suisse de Mécanique des Sols et des Roches Herbsttagung 1981, 6. November, Bern — Session d'automne 1981, 6 novembre, Berne
--------	--

**Berichte über den X. Internationalen Kongress
der Bodenmechanik und Fundationstechnik,
Stockholm, Juni 1981**

Schweizer Tätigkeit auf dem Bausektor im Ausland

**Rapports sur le X^e Congrès International de
Mécanique des Sols et Technique de Fondations,
Stockholm, juin 1981**

**Activité suisse dans le domaine de la construction
à l'étranger**

Aufführung der Vorträge / Liste des conférences

- F. Bucher : X. Internationale Konferenz für Bodenmechanik und Grundbau Bodenmechanische und fundationstechnische Themen
- J. Studer : Bodendynamische Problemstellungen
- M. Dysli : Tendances actuelles dans l'usage des modèles mathématiques en géotechnique
- F. Marti : Aspects généraux de la construction à l'étranger
- R. Sinniger : Schweizer Bauingenieure im internationalen Wettbewerb
- C. Bubb : Das Pumpspeicherwerk Dinorwic / Wales
- P. Honold, J.M. Jeanneret : Recherches appliquées à l'étranger
- H. Zeindler : Internationale Normierung von Sonden Gegenwärtiger Stand

Anhang / Appendix :

Schweizer Beiträge zum X. ICSMFE, Stockholm, Juni 1981
Contributions suisses au X. ICSMFE, Stockholm, juin 1981

N° 105	MITTEILUNGEN der Schweizerischen Gesellschaft für Boden- und Felsmechanik PUBLICATION de la Société Suisse de Mécanique des Sols et des Roches Herbsttagung 1981, 6. November, Bern — Session d'automne 1981, 6 novembre, Berne
--------	---

**Berichte über den X. Internationalen Kongress
der Bodenmechanik und Fundationstechnik,
Stockholm, Juni 1981**

Schweizer Tätigkeit auf dem Bausektor im Ausland

**Rapports sur le X^e Congrès International de
Mécanique des Sols et Technique de Fondations,
Stockholm, juin 1981**

**Activité suisse dans le domaine de la construction
à l'étranger**

Aufführung der Vorträge / Liste des conférences

- F. Bucher : X. Internationale Konferenz für Bodenmechanik und Grundbau Bodenmechanische und fundationstechnische Themen
- J. Studer : Bodendynamische Problemstellungen
- M. Dysli : Tendances actuelles dans l'usage des modèles mathématiques en géotechnique
- F. Marti : Aspects généraux de la construction à l'étranger
- R. Sinniger : Schweizer Bauingenieure im internationalen Wettbewerb
- C. Bubb : Das Pumpspeicherwerk Dinorwic / Wales
- P. Honold, J.M. Jeanneret : Recherches appliquées à l'étranger
- H. Zeindler : Internationale Normierung von Sonden Gegenwärtiger Stand

Anhang / Appendice :

Schweizer Beiträge zum X. ICSMFE, Stockholm, Juni 1981
Contributions suisses au X. ICSMFE, Stockholm, juin 1981

Nº 105	MITTEILUNGEN der Schweizerischen Gesellschaft für Boden- und Felsmechanik PUBLICATION de la Société Suisse de Mécanique des Sols et des Roches
	Herbsttagung 1981, 6. November, Bern — Session d'automne 1981, 6 novembre, Berne

X. Internationale Konferenz für Bodenmechanik und Grundbau Bodenmechanische und fundationstechnische Themen

Von Felix Bucher, Institut für Grundbau und Bodenmechanik, ETH Zürich

In diesem Jahr hat vom 15. bis 19. Juni die Internationale Konferenz für Bodenmechanik und Grundbau in Stockholm stattgefunden. Es war die X. Konferenz in der Reihe der internationalen Kongresse für Bodenmechanik und Grundbau, welche im Jahre 1936 in Cambridge ihren Anfang nahm und seit 1953 — dem III. Kongress in Zürich — alle 4 Jahre fortgesetzt wurde (vgl. Tabelle 1).

I	Cambridge	1936
II	Rotterdam	1948
III	Zürich	1953
IV	London	1957
V	Paris	1961
VI	Montreal	1965
VII	Mexico	1969
VIII	Moskau	1973
IX	Tokyo	1977
X	Stockholm	1981

Tabelle 1: Übersicht über die bisherigen internationalen Konferenzen für Bodenmechanik und Grundbau mit Ort und Zeit der Konferenz.

Die X. Konferenz in Stockholm hatte zum Ziel, den in Bodenmechanik und im Grundbau tätigen Ingenieuren und Wissenschaftlern einen Erfahrungsaustausch zu ermöglichen. Neue Ideen und Errungenschaften sollten präsentiert und Erfahrungen und Informationen weitergegeben werden können. Dazu waren im Programm der Konferenz recht umfassend 12 Themen ausgeschrieben worden, zu denen schriftliche Beiträge eingereicht werden konnten. Es wurde ausgiebig davon Gebrauch gemacht, wurden doch 500 Beiträge eingereicht, die in drei Kongressbänden auf 2500 Seiten publiziert wurden [1]. In einem vierten, heute noch nicht erschienenen Band werden die zusammenfassenden Berichte und die Diskussionsbeiträge veröffentlicht werden.

Die 12 Themen und die Anzahl der Beiträge zu den einzelnen Themen gehen aus Tabelle 2 hervor.

Insgesamt stammen 9 Beiträge aus der Schweiz. Ihre Zuordnung zu den Themen ist in Tabelle 2 mit den Werten in Klammern angegeben, und das vorliegende Heft des SGBF enthält Sonderdrücke aller 9 Beiträge.

Betreffend die Auswahl der Themen für die X. Konferenz in Stockholm fällt auf, dass eine Reihe von Themen bereits in der I. Internationalen Konferenz vor 45 Jahren und in den meisten

Themen	Beiträge
1 Voraussage und Verhalten	51
2 Tunnel in Lockergestein	19 (2)
3 Grundwasser und Sickerströmung	29
4 Laborversuche	64
5 Zusammenwirken von Boden und Bauwerk	58 (1)
6 Umweltschutz (einschl. Deponien)	21
7 Prospektion und Probennahme	38
8 Pfahlfundationen	63 (1)
9 Erhaltung und Sanierung von Baudenkmalen	29 (1)
10 Bodendynamik	32 (1)
11 Böschungsstabilität	49 (3)
12 Verbesserung von Böden	46

Tabelle 2: Übersicht über die Konferenzthemen und Anzahl der Beiträge. Beiträge aus der Schweiz in Klammern.

der nachfolgenden Konferenzen immer wieder behandelt wurden. Doch offensichtlich sind diese Themen immer noch beliebt, haben sie doch sehr viele Beiträge erhalten. Es sind dies etwa die Themen (4) Laborversuche, (8) Pfahlfundationen und (11) Böschungsstabilität. Andererseits wurden aber auch zwei Themen aufgenommen, die erst in unserer heutigen Zeit besonders aktuell geworden sind.

Dies ist einmal Thema (6) Umweltschutz einschliesslich Deponien. Zu diesem Thema wurde von Sembenelli und Ueshita ein ausgezeichneter "state-of-the-art"-Bericht abgefasst [2]. Darin findet man die ganze Fülle von geotechnischen Aufgaben in einer systematischen Gliederung, wie sie aus Tabelle 3 hervorgeht. Ebenso werden dort viele instruktive praktische Beispiele wie auch ein umfassendes Literaturverzeichnis gegeben.

Der Beitrag der Geotechnik an den Umweltschutz, z.B. bei der Lösung von Deponieproblemen, der Verwendung von Abfallprodukten als Baustoffe, usw. wird durch 21 Publikationen mit Beispielen aus allen fünf Erdteilen recht deutlich illustriert und diese veranschaulichen im weiteren, dass die heutigen rechnerischen und experimentellen Methoden der Bodenmechanik z.T. nicht genügen und auf die neuen Problemstellungen auszurichten sind. Als Beispiel sei ein Beitrag zu (G) Deponien im

A	Verbesserung von Böden und Wiederverwendung von Abfallprodukten
B	Materialentnahmen an der Oberfläche
C	Materialentnahmen aus dem Untergrund
D	Deponien an der Oberfläche
E	Flüssigkeitssentnahme aus dem Untergrund
F	Flüssigkeitsspeicher an der Oberfläche
G	Deponien im Untergrund
H	Umweltprobleme der Städte

Tabelle 3: Gliederung für geotechnische Aufgaben im Zusammenhang mit dem Umweltschutz.

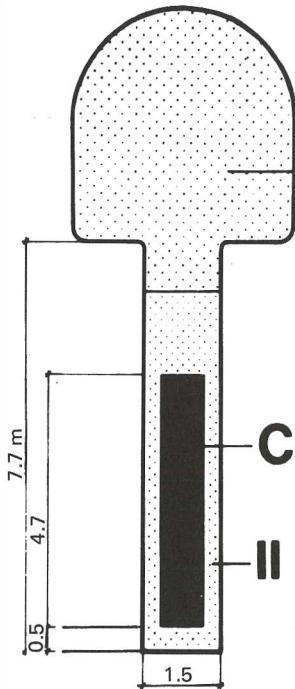


Fig. 1: Schematischer Schnitt durch Tunnel und vertikale Bohrung mit Behälter für radioaktive Abfälle (C). Verfüllung des Tunnels mit Sand/Bentonit Mischung (I), Verfüllung der Bohrung um den Behälter mit hochverdichtetem Bentonit (II).

Untergrund, der von Pusch [3] eingereicht wurde, erwähnt. Die in diesem Beitrag beschriebenen Untersuchungen an hochverdichtetem Bentonit stehen im Zusammenhang mit den Arbeiten für das schwedische Konzept der Endlagerung radioaktiver Abfälle (siehe Fig. 1). Die interessanten Ergebnisse der Untersuchungen zeigen, wie die Bodenmechanik — etwa bei der Eignungsprüfung von Verfüllmaterialien — mit neuen Problemstellungen konfrontiert wird.

Andererseits stellt Thema (9) Erhaltung und Sanierung von Städten und Baudenkämlern ein Novum an einer internationalen Konferenz für Bodenmechanik und Grundbau dar. Grundlegende Gedanken und eine gute Auswahl von Beispielen besonders zur Unterfangung von Bauwerken enthält der "state-of-the-art"-Bericht von Smoltczyk [4]. Die 29 Publikationen, die zu diesem Thema eingereicht wurden, behandeln neben vielen international bekannten Baudenkämlern auch die Kathedrale St. Pierre von Genf in einem Beitrag von Comte und Stencek [5]. Das unmittelbare Beispiel war aber die Altstadt von Stockholm, der zwei Publikationen [6, 7] und eine technische Besichtigung gewidmet waren. In der Situation (Fig. 2) ist dargestellt, dass nur der Kern der Altstadt auf einer glazialen Ablagerung (Eske) und somit auf tragfähigem Grund fundiert ist. Die vorgelagerten, später erstellten Gebäude wurden mittels Holzrosten und Holzpählen in Auffüllmaterialien gegründet, wie dies der Schnitt in Fig. 3 zeigt. Langandauernde Setzungen der Auffüllmaterialien (2-8 mm/Jahr) und ein Absinken des Grundwasserspiegels infolge der Hebung Skandinaviens nach der Eiszeit (1,3 m in den letzten 300 Jahren) haben zu umfangreichen Schäden an den Gebäuden geführt. In Fig. 4 ist ein Detail davon zu sehen. Mit grossen finanziellen und technischen Anstrengungen wird versucht, die Altstadt Stockholms zu retten. Die Fundationen von etwa 60 Bauten wurden bereits saniert, doch sind weitere 120 Gebäude gefährdet und müssen unterfangen werden. Mit verschiedenen Unterfangungs- und Pfahlsystemen wurden Erfahrungen gesammelt, die bei ähnlichen Aufgaben beigezogen werden können. Infolge der zunehmenden Wertschätzung alter und historischer Bauten und Baudenkämlern werden solche Aufgaben auch bei uns noch vermehrt auf die Geotechnik zukommen.

Wenn nun im folgenden Einzelaspekte aus den Beiträgen zur X. Internationalen Konferenz erwähnt werden sollen, muss die Auswahl — in Anbetracht der Menge der Beiträge — recht willkürlich erfolgen und beschränkt sich im wesentlichen auf je eine Weiterentwicklung auf dem Gebiet der Labor- und der Modellversuchstechnik.

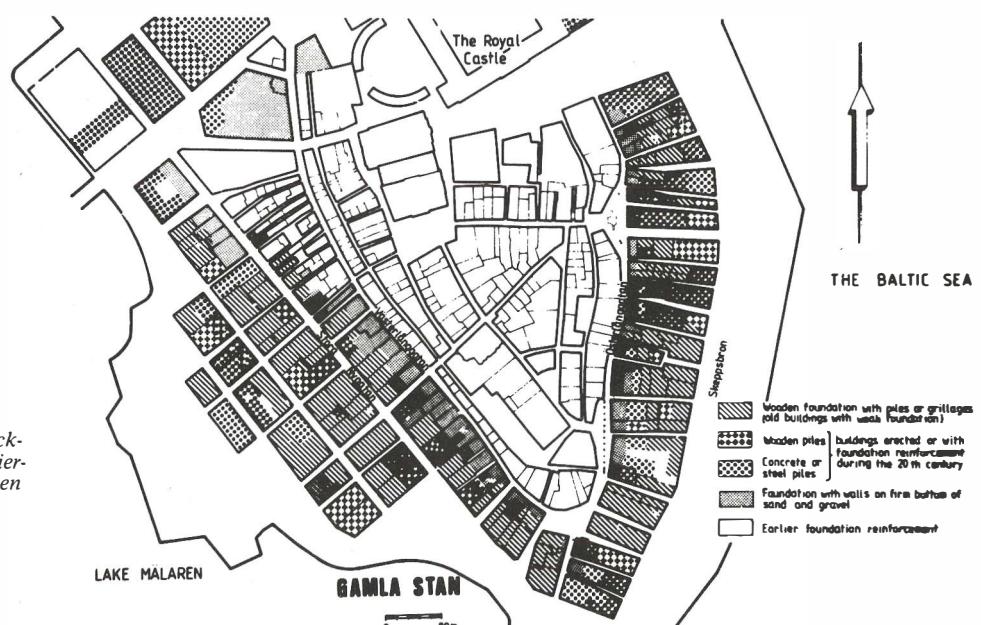


Fig. 2: Situation der Altstadt von Stockholm mit auf tragfähigem Grund fundierten Bauten (Kern) und auf Auffüllungen fundierten Bauten (Uferzonen).

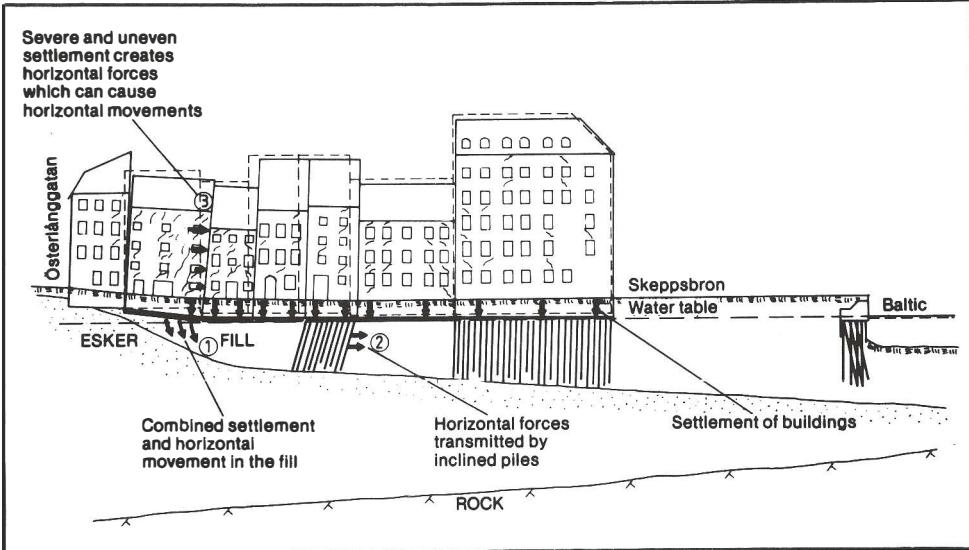


Fig. 3: Typischer Schnitt der Altstadt von Stockholm in der Uferzone mit vertikalen und horizontalen Verschiebungen.

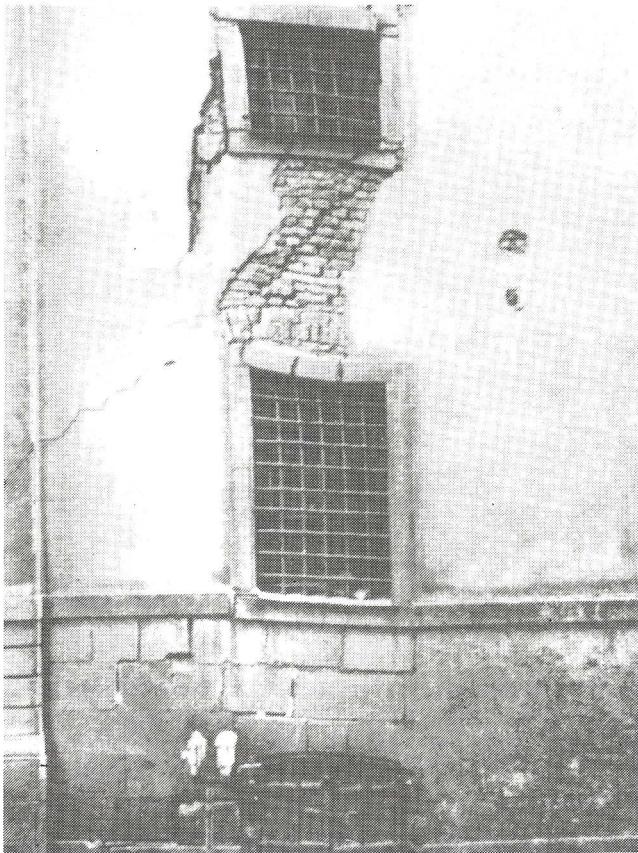


Fig. 4: Detail von Setzungsschäden an einem Gebäude der Altstadt von Stockholm im Übergang vom tragfähigen Baugrund zur Uferzone.

Im konventionellen Oedometerversuch wird bekanntlich die vertikale Belastung in Lastinkrementen (IL-Versuch) aufgebracht. Dies hat zur Folge, dass im Lastsetzungsdia gramm nur einzelne Punkte bekannt sind, der Verlauf dazwischen jedoch interpoliert werden muss. Demgegenüber schlagen Janbu, Tokheim und Senneset [8] in ihrem Beitrag vor, die Last in Oedometerversuchen kontinuierlich (CL-Versuch) zu steigern. Das für ihre Versuche verwendete Gerät ist in Fig. 5 gezeigt. Es besteht aus einer Oedometerzelle ($F = 20 \text{ cm}^2$, $H = 2 \text{ cm}$), die nur nach oben drainiert ist. Unten an der Probe wird während dem Versuch die Porenwasserspannung gemessen. Die Last wird elektromechanisch aufgebracht, und der Vorschub wird im Bereich von 0.0022 mm/min bis 0.18 mm/min so variiert, dass

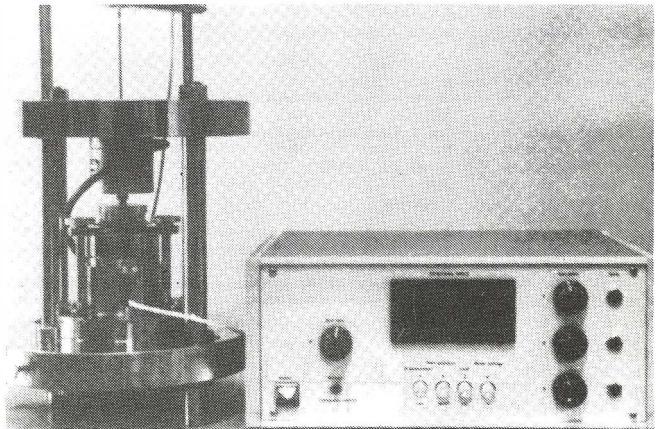


Fig. 5: Oedometer für kontinuierliche Laststeigerung (CL-Versuch).

der Porenwasserdruck unten an der Probe immer in einem konstanten Verhältnis zur Normalspannung in der Probe steht. Während dem Versuch werden die Last, die Deformation der Probe und die Porenwasserspannung elektronisch gemessen. Aus den gespeicherten Werten kann die mittlere effektive Normalspannung auf der Probe σ' , der Deformationsmodul M , der Konsolidationskoeffizient c_v und die Deformationsrate δ über den gesamten Versuchsverlauf berechnet und aufgezeichnet werden (Fig. 6). Der CL-Oedometerversuch hat zwei bedeutende Vorteile gegenüber dem IL-Versuch. Einmal wird der Verlauf der Zusammendrückungskurve, wie Fig. 6 zeigt, lückenlos erfasst, und damit lässt sich der Versuch, insbesondere auch bezüglich einer allfälligen Überkonsolidation, besser auswerten. Der zweite und vielleicht noch wichtigere Vorteil ist, dass die Versuchsdauer stark abgekürzt wird. Ein CL-Versuch kann etwa in einem halben Tag durchgeführt werden, während der konventionelle IL-Versuch bei Belastungsintervallen von 24 h etwa eine Woche dauert. Die kürzere Versuchsdauer wirkt sich auch günstig auf die Kosten des Versuches aus.

Der Vorschlag, vom konventionellen Oedometerversuch abzukommen, ist nicht neu. Vor rund 10 Jahren wurde bereits ein deformationsgesteuerter Oedometerversuch (CRS-Versuch) vorgeschlagen, der dem CL-Oedometerversuch ähnlich ist [9], sich jedoch noch wenig verbreitet hat. Janbu et al. zeigen mit ihrem Artikel jedoch deutlich, dass von der apparativen und von der theoretischen Seite her die Vorteile des CL-Versuches ausgenutzt werden können und auch sollten.

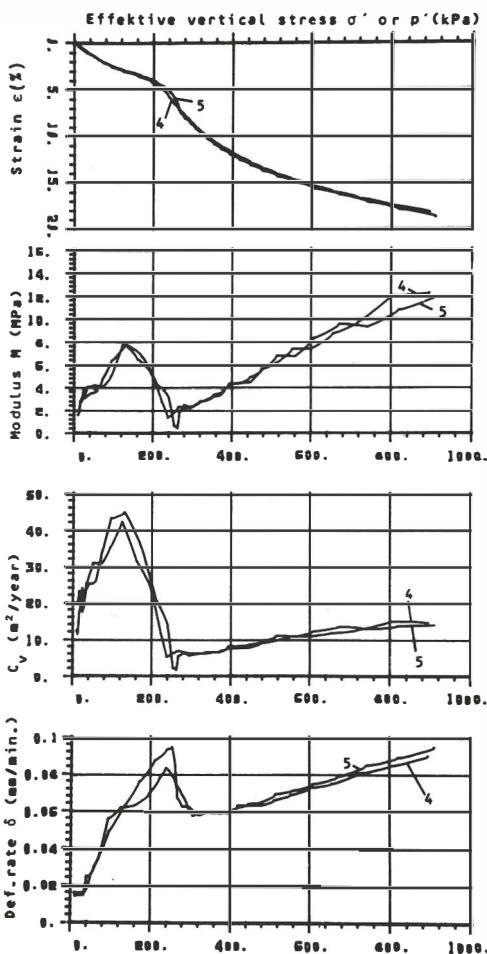


Fig. 6: Ergebnisse eines CL-Oedometerversuches in Abhängigkeit der effektiven vertikalen Belastung.

In mehreren Beiträgen zur X. Internationalen Konferenz wurden Resultate von Modellversuchen beschrieben, die den Fortschritt der Modellversuchstechnik in den letzten Jahren dokumentieren. Dieser Fortschritt ist der Einführung der Zentrifugenmodelle in der Bodenmechanik zu verdanken, mit denen die Ähnlichkeitsbedingungen bedeutend besser erfüllt werden können. Tabelle 4 zeigt dies für das Beispiel von Modellankerplatten (Fig. 7). Werden solche Ankerplatten in einem konventionellen Modell auf ihren Ausreisswiderstand geprüft, sind blos 4 Ähnlichkeitsbedingungen erfüllt. Vergrößert man hingegen im Modellversuch die Beschleunigung um den Massstabsfaktor n gegenüber der Erdbeschleunigung, können insgesamt 7 von 8 Bedingungen erfüllt werden. Für die Erhöhung der Beschleunigung wird das Modell an einer Zentrifuge montiert, und die Versuche am Modell werden durchgeführt, während dieses mit einer Geschwindigkeit von z.B. 300 km/h rotiert. In Fig. 8 ist als Beispiel die Zentrifuge der Dänischen Ingenieurakademie mit dem Behälter für die Aufnahme des Modells abgebildet. Üblicherweise werden Modellmassstäbe von etwa 60-100 verwendet. Anspruchsvoll ist vor allem die Messtechnik, für die z.B. speziell kleine Druckdosen entwickelt werden mussten. Für den Fall der Ankerplatten sind die Resultate aus den Untersuchungen von Ovesen [11] für horizontale oder geneigte Ankerplatten in Fig. 9 gegeben. (Die Resultate für vertikale Ankerplatten sind berechnet und stammen nicht aus Zentrifugenmodellversuchen). In Fig. 10 sind Versuchsresultate für horizontale Ankerplatten mit theoretischen Werten verglichen. Von vier Theorien [12, 13, 14, 15] scheint jene von Meyerhof mit den Modellversuchen — bei einer Abweichung von ca. 15% — am besten übereinzustimmen.

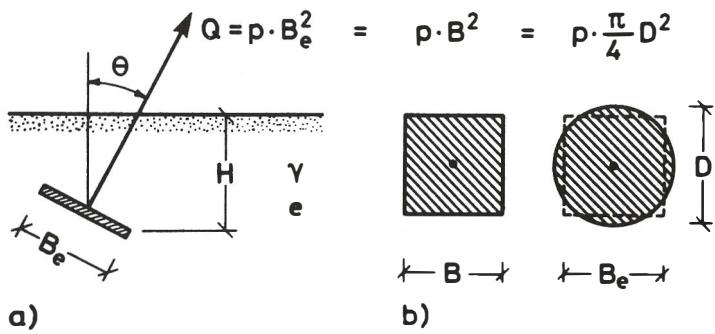


Fig. 7: a) Geneigte Ankerplatte, b) Bezeichnungen bei quadratischer und runder Platte.

	PROTOTYP MASSSTAB 1:1 BESCHLEUNIGUNG g	KONVENTIONELLES MODELL MASSSTAB 1:n BESCHLEUNIGUNG g	ZENTRIFUGEN- MODELL MASSSTAB 1:n BESCHLEUNIGUNG ng
1	$H/B_e = \frac{1}{B_e/H}$	H/B_e ähnlich	H/B_e ähnlich
2	θ	θ ähnlich	θ ähnlich
3	e	e ähnlich	e ähnlich
4	ϕ_μ	ϕ_μ ähnlich	ϕ_μ ähnlich
5	$\frac{\sigma_c}{\gamma \cdot H}$	$\frac{\sigma_c}{\gamma \cdot H/n}$ nicht ähnlich	$\frac{\sigma_c}{\gamma n \cdot H/n}$ ähnlich
6	$\frac{\sigma_g}{\gamma \cdot H}$	$\frac{\sigma_g}{\gamma \cdot H/n}$ nicht ähnlich	$\frac{\sigma_g}{\gamma n \cdot H/n}$ ähnlich
7	$\frac{E_g}{\gamma \cdot H}$	$\frac{E_g}{\gamma \cdot H/n}$ nicht ähnlich	$\frac{E_g}{\gamma n \cdot H/n}$ ähnlich
8	$\frac{d_g}{H}$	$\frac{d_g}{H/n}$ nicht ähnlich	$\frac{d_g}{H/n}$ nicht ähnlich

Tabelle 4

Ähnlichkeitsbedingungen bei konventionellem Modell und Zentrifugenmodell. Bezeichnungen gemäß Fig. 7; e : Porenziffer, γ : Raumgewicht, ϕ_μ : Winkel der inneren Reibung, σ_c : Kohäsion, σ_g : Kornfestigkeit, E_g : Elastizitätsmodul des Kornmaterials, d_g : mittlerer Korn durchmesser.

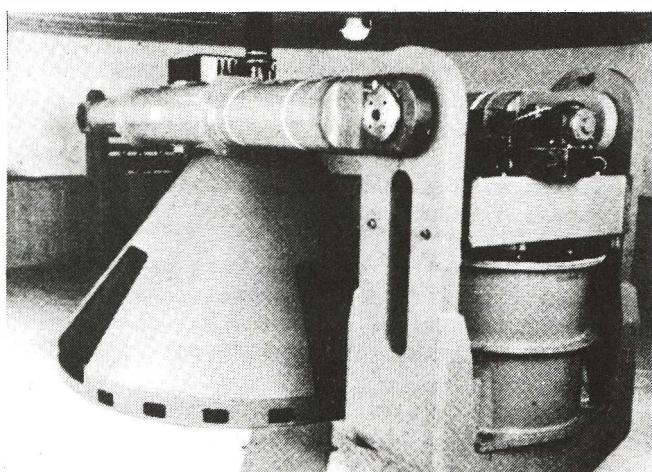


Fig. 8: Zentrifuge der Dänischen Ingenieurakademie [10].

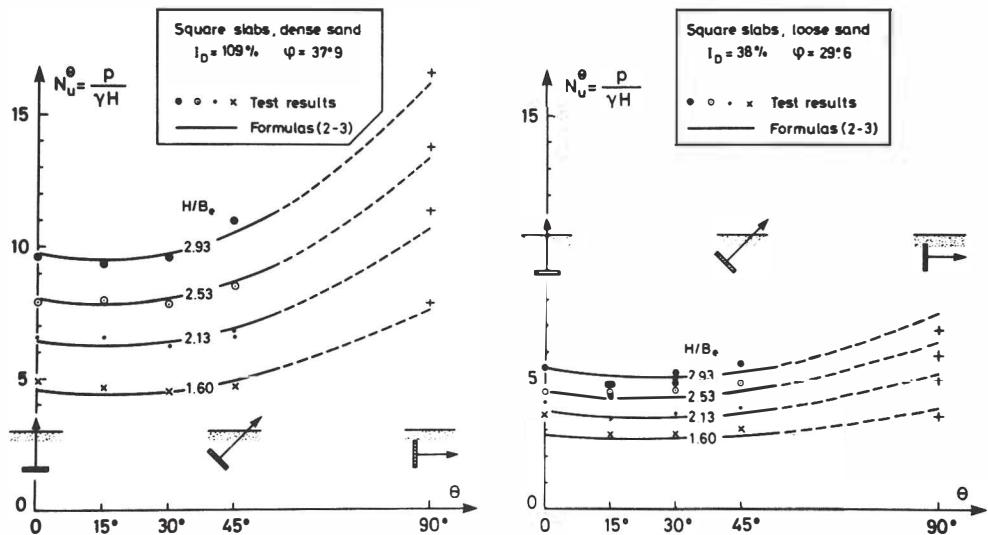


Fig. 9: Versuchsresultate von Zentrifugenmodellversuchen an horizontalen und geneigten Ankerplatten in der Form des dimensionslosen Tragfähigkeitsbeiwertes N_u^θ .

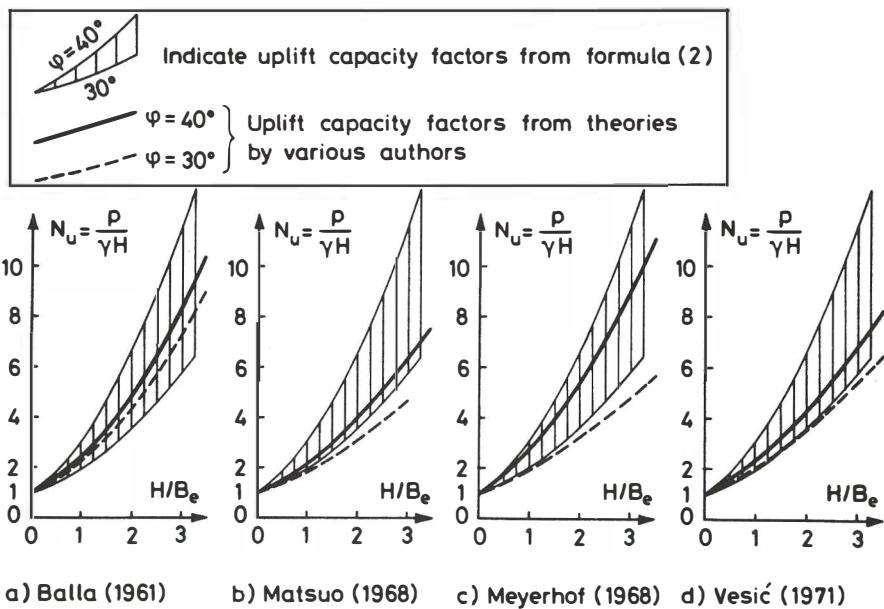


Fig. 10: Vergleich der Ergebnisse der Zentrifugenmodellversuche mit theoretischen Werten.

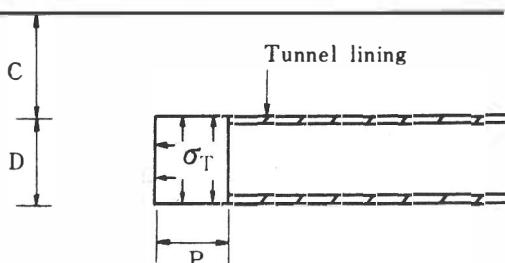


Fig. 11: Stabilität der Ortsbrust und des anschliessend nicht ausgebauten Tunnelquerschnittes in weichem tonigem Untergrund, mit und ohne Drucklufthaltung.

Zwei weitere Untersuchungen mit der Zentrifugenmodelltechnik betreffen den Tunnelbau. In einem Beitrag [16] wurde die Stabilität der Ortsbrust und des anschliessend nicht ausgebauten Tunnelquerschnittes untersucht. Die Untersuchung wurde durchgeführt für einen weichen tonigen Untergrund und für die Fälle mit und ohne Drucklufthaltung (Fig. 11). Die Ergebnisse der Versuche haben Werte, wie sie z.B. von Broms und Bennermark [17] bekannt sind, bestätigt und sie für abweichende geometrische Bedingungen in Funktion von C/D und P/D gemäss Figur 12 ergänzt. Ein ähnlicher Beitrag [18] befasst sich mit den Oberflächensetzungen wie sie sich beim Bau eines Tunnels über dessen Scheitel einstellen können (Fig. 13).

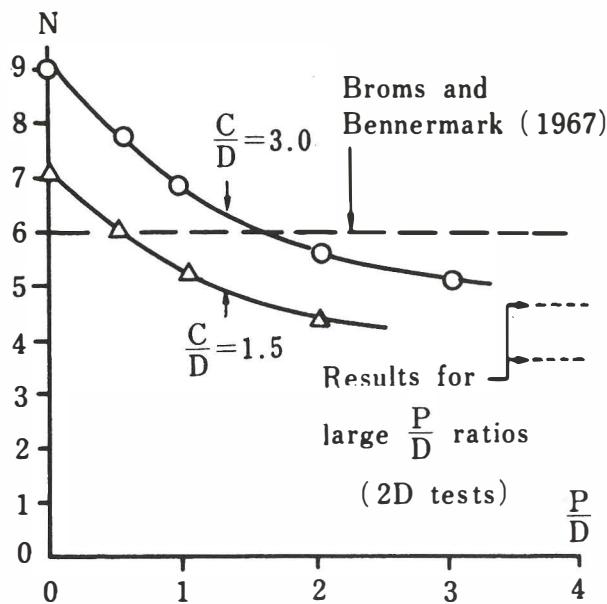


Fig. 12: Stabilitätsbeiwert $N = \frac{\sigma_z - \sigma_T}{c_u}$ in Abhängigkeit von P/D .
 σ_z : Überlagerungsdruck in der Tiefe der Tunnelaxe; σ_T : Innendruck;
 c_u : undrainierte Scherfestigkeit des Tones.

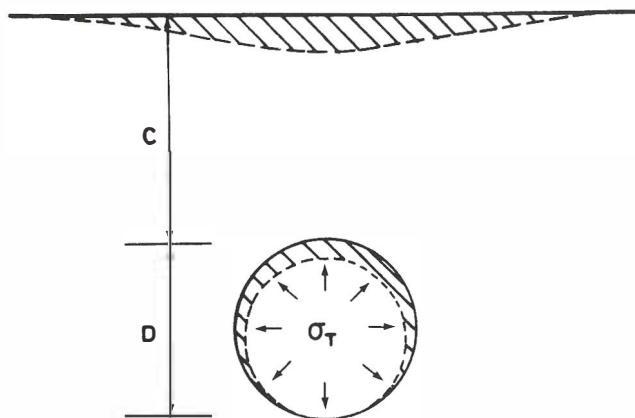


Fig. 13: Idealisierter Tunnel im Bauzustand mit Setzungsmulde an der Oberfläche über dem Tunnel.

Zwei weitere Beiträge sind der Untersuchung von Böschungsstabilitätsproblemen mittels Zentrifugenmodellen gewidmet [19, 20]. Während dem Rotieren des Modells ist es möglich, die Verschiebungen und Bruchbilder im Modell mit Photos oder Filmen festzuhalten. Als Beispiel dazu zeigt Fig. 14 einen Böschungsbruch, wie er sich in einem Zentrifugenmodell ausgebildet hat. In zwei weiteren Beiträgen wurden horizontal belastete Pfähle behandelt [21, 22] und in je einem wurden Schachtbauweisen [23] und flach gegründete "offshore" Bauwerke [24] untersucht. Gesamthaft gesehen bedeutet die Zentrifugenmodelltechnik zweifellos einen echten Fortschritt für die Bodenmechanik. Verschiedene Belastungszustände infolge Eigengewicht (Konsolidation), statischer, zyklischer und dynamischer Lasten inkl. der Simulation von Erdbebenbelastungen können untersucht werden, und alle wichtigen Größen wie Verschiebungen, Erd- und Porenwasserdrücke können gemessen werden. Zudem können mit Filmaufnahmen die Zustände während und insbesondere auch nach einem Bruchvorgang festgehalten werden. Die Bedeutung der Zentrifugenmodelltechnik für die Bodenmechanik ist heute bestimmt erkannt. Dies drückt sich auch dadurch aus, dass die Internationale Gesellschaft für Bodenmechanik und Grundbau an ihrer Tagung in Stockholm eine spezielle Arbeitsgruppe für die Weiterentwicklung dieser vielversprechenden Modelltechnik eingesetzt hat.

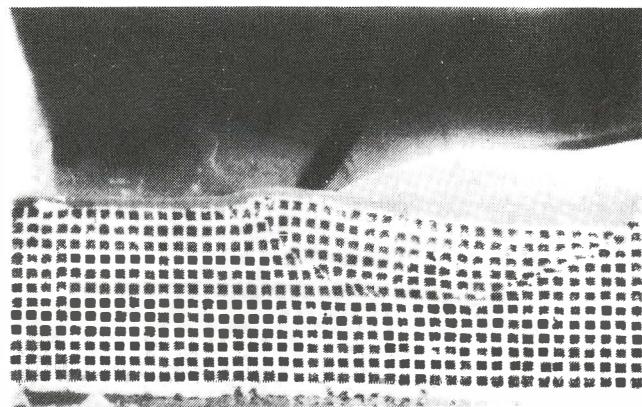


Fig. 14: Photographische Aufnahme eines Böschungsbruches in einem Zentrifugenmodell [20].

LITERATURVERZEICHNIS

1. X. International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering (1981) Proceedings, Vol. 1-3, Stockholm.
2. Sembelli, P. und Ueshita, K. (1981) Environmental Geotechnics — State-of-the-Art Report (Preliminary), Proc. X. ICSMFE, Stockholm.
3. Pusch, R. (1981) Unsaturated and Saturated Flow in Swelling Clay, Proc. X. ICSMFE, Stockholm, Paper 6/14.
4. Smolczyk, U. (1981) Saving Cities and Old Buildings — State-of-the-Art Report (Preliminary), Proc. X. ICSMFE, Stockholm.
5. Comte, Ch. and Stencek, G. (1981) Confortation de la Cathédrale St. Pierre à Genève, Proc. X. ICSMFE, Stockholm, Paper 9/7.
6. Bohm, H. und Pramborg, B. (1981) Foundation Documentation for Conservation Planning, Proc. X. ICSMFE, Stockholm, Paper 9/4.
7. Bohm, H. und Stjerngren, U. (1981) Foundation Reinforcement in the Old Town of Stockholm, Proc. X. ICSMFE, Stockholm, Paper 9/5.
8. Janbu, N., Tokheim, O., Senneset, K. (1981) Consolidation Tests with Continuous Loading, Proc. X. ICSMFE, Stockholm, Paper 4/26.
9. Smith, R.E. und Wahls, H.E. (1969) Consolidation under Constant Rates of Strain, Proc. ASCE, Soil Mech. and Found. Div.
10. Ovesen, N. Krebs (1979) The Use of Physical Models in Design: The Scaling Law Relationships, Proc. VII. ECSMFE, Brighton.
11. Ovesen, H. Krebs (1981) Centrifuge Tests of the Uplift Capacity of Anchors, Proc. X. ICSMFE, Stockholm, Paper 4/40.
12. Balla, A. (1961) La résistance à l'arrachage des fondations de pylônes électriques du type champignon. Proc. V. ICSMFE, Paris.
13. Matsuo, M. (1968) Study of the Uplift Resistance of Footing (II). Soils and Foundations, VIII, No. 1, March, Tokyo.
14. Meyerhof, G.G. and Adams, J.J. (1968) The Ultimate Uplift Capacity of Foundations. Can. Geot. Journal.
15. Vesic, S. (1971) Breakout Resistance of Objects Embedded in Ocean Bottom. Proc. ASCE Soil Mech. and Found. Div.

16. Kimura, T. and Mair, R.J. (1981) Centrifugal Testing of Model Tunnels in Soft Clay, Proc. X. ICSMFE, Stockholm, Paper 2/10.
17. Broms, B.B. and Bennermark, H. (1967) Stability of Clay at Vertical Openings. Proc. ASCE, Soil Mech. and Found. Div.
18. Mair, R.J., Gunn, M.J., O'Reilly, M.P. (1981) Ground Movements around Shallow Tunnels in Soft Clay, Proc. X. ICSMFE, Stockholm, Paper 2/11.
19. Mikasa, M., Mochizuki, A., Matumoto, T. (1981) Stability Test of a Rockfill Dam by Centrifuge, Proc. X. ICSMFE, Stockholm, Paper 11/29.
20. Bassett, R.H., Davies, M.C.R., Gunn, M.J., Parry, R.H.G. (1981) Centrifugal Models to Evaluate Numerical Methods, Proc. X. ICSMFE, Stockholm, Paper 4/8.
21. Hoadley, P.J., Barton, Y.O., Parry, R.H.G. (1981) Cyclic Lateral Load on Model Pile in a Centrifuge, Proc. X. ICSMFE, Stockholm, Paper 4/21.
22. Scott, R.F. (1981) Pile Testing in a Centrifuge, Proc. X. ICSMFE, Stockholm, Paper 8/52.
23. Lade, P.V., Jessberger, H.L., Makowski, E., Jordan, P. (1981) Modeling of Deep Shafts in Centrifuge Tests, Proc. X. ICSMFE, Stockholm, Paper 4/33.
24. Craig, W.H. and Al-Saoudi, N.K.S. (1981) The Behaviour of Some Model Offshore Structures, Proc. X. ICSMFE, Stockholm, Paper 5/15.

Adresse des Verfassers:

Dr. Felix Bucher
 Institut für Grundbau und Bodenmechanik
 ETH-Hönggerberg, 8093 Zürich

N° 105	MITTEILUNGEN der Schweizerischen Gesellschaft für Boden- und Felsmechanik PUBLICATION de la Société Suisse de Mécanique des Sols et des Roches
	Herbsttagung 1981, 6. November, Bern — Session d'automne 1981, 6 novembre, Berne

Bodendynamische Problemstellungen

Von Dr. J. Studer, Zürich

EINLEITUNG

Zum Tagungsthema 10, das der Bodendynamik gewidmet war, sind total 32 Beiträge aus 13 Ländern eingereicht worden. Am meisten, nämlich 8 Beiträge, stammten aus der Bundesrepublik Deutschland, gefolgt von den USA mit 5 und Frankreich mit 4 Beiträgen.

Um eine bessere Gliederung als in Tokyo zu erzielen, hatten die eingereichten Beiträge 4 thematischen Gruppen zu entsprechen. Dies waren:

- 1) Ermittlung dynamischer Bodenkennziffern (5 Beiträge).
- 2) Entwurf von Maschinenfundamenten (9 Beiträge).
- 3) Schäden infolge von Erschütterungen und Schutz von Gebäuden (2 Beiträge).
- 4) Einfluss dynamischer Lasten auf Festigkeits- und Deformationseigenschaften der Böden (17 Beiträge).

Mit wenigen Ausnahmen entsprachen die eingereichten Arbeiten den 4 Themenkreisen. Leider sind die Beiträge in den Proceedings nicht thematisch, sondern alphabetisch nach Autoren geordnet, so dass die Übersicht wieder verlorengegangen ist.

Besonders erwähnen möchte ich den von Prof. R.V. Whitman und Prof. K. Ishihara verfassten "General Report", der gleichzeitig einen ausgezeichneten "State of the Art Report" darstellt.

Wegen der vorgeschriebenen Themenstellung wurden nur wenige Arbeiten im Zusammenhang mit Problemen des Erdbebeningenieurwesens oder der Offshoretechnik eingereicht. In diesen beiden Gebieten findet die Bodendynamik heute die breiteste Anwendung. Beide Disziplinen werden auch an eigenen Konferenzen behandelt. So sind seit der letzten Weltkonferenz in Tokyo neben vielen regionalen Tagungen namentlich folgende, für die Entwicklung der Bodendynamik bedeutende, Veranstaltungen durchgeführt worden:

Earthquake Engineering and Soil Dynamics

Proc. of Am. Soc. of Civil Engrs., Geotechnical Engineering Division Speciality Conference, Pasadena, Calif., June 1978, 3 Bde.

Sixth European Conf. on Earthquake Engineering

Herausgeber: Yugoslav Association for Earthquake Engineering, Dubrovnik, 18. - 22.9.1978, 6 Bde.

2nd Int. Conf. on Microzonation

San Francisco, Calif., Nov. - Dec. 1978, 3 Bde.
Herausgeber: Univ. Washington, Seattle, Wash.

2nd U.S. National Conf. on Earthquake Engineering
Stanford University, Calif., Aug. 1979, Earthquake Engineering Research Inst.

2nd Int. Conf. on the Behaviour of Offshore Structures
London, England, August 1979, 3 Bde.
Herausgeber: BHRA Fluid Engineering, Cranfield, U.K.

Structural Mechanics in Reactor Technology (SMIRT)
Proceedings of SMIRT 1977 San Francisco, 1979 Berlin. Vol. K. North-Holland Publishing Company.

Soils Under Cyclic and Transient Loading
Swansea, Wales, Jan. 1980.
Proceedings Univ. College of Swansea, U.K.

7th World Conf. Earthquake Engineering
Istanbul, Turkey, Sept. 1980, 10 Bde.

Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics
St. Louis, Missouri, USA, April - Mai 1981, 3 Bde.
Herausgeber: Univ. Missouri Rolla.

Die Proceedings dieser Konferenzen wie auch verschiedene Zeitschriften, namentlich das Journal of the Geotechnical Engineering Division; ASCE stellen den Stand der Technik in der Bodendynamik am besten dar.

Durch die Wahl abstrakter Themenstellungen ist es in Stockholm gelungen, sich auf grundsätzliche Aspekte des dynamischen Verhaltens von Böden zu beschränken. Allerdings hat dadurch die Behandlung des Tagungsthemas Bodendynamik zum Teil einen etwas akademischen Charakter erhalten.

Im folgenden möchte ich auf jeden der vier Themenkreise kurz eintreten und dabei einen oder zwei Beiträge speziell herausheben.

ERMITTlung DYNAMISCHER BODENKENNZIFFERN

Zur Ermittlung dynamischer Bodenkennziffern werden heute sowohl Feld- wie Laborversuche angewandt. Bereits 1970 haben Hardin und Drnevich in einem umfangreichen Laborversuchsprogramm nachgewiesen, dass die dynamischen Bodenkennziffern im bei Erdbeben und in der Offshoretechnik interessierenden Frequenzbereich — (Bruchteilen von Hertz bis zu wenigen Hertz) — primär von der Dehnung abhängen [Lit. 1]. Zeiteffekte sind in diesem Frequenzbereich von sekundärer Bedeutung.

Der interessierende Dehnungsbereich beginnt bei etwa 10^{-4} \% Dehnung. Diese kleinsten Dehnungen entsprechen der Beanspruchung bei seismischer Prospektion und dem unteren Beanspruchungsbereich bei Maschinenfundationen. Bei starken Erdbeben treten Dehnungen im Boden bis zu Bruchteilen von einem Prozent auf. Infolge Waffenwirkungen können in der Nähe der Explosionsstelle Dehnungen von einigen Prozenten erreicht werden. Die Spanne der interessierenden Dehnungen beträgt 4 bis 5 Dekaden. Leider kann mit keinem heute bekannten Einzelversuch der ganze interessierende Dehnungsbereich erfasst werden.

Es hat sich eingebürgert, im kleinen Dehnungsbereich die Bodenkennziffern auf Grund der Wellenausbreitungsgeschwindigkeit zu bestimmen. Als Feldversuch haben sich die Cross-hole-Seismik und als Laborversuch der Resonant-Column-Test durchgesetzt. Beide Versuche haben heute einen bestimmten Entwicklungsstand erreicht und die Versuche werden sowohl in kommerziellen Labors wie auch an Hochschulen durchgeführt. Allerdings erfordert Durchführung wie Auswertung immer noch grosse Erfahrung, so dass solche Untersuchungen nur von erfahrenen Institutionen erfolgreich ausgeführt werden können.

Beim Crosshole-Versuch wird die Scherwellenausbreitungsgeschwindigkeit in horizontaler Richtung zwischen zwei und mehr Bohrlöchern gemessen [Fig. 1]. Die Welle wird in einem weiteren speziellen Bohrloch erzeugt. Der Abstand zwischen den Bohrlöchern beträgt bei homogenen Verhältnissen maximal 30 m, bei heterogenen Verhältnissen weniger, allgemein etwa 6 bis 10 m. Die Löcher sind, wenn nötig, mit einer PVC-Verkleidung zu versehen und die Hohlräume sind auszuinjizieren. Dies ist besonders wichtig, um eine einwandfreie Übertragung der Signale zu gewährleisten. Hoar und Stokoe haben 1978 die Versuchsmethodik im Detail beschrieben [Lit. 2].

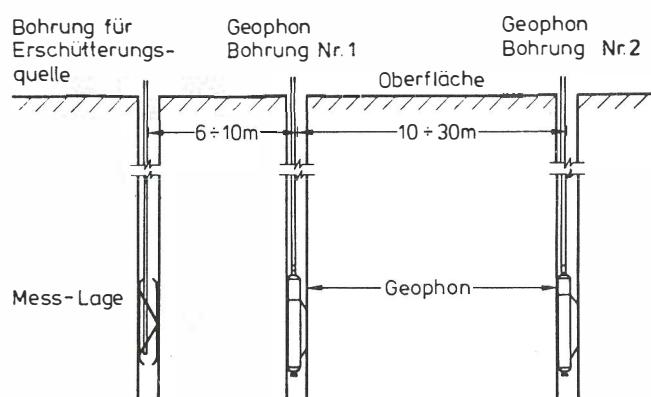


Fig. 1: Crosshole-Seismik, Prinzipskizze

In der Anfangszeit der Crosshole-Seismik wurden nur die Aufnehmerlöcher bis zur endgültigen Tiefe abgeteuft und endgültig verrohrt. Das Erregerbohrloch wurde nur bis zur Kote des ersten Versuches abgesenkt und anschliessend die erste Messung durchgeführt. Zur Erzeugung der Scherwellen diente meistens ein SPT-Konus oder ein ähnliches Gerät. Diese klassische Methode hat zwei Nachteile. Erstens muss für jede Versuchstiefe der Bohrvorgang unterbrochen werden, was zu längeren Zeitunterbrüchen und höheren Bohrkosten führt. Zweitens ist es bei dieser Methode relativ schwierig, den Einsatzpunkt der Scherwelle — und nur dieser interessiert — zu erkennen. Um einigermassen eindeutig den Einsatzpunkt zu ermitteln [Fig. 2], ist ein recht kostspieliges Signal-Enhancement-Gerät unumgänglich.

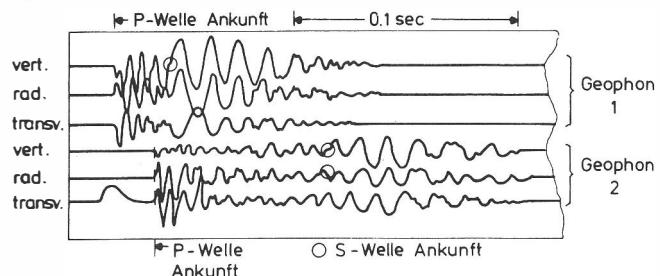


Fig. 2: Typisches Messdiagramm eines Crosshole-Versuches (klassische Methode)

Um diese beiden Nachteile zu umgehen, hat sich eine Weiterentwicklung durchgesetzt. Das Erregerbohrloch wird ebenfalls bis zur endgültigen Tiefe abgesenkt und die Scherwelle mit einem speziellen Erregerkopf erzeugt. Dieser Kopf ist so ausgebildet, dass er in einer Richtung orientierte Scherwellen erzeugen kann. Wird nun die Orientierung um 180° geändert und das neue Signal mit der vorhergehenden Messung verglichen, so lässt sich nun die Einsatzzeit der Scherwelle eindeutig festlegen [Fig. 3]. Eine genaue Erfassung der Einsatzzeit ist deshalb so wichtig, da Fehler bei der Ermittlung der Scherwellenausbreitungsgeschwindigkeit bei der Umrechnung auf den Schubmodul stark vergrössert werden. So führt z.B. eine 5 % falsche Bestimmung der Scherwellengeschwindigkeit bereits zu einem Fehler von 10 % beim Schubmodul.

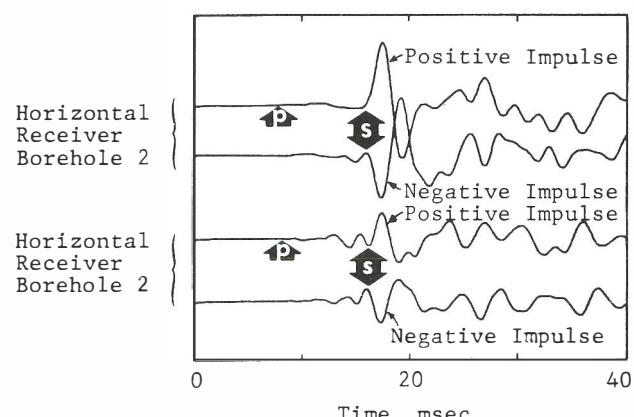


Fig. 3 Diagramm eines Crosshole-Versuchs mit Torsionserregerkopf, der polarisierte Wellen erzeugen kann. [aus 10/10]

In zwei Beiträgen, demjenigen von Hoar und Stokoe [10/10] und dem von Rodrigues [10/24], sind solche Weiterentwicklungen beschrieben. Am IGB wurde 1979 ebenfalls versuchswise ein ähnlicher Erregerkopf gebaut und erfolgreich eingesetzt [Fig. 4]. Es ist zu erwarten, dass mit der Zeit nur noch diese Weiterentwicklung in der Crosshole-Technik eingesetzt werden wird.

Leider existiert zur Zeit kein Feldversuch, der dynamische Bodenkennziffern im höheren Dehnungsbereich ermitteln lässt. Es existieren zwar mehrere Vorschläge, der letzte — und meiner Ansicht nach der vielversprechendste — ist der Beitrag von Roger C.H. Sidey et al. zur Internationalen Konferenz für Erdbebeningenieurwesen 1980 in Istanbul [Lit. 3]. Durchgesetzt hat sich jedoch bis jetzt allerdings keiner der Vorschläge.

Die Übertragung von Laborversuchsresultaten auf ungestörte freie-Feld-Verhältnisse ist oft recht zweifelhaft. Ein Versuch zur Ermittlung dynamischer Bodenkennziffern *in situ* im mittleren und grösseren Dehnungsbereich würde die Erstellung von Umrechnungsregeln ermöglichen, welche die Übertragung von Laborresultaten auf ungestörte, freie, Feldverhältnisse erlauben würden. Ein solcher Versuch ist deshalb von grosser praktischer Bedeutung.

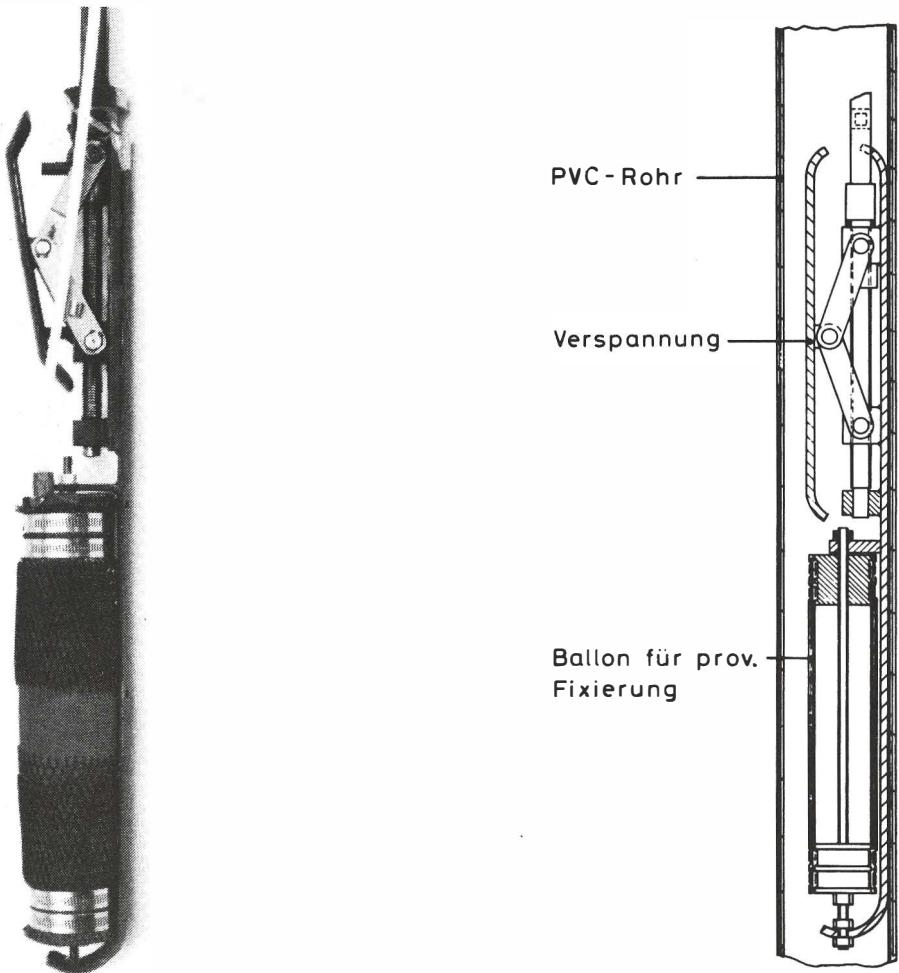


Fig. 4: IGB-Erregerkopf zur Erzeugung polarisierter Wellen

Bei den Laborversuchen hat sich der Resonant-Column-Test etabliert. Bei diesem Versuch wird eine säulenförmige Bodenprobe in Resonanz versetzt. Aus der Resonanzfrequenz und den geometrischen Abmessungen der Probe lassen sich mit den Gesetzen der Elastizitätstheorie die Steifigkeitseigenschaften und die Materialdämpfung bestimmen. Wird die Probe in Längsrichtung in Resonanz versetzt, so lässt sich der Elastizitätsmodul, in Torsionsrichtung der Schubmodul bestimmen. Die Erfahrung hat gezeigt, dass für die kleinen auftretenden Dehnungen im Dehnungsbereich von 10^{-4} bis 10^{-3} % die Elastizitätstheorie angewandt werden darf.

Die meisten Resonant-Column-Test-Geräte haben Probenabmessungen von maximal 2,5 cm Durchmesser. Der Beitrag von Prange [10/22] gibt Resultate mit einer aussergewöhnlich grossen Versuchsanordnung wieder [Fig. 5]. Die Probenabmessungen betragen 2 m in der Höhe und 1 m im Durchmesser. Mit diesem Gerät hat Prange Schotter mit einem Maximalkorn von 75 mm und einem mittleren Korndurchmesser D₅₀ von 45 mm untersucht. Die Untersuchung umfasste verschiedene Seitendrücke (allerdings alle kleiner als 100 kPa) und verschiedene Lagerungsdichten. Prange kommt aufgrund seiner Untersuchung zum Schluss, dass Schotter sich gleich verhält wie ein durch eine Lupe betrachteter Sand und deshalb die Kennziffern, welche von Hardin und Drnevich 1972 für Sande bestimmt worden sind [Lit. 1], auch für Schotter benutzt werden dürfen. Mir scheint diese Schlussfolgerung allerdings nicht verallgemeinerbar, sondern nur materialspezifisch zu sein.

In den letzten Jahren durchgeführte Versuche am IGB mit Kiesanden anderer Körnverteilung ergaben ein wohl prinzipiell ähnliches Verhalten grobkörniger Böden wie es bei Sanden zu beobachten ist. Allerdings zeigen Kiessande im allgemeinen

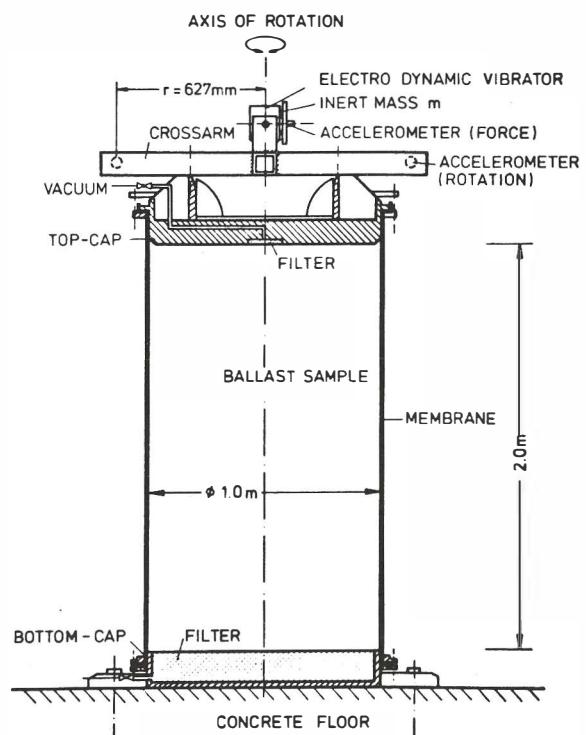


Fig. 5: Resonant-Column-Gerät von Prange [aus. 10/22]

wesentlich grössere Steifigkeiten als sie bei Sanden bestimmt worden sind. In Figur 6 sind einige der Resultate zusammengefasst. Die IGB-Untersuchungen zeigen neben einer höheren Steifigkeit [vergl. Figur 6] für gut abgestufte Kiessande auch eine etwas stärkere Abhängigkeit von der mittleren Spannung $\sigma'm$. Es ist auch weiterhin unumgänglich, bei wichtigeren Bauvorhaben die Materialkennziffern durch Versuche zu ermitteln und nicht aufgrund von Publikationen abzuschätzen. Mehr Grossversuche sind zum Aufbau einer grösseren Datensammlung über grobkörnige Materialien unerlässlich. Prange hat hier einen wertvollen Beitrag gegeben.

Ebenfalls für Tone existieren relativ wenige gut dokumentierte Laborresultate. Im Beitrag von Bianchini und Saada [10/3] sind solche Resultate mit spezieller Berücksichtigung der Anisotropie des Schubmoduls dargestellt. Speziell untersucht wurde dabei der Einfluss des Wassergehaltes, der Überkonsolidation und der Dehnung auf den Steifemodul und die Dämpfung.

- 1) Kies, dicht, IGB 1980 3862 M
- 2) Kiessand, dicht, IGB 1977 373913M
- 3) Kiessand, dicht, Seed 1970, Washington
- 4) Sand $D_f \sim 90\%$

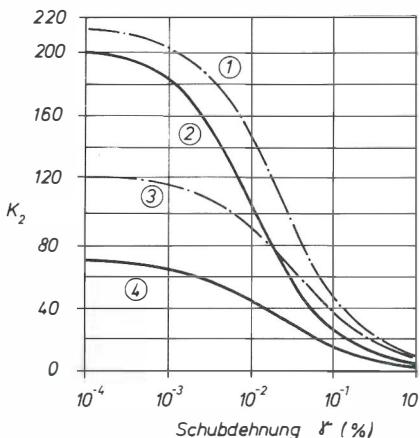


Fig. 6: Abhängigkeit des Schubmoduls G von der Schubdehnung bei Sand und Kiessanden.

$$G = 220 \cdot K_2 \cdot \sigma'm^{1/2} [\text{kPa}]$$

MASCHINENFUNDAMENTE

Untersuchungen über das Verhalten von Maschinenfundamenten bildeten den eigentlichen Beginn der Bodendynamik in der Mitte der 30iger Jahre. Seither ist dieses Gebiet zum Klassiker der Bodendynamik geworden. Das Hauptproblem ist die Ermittlung der Eigenfrequenzen des Maschinen-Fundation-Boden-Systems und, ausgehend von diesen Eigenfrequenzen, die Bestimmung der Schwingungsamplituden im Betriebszustand. Die Berechnung eines Maschinenfundamentes ist ein typisches Beispiel für das Zusammenwirken von Baugrund und Bauwerk. Heute werden derartige Untersuchungen vor allem im Bereich des Erdbebeningenieurwesens, z.B. zur Untersuchung des Verhaltens von Kernkraftwerken unter Erdbebenlasten oder im Bereich des Offshore-Ingenieurwesens zur Untersuchung des Verhaltens grosser Bohrplattformen unter der Belastung von Sturmwellen durchgeführt.

Diese beiden Gebiete wurden am Anfang ihrer Entwicklung durch Theorien wie sie zur Berechnung von Maschinenfundamenten entwickelt wurden, stark beeinflusst. Heute haben sie sich jedoch verselbständigt und wegen ihrer Bedeutung stehen auch recht ansehnliche Mittel zur Erforschung des Zusammenwirkens von Bauwerk und Boden zur Verfügung. Es ist infolge der oft analogen Problemstellungen möglich, in diesen Disziplinen erarbeitete Forschungsresultate auf die Berechnung von Maschinenfundamenten zu übertragen.

Üblicherweise werden Berechnungsmodelle zur Untersuchung von Maschinenfundamenten aus Feder-, Dämpfer- und Massenelementen aufgebaut. Die Kennziffern dieser Elemente werden z.T. aus der Theorie des elastischen Halbraumes oder aus ähnlichen Ansätzen ermittelt. Diese Modellvorstellung erlaubt vor allem eine einfache und billige Berechnung des Schwingverhaltens.

Während das klassische Problem der Schwingungen der kreisförmigen Platte auf dem elastischen homogenen Halbraum bereits seit einiger Zeit gelöst ist, konzentriert sich heute die Entwicklung auf Theorien, die die Schichtung des Bodens, den Einfluss der Einbettungstiefe, die gegenseitige Beeinflussung mehrerer benachbarter Maschinenfundamente oder Bauwerke sowie auch die Berücksichtigung nichtlinearer Materialgesetze beinhalten. So befassen sich die Beiträge von Tokyo 1977 wie auch diejenigen von Stockholm 1981 hauptsächlich mit solchen Problemstellungen. Leider erlaubte die für die meisten Beiträge zur Verfügung stehende Seitenzahl oft nicht eine saubere Darstellung der Annahmen, Ableitungen und Diskussion der Resultate dieser mathematisch meist recht komplexen Problemstellung. Eine Überprüfung der Resultate und Schlussfolgerungen ist deshalb meist nicht möglich. Aus diesem Grunde ist bei der Übertragung der Resultate dieser Beiträge auf praktische Problemstellungen Vorsicht geboten.

Je zwei Beiträge befassen sich mit der Berücksichtigung des Schichtaufbaus des Bodens [10/16, 10/12] resp. des Einflusses benachbarter Maschinenfundamente [10/25, 10/11]. Ein Beitrag untersucht den Einfluss der Einbindetiefe des Fundamentes auf sein Schwingverhalten [10/23].

Wichtig für jede Weiterentwicklung im Gebiete des Ingenieurwesens ist eine möglichst grosse Anzahl von sauber dargestellten Fallstudien. Die Konferenz von Stockholm bringt zwei solcher Beispiele. Das eine behandelt den Fall eines unsymmetrisch ausgebildeten Kompressorfundamentes auf relativ locker gelagerten siltigen Sanden [Prakash und Puri 10/21].

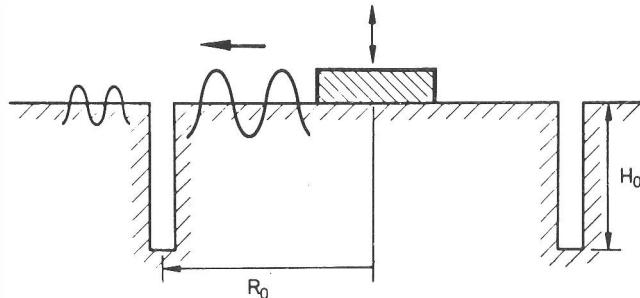
Die Schwingungsamplituden am Fusse des Kompressors erreichten horizontal 0,32 mm, was wesentlich mehr als die als zulässig erachteten 0,0125 mm betrug. Die Nachrechnung mit in situ ermittelten Bodenkennwerten ergab denn auch, dass das Maschinenfundament praktisch in der Resonanzfrequenz angeregt wurde. Die Nachrechnung stimmt gut mit den gemessenen Vibrationen überein. Wenn zur Dimensionierung des Fundamentes eine ähnliche Untersuchung mit in situ ermittelten Bodenparametern durchgeführt worden wäre, hätte das ungünstige Verhalten im Betriebszustand vorausgesehen werden können. Die zweite Fallstudie von Bagchi [10/2] behandelt eine Pfahlfundation. Der Autor zeigt nachdrücklich, wie wichtig es ist, den endgültigen Entwurf eines solchen Fundamentes aufgrund durch in situ an einem Einzelfall in Abhängigkeit der Vibrationsamplitude ermittelten Kennziffern auszuführen.

Treten beim Betrieb unerwünscht starke Vibrationen auf, so sind verschiedene Möglichkeiten vorhanden, die Eigenfrequenzen des Maschine-Fundation-Systems zu verändern. Sei es durch Veränderung der Lastangriffspunkte zur Reduzierung der besonders gefährlichen Kippschwingungen, durch Veränderungen der Fundationsmasse, durch Änderung der Bodensteifigkeit oder durch Änderung der Energieabstrahlung (geometrische Dämpfung), die wesentlich durch die Fundamentform und Einbettungstiefe beeinflusst wird. Es ist auch möglich, die Maschine mittels speziell ausgewählter Schwing- und Dämpfungselemente schwingungsmässig vom Fundamentkörper zu isolieren. Dies ist eine heute weitverbreitete und erfolgreich eingesetzte Methode. Eine weitere, bis jetzt kaum genutzte Möglichkeit, wird im Beitrag von Iljechev et al [10/12] diskutiert. Durch zusätzliche, genau gesteuerte Schwingungsanregung, wird erreicht, dass der Aufbau der unerwünschten Resonanzschwingungen von Zeit zu Zeit unterbrochen wird und deshalb die resultierenden Vibrationen wesentlich kleiner sind. Der Beitrag ist leider recht schwer verständlich geschrieben.

SCHÄDEN INFOLGE VON ERSCHÜTTERUNGEN

Hier sind zwei Beiträge eingereicht worden. Der Einfluss von Erschütterungen auf Gebäude wird im Beitrag von Studer und Süsstrunk [10/29] behandelt. Er stellt die konzeptionellen Grundlagen der Norm SN 640 312, Erschütterungseinwirkung auf Bauwerke, dar. Zur Erarbeitung der Norm wurde der Grossteil der in der Schweiz durchgeführten Erschütterungsmessungen ausgewertet. Die Resultate der Auswertung führten zu einem generellen Anheben der bis anhin von der Mehrheit der Experten in der Schweiz angewandten Richtwerte.

aktive Isolation



passive Isolation

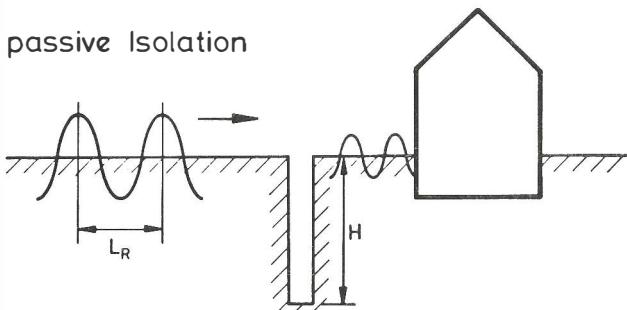


Fig. 7: Aktive und passive Isolation gegen Erschütterungen durch Bodenschlitze

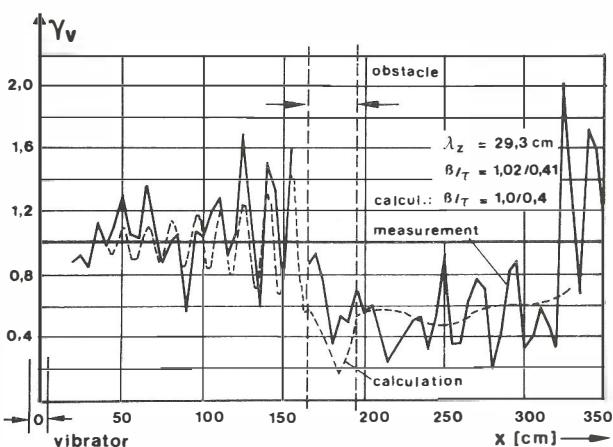


Fig. 8: Abschirmwirkung eines Schlitzes [aus 10/9]

Oft stellt sich das Problem wie der Erschütterungspegel bei einem Bauwerk gesenkt werden kann. Haupt [10/9] beschreibt in seinem Beitrag Modellversuche über die Abschirmwirkung von Schlitten im Boden [Fig. 7]. Die Resultate bestätigen seine früheren theoretischen Untersuchungen, die in der Konferenz von Tokyo 1977 dargestellt worden sind. Wie aus theoretischen Überlegungen zu erwarten ist, zeigte es sich, dass die Schlitztiefe ein bestimmtes Verhältnis zur Wellenlänge der Rayleighwelle haben muss. Theoretische Untersuchungen haben schon

früher gezeigt, dass der Grossteil der Energie einer Erschütterungsquelle (bis 67 %) durch Rayleighwellen und nur ein untergeordneter Teil durch Druck- und Scherwellen transportiert wird. Deshalb ist die Idee naheliegend, die Rayleighwellenausbreitung durch einen Schlitz zu unterbrechen. Figur 8 zeigt die Abschirmwirkung eines Schlitzes. Da die Wellenlänge der Rayleighwelle von der Frequenz abhängt, ist die Abschirmung durch Schlitte generell nur bei Vibrationen mit engem Frequenzband möglich. Diesem Umstand wird in der Praxis meist zu wenig Rechnung getragen.

Die Modelluntersuchungen ergaben folgende Resultate:

- Die Abschirmwirkung offener Schlitte stimmt gut mit den theoretisch ermittelten Werten — mindestens im Bereich unmittelbar hinter dem Schlitz — überein.
- Spundwände sind kaum wirkungsvoll. Dies stimmt mit Untersuchungen von Wood 1968 überein.
- Die Abschirmwirkung von Betonschlitzwänden hängt von der mit der Quadratwurzel der Rayleighwellenlänge normierten Querschnittsfläche ab. Ein Resultat, das auch theoretisch hergeleitet werden kann.

Bei der Anwendung solcher Abschirmschlitte und -wände ist zu berücksichtigen, dass sowohl die Modellversuche wie auch die theoretischen Untersuchungen im allgemeinen von homogenen Untergrundverhältnissen ausgehen. Die Anwesenheit einer stärkeren Schichtung im Boden, und sei es auch nur ein Grundwasserspiegel oder benachbarte, tieffundierte Bauwerke, kann die Abschirmwirkung wesentlich beeinflussen. Der Berichterstatter urteilt deshalb die Anwendung solcher Abschirmwände als eine zur Reduktion von Erschütterungen zuletzt in Betracht zu ziehende Methode, da der langfristige Erfolg in der Praxis oft schwierig vorausberechenbar ist. Eindeutig vorzuziehen sind Massnahmen an der Quelle, die eine Reduzierung der Energieübertragung in den Boden erzielen.

EINFLUSS DYNAMISCHER LASTEN AUF FESTIGKEITS- UND DEFORMATIONSEIGENSCHAFTEN DER BÖDEN

Den heutigen Hauptproblemstellungen entsprechend beschränken sich die Beiträge praktisch auf zyklische Belastungen wie sie durch Erdbeben und infolge von Wellenschlag bei im Meer fundierten Bohrplattformen hervorgerufen werden. Deshalb sind die Belastungsfrequenzen recht tief (Bruchteile von Hertz bis zu wenigen Hertz). Für solche Verhältnisse sollte anstelle dynamischer Belastung besser der Ausdruck "zyklische Belastungsverhältnisse" verwendet werden. Zur Durchführung zyklischer Belastungsversuche können prinzipiell die gleichen Geräte wie bei klassischen, statischen, monoton belastungsansteigenden Versuchen verwendet werden, so z.B. der Triaxial- und der einfache Schubversuch. Diese Geräte sind nur den in Belastungsrichtung (zyklisch) und Belastungsgeschwindigkeit veränderten Rahmenbedingungen anzupassen. Deshalb sind bei der Durchführung und Vorbereitung zyklischer Experimente, außer den für die zyklische Belastung spezifischen Schwierigkeiten, die gleichen Probleme zu erwarten wie sie bei den entsprechenden klassischen, statischen Belastungsversuchen auftreten. Aus diesem Grunde erfordern die Durchführung und die Interpretation solcher Versuche eine über dem Durchschnitt liegende Erfahrung.

Die Beiträge der Konferenz berühren folgende Problemstellungen: Definition für das Versagen einer Bodenprobe unter zyklischer Belastung [10/18, 10/31], Einfluss von Schubspannungen in verschiedenen Achsrichtungen [10/13], Einfluss des Ruhedruckes K_0 auf das Versagen einer Bodenprobe [10/26], Einfluss von Kornform und Lagerung auf die zyklische Scherfestigkeit [10/14], einem Beitrag, der sich mit Eigenschaften verschiedener Meeresböden befasst [10/20] sowie einem Beitrag, der eine neue Art dynamischer Analyse mit effektiven Spannungen vorschlägt [10/6].

Ebenso der Themenstellung 4 zuzurechnen sind drei Beiträge über Wellenausbreitung [10/17, 10/4, 10/14]; ein Beitrag über Schwingungsversuche an einem Erddamm [10/7]; ein Beitrag über Modellversuche an einer erdbebenbeanspruchten Stützwand, wobei der Boden allerdings durch Stahlzylinder dargestellt wurde [10/1], sowie diverse Problemstellungen über das Zusammenwirken von Boden und Bauwerk im Zusammenhang mit Kernkraftwerken.

Speziell hervorheben möchte ich bei diesem Unterthema Nr. 4 den Beitrag von Finn und Bhatia [10/4].

Im allgemeinen werden heute dynamische Schwingungsanalysen in totalen Spannungen durchgeführt und nur schrittweise oder erst nachträglich wird aufgrund von Labordaten der Einfluss der Porenwasserspannungen berücksichtigt. Diese Methodik hat sich vor allem wegen der relativen Einfachheit und verhältnismässig kleineren Rechenkosten durchgesetzt. Dieser Ansatz vermag jedoch langfristig nicht zu überzeugen, da sich in der gesamten übrigen Bodenmechanik die Untersuchung mit effektiven Spannungen durchgesetzt hat. Aus diesem Grunde sind in den letzten Jahren verschiedene Vorschläge für solche Untersuchungsmethoden gemacht worden. Der Rechenansatz ist deshalb recht aufwendig, weil gleichzeitig mit der Lösung der nichtlinearen Bewegungsgleichungen der infolge der Volumenänderung auftretende Porenwasseraufbau, wie auch der durch das Abströmen von Porenwasser stattfindende Porenwasserdruckabbau, gleichzeitig zu berücksichtigen sind. Der durch die Belastung induzierte Porenwasserdruck modifiziert dabei laufend die Steifigkeit des Korngerüstes. Wie weit ein solcher Rechenansatz sinnvoll ist, hängt von der Wahl eines zutreffenden Materialgesetzes ab. Hier sind verschiedene, zum Teil sehr komplexe Ansätze vorhanden, deren Eignung für bestimmte Anwendungen jedoch noch durch die Erfahrung nachgewiesen werden muss.

Der Ansatz von Finn und Bhatia umgeht auf praktische Art die Schwierigkeiten zur Formulierung der Volumenänderung durch den direkten Einbezug von Laborversuchen.

Der Porenwasseraufbau wird aufgrund klassischer, spannungs- oder dehnungsgesteuerter, zyklischer Belastungsversuche an gesättigten Sanden bestimmt [Fig. 9]. Diese Daten werden dabei so umgeformt, dass ein monoton wachsender Parameter — Schadensparameter genannt — entsteht [Fig. 10]. Dieser Parameter erlaubt es, die so ermittelten Labordaten direkt zur Vorhersage des Porenwasseraufbaus infolge einer Erdbebenbeanspruchung anzuwenden. Besonders interessant ist es, dass dabei nicht nur harmonische Anregungen, sondern ebenfalls der unregelmässige Verlauf einer echten Erdbebenbeanspruchung berücksichtigt werden kann [Fig. 11]. Der Beitrag gibt die grundlegenden Schritte recht deutlich wieder und zeigt ebenfalls die Resultate der Untersuchung an 7 Sanden.

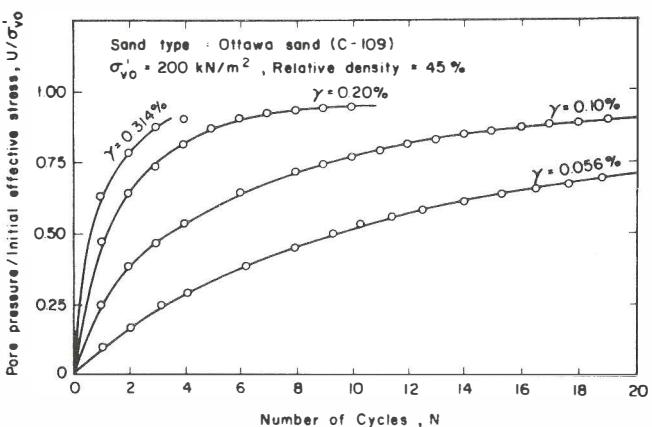


Fig. 9: Resultate Klassischer dehnungsgesteuerter Versuche [aus. 10/4]

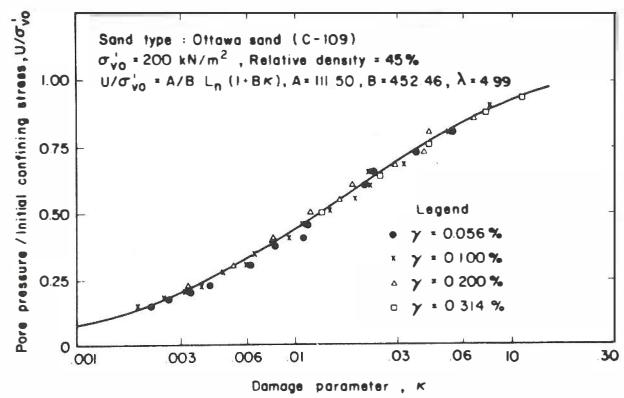


Fig. 10: Umwandlung der Versuchsresultate von Figur 9 in den Schadensparameter K [aus 10/4]

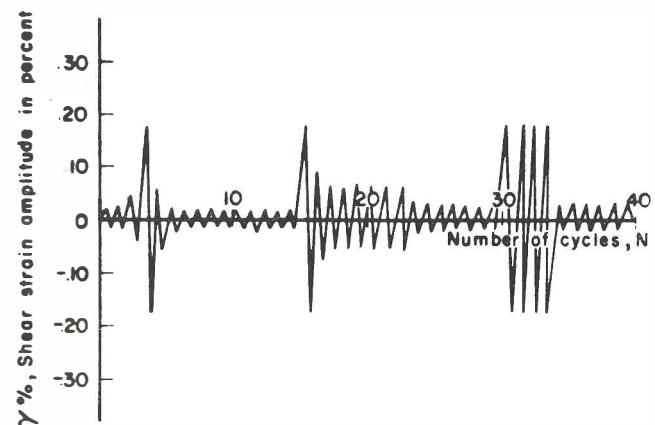


Fig. 11: Vergleich von Rechnungs- und Versuchsdaten für Porenwasserdruckanstieg infolge unregelmässiger Belastungszyklen [aus. 10/4]

ZUSAMMENFASSUNG

Zur Tagung in Stockholm sind zum Teil sehr interessante Beiträge eingereicht worden. Infolge der Anwendungsbreite der Bodendynamik erscheint die Mehrzahl der Anwendungsbeispiele jedoch an Spezialtagungen, wie z.B. des Erdbebeningenieuriwesens oder der Offshore-Technik. Zur Beurteilung der heutigen Methoden sind deshalb die Veröffentlichungen solcher Veranstaltungen ebenfalls beizuziehen. Da die Bodendynamik heute einen beachtlichen Stand erreicht hat, sind revolutionäre Durchbrüche in nächster Zukunft nicht mehr zu erwarten. Es lässt sich jedoch ein eindeutiger Trend zu praxisnäheren Methoden feststellen. Die Entwicklung hat sich eindeutig beruhigt.

LITERATURVERZEICHNIS

- [1] Hardin, B.D. and Drnevich, V.P. (1972): Shear Modulus and Damping in Soils, Design Equations and Curves, J. Soil Mech. Found. Div. ASCE, Vol. 98, No. SM 7, pp 667-692.
- [2] Hoar, R.J. and Stokoe, K.H. (1978): Generation and Measurement of Shear Waves in situ, Soils and Foundations, 20 (2): 45-60.
- [3] Sidey, Roger C.H. and Bassett, Richard H. (1980): A Device for the in-situ measurement of the dynamic moduli of soils at large strains, Proc. of the 7th World Conf. on Earthquake Engineering, September 1980, Istanbul, Turkey.

Adresse des Verfassers:

Dr. J. Studer
Glauser, Studer, Stüssi
Beratende Ingenieure AG
Witikonerstr. 15
8032 Zürich

N° 105	MITTEILUNGEN der Schweizerischen Gesellschaft für Boden- und Felsmechanik PUBLICATION de la Société Suisse de Mécanique des Sols et des Roches
	Herbsttagung 1981, 6. November, Bern -- Session d'automne 1981, 6 novembre, Berne

Tendances actuelles dans l'usage des modèles mathématiques en géotechnique

Par M. Dysli, Chef de section au Laboratoire de Mécanique des Sols de l'EPFL

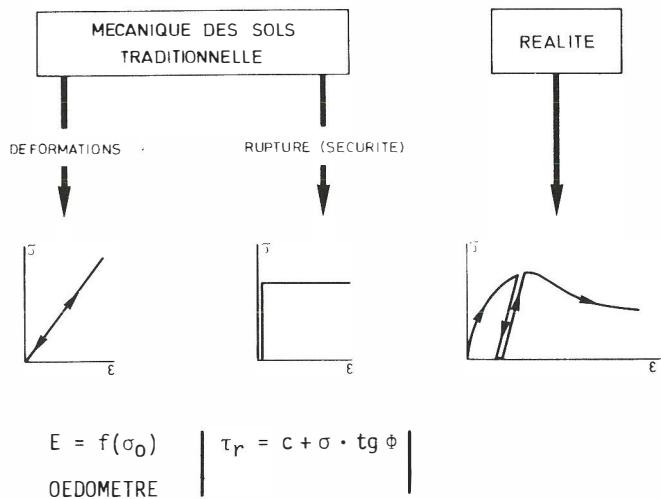
1. INTRODUCTION

Le rapide développement des ordinateurs et l'effondrement des coûts du hardware associé au calcul sur ordinateur font, qu'aujourd'hui, l'ingénieur civil a à sa disposition un outil de calcul à la puissance quasi illimitée. Les modèles mathématiques utilisables par cet ingénieur suivent cette évolution de la puissance de calcul des ordinateurs avec, bien entendu, un certain retard que d'aucuns jugent important. Cet ingénieur a donc toujours plus à sa disposition des modèles mathématiques qui simulent de mieux en mieux le comportement réel des matériaux, modèles qui n'ont plus rien de comparable avec ceux dont il disposait lorsqu'il effectuait ses calculs à la main.

Cette évolution est particulièrement marquée en géotechnique où la complexité des lois constitutives (lois liant des paramètres physiques tels que la contrainte, la déformation et le temps) demandait, avant l'avènement des ordinateurs, des simplifications drastiques.

Nous allons tenter dans les lignes qui suivent de dégager les tendances actuelles de l'évolution des modèles mathématiques propres à la géotechnique; nous traiterons aussi bien des modèles déterministes (n équations à n inconnues) que des modèles probabilistes (n équations à m inconnues, avec $n > m$). Un bref chapitre sur l'évolution des ordinateurs conclura ce survol des tendances actuelles qui n'a pas du tout la prétention d'être un état des connaissances actuelles.

Avant l'avènement de l'ordinateur, soit en Suisse avant 1960, tous nos calculs s'effectuaient à la main; les hypothèses simplificatrices étaient donc nombreuses et les conditions aux limites très restrictives. Comme équations constitutives seuls deux modèles étaient utilisés soit le modèle élastique pour le calcul des tassements (le suivi d'une courbe oedométrique n'implique qu'une augmentation d'un module d'élasticité en fonction de la profondeur) et le modèle rigide — parfaitement plastique pour le calcul de la sécurité à la rupture (équation de Mohr-Coulomb pour une analyse c, Φ et de von Mises pour une analyse $c, \Phi = 0$). La figure N° 1 schématisse ces deux lois et le comportement réel d'un sol.



2. MODÈLES DÉTERMINISTES

2.1. Généralités et historique

Les modèles déterministes sont essentiellement les modèles mathématiques classiques tirés de la théorie de l'élasticité, de la théorie de la plasticité et de la théorie des écoulements à potentiel de vitesse. Quatre relations sont surtout nécessaires à la géotechnique; ce sont :

- une équation d'équilibre des contraintes,
- une loi constitutive liant les déformations aux contraintes (équations d'état, relation contrainte-déformation),
- une équation liant les variations de contraintes aux variations de pression interstitielle comme par exemple l'équation de la pression interstitielle de SKEMPTON (1974),
- et une équation permettant de calculer la variation de la pression interstitielle en fonction du temps; c'est l'équation générale des écoulements souterrains qui est aussi l'équation de la consolidation.

La résolution des systèmes combinant ces équations exige bien entendu des hypothèses simplificatrices et des conditions aux limites appropriées.

Fig. 1 : Les 2 équations constitutives classiques de la mécanique des sols

Dès 1960 environ, lorsque les ordinateurs commencèrent à être utilisables par les ingénieurs, les premiers programmes écrits pour la géotechnique furent des transcriptions des modèles auparavant utilisés à la main; on peut citer comme exemples : les calculs de stabilité des pentes par les méthodes des tranches et les calculs de tassement. En outre, des programmes établis pour le calcul des structures en barres, comme le programme STRESS bien connu, furent utilisés pour le calcul des interactions sol - structures, ou pour le calcul de pieux, de poutres ou de dalles appuyées élastiquement sur le sol.

Cette automatisation des méthodes de calcul classiques de la géotechnique a eu comme principal avantage de permettre l'introduction, dans ces modèles, d'un nombre élevé d'éléments topologiques et de charges (barres, tranches, couches, zones chargées, etc.) et de permettre des études paramétriques en

faisant varier, par exemple, les valeurs des caractéristiques des sols. Elle a permis encore de réduire fortement les temps de calcul. Beaucoup de ces programmes sont encore utilisés aujourd'hui, le plus souvent avec de nombreux perfectionnements comme les entrées et les sorties graphiques et l'interactivité du dialogue homme-machine.

La méthode vraiment nouvelle qui a vu le jour grâce aux ordinateurs est la méthode des éléments finis inventée par TURNER, CLOUGH, MARTIN et TOPP (1956). Cette technique a révolutionné nos méthodes de dimensionnement et va continuer à le faire ces prochaines décennies. En Suisse les premières applications de cette méthode à la géotechnique datent de 1970 environ. Elle fut tout d'abord utilisée avec des lois constitutives (relations contraintes-déformations) élastique-linéaire ou bi-élastiques (types ① et ② de la figure 2). Des lois non-linéaires (type ③) et ⑤ de la figure 2) furent ensuite petit à petit introduites dans ces modèles d'éléments finis.

Une des premières équations constitutives développées spécialement pour les sols est la loi de Kondner-Duncan (DUNCAN et CHANG (1970)) qui est une loi constitutive du type ③ (fig. 2), sans critère de rupture.

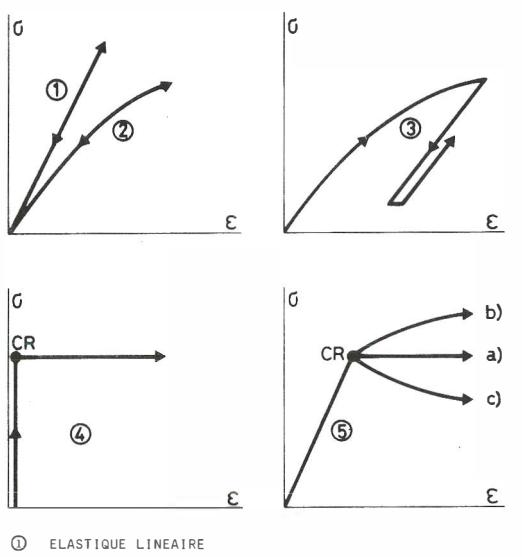


Fig. 2 : Les différents types d'équations constitutives

2.2. Modèles mono-phasiques

La théorie de l'élasticité et la théorie de la plasticité sont basées sur la mécanique du continu, ce qui implique que le sol y est considéré comme un matériau à une phase où l'effet de l'eau notamment ne peut y être introduit que par des charges extérieures. On parle alors de modèles mono-phasiques. Ils sont aujourd'hui de plus en plus utilisés avec des lois constitutives non linéaires qui permettent une meilleure simulation du comportement du sol que ne peut le faire une loi élastique linéaire ou une loi rigide — parfaitement plastique. Ces lois non-linéaires peuvent être classées en trois groupes :

a) relations contrainte - déformation, sans critères de rupture, données *point par point* ou par une *relation mathématique continue* (type ③ de la figure 2). Dans ce groupe, on peut donner comme exemple la loi de Kondner-Duncan déjà citée et les lois utilisant la fonction de RAMBERG-OGOOD (1943) telle que celle proposée par DESAI et WU (1976).

b) *lois élastiques non-linéaires* (type ② de la figure 2) telles que la relation très simple bi-élastique utilisée par CHRISTIAN (1966) dans le programme FEAST, relation qui implique un critère de rupture définissant l'intersection des deux segments de droite dans l'espace $\sigma - \epsilon$, et les relations hypo et hyper-élastiques récemment proposées (voir CHRISTIAN et DESAI (1977)).

c) *lois découlant de la théorie de la plasticité*, dont notamment les lois élasto-parfaitement plastiques (type ⑤a de la figure 2), élasto-plastiques avec écrouissage (strain-hardening) ⑤b ou avec relaxation (strain-softening) ⑤c. Ces lois impliquent un comportement élastique du sol jusqu'à ce qu'un état de contrainte critique soit atteint, état dénommé souvent critère de rupture; la relation contrainte-déformation au-delà de cet état est alors déterminée par une loi d'écrouissage ou de relaxation associée ou non aux conditions de rupture (concept de l'orthogonalité de l'incrément de déformation plastificateur).

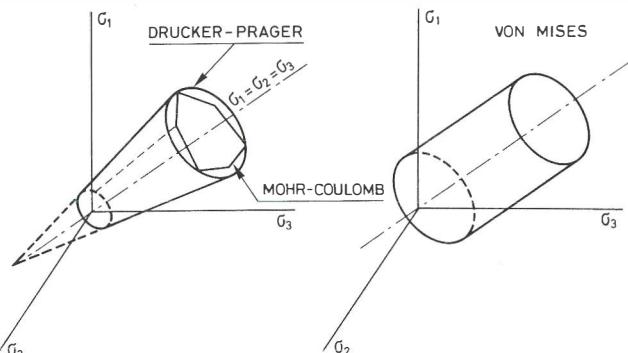


Fig. 3 : Les lois constitutives de Drucker-Prager, Mohr-Coulomb et von Misès

Aujourd'hui dans la pratique ce dernier groupe de lois est le plus souvent utilisé et ceci avec les critères de rupture de DRUCKER-PRAGER (1952) et de von Misès. La loi de Drucker-Prager (voir figure 3) est très proche de la loi de Mohr-Coulomb; elle a l'avantage sur cette dernière de ne pas avoir de coins dans sa représentation dans l'espace des contraintes et de ce fait est beaucoup plus facile à traiter mathématiquement dans les analyses à trois dimensions. La loi de Drucker-Prager est le plus souvent utilisée avec une loi d'écrouissage non-associée, car une loi associée au critère de rupture conduit à une très forte dilatance qui n'a pas de sens physique. Les lois constitutives utilisées dans ces modèles élasto-plastiques sont donc généralement, dans l'espace des contraintes $\sigma_1 - \sigma_2 - \sigma_3$, des cônes ou des cylindres dont l'axe est défini par l'équation $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma$, soit la diagonale principale des contraintes (figure 3). Le phénomène de la consolidation qui est un écrouissage sous un tenseur de contrainte sphérique de même que le phénomène de la relaxation (relation contrainte - déformation entre le pic et la résistance résiduelle) ne peuvent donc y être introduits. Pour cette raison on ferme ces cônes ou cylindres par des chapeaux de formes diverses qui sont une limite de plastification.

tion dont le déplacement sur la diagonale des contraintes est régi par une loi d'écrouissage telle que l'équation de la consolidation ($e = f(p')$). La figure 4 décrit le déplacement du chapeau par un incrément de déformation plastificateur dans le cas de la loi de Drucker-Prager. En plus de cette dernière loi et de la loi de von Misès, on peut encore citer dans ce groupe la loi dite «CAMCLAY» (WROTH (1976)) dont nous reparlerons plus loin et la loi récemment proposée par PREVOST et HÖEG (1975).

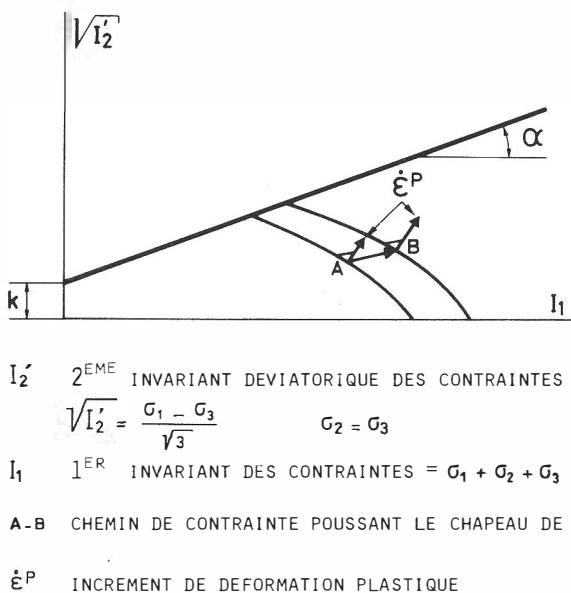


Fig. 4 : La loi de Drucker-Prager avec un chapeau

Type des lois	Lois constitutives	Nombre paramètres
Linéaire	Elastique	2
Elastique non linéaire	Bi-élastique avec Mohr-Coulomb	6
Fonction continue ou point par point	Kondner-Duncan Ramberg-Osgood (Desai et Wu) Point par point (n points)	≥ 9 ≥ 13 $4 \times n + \geq 1$
Non-linéaire	Von Misès sans écrouissage Von Misès avec écrouissage Drucker-Prager sans écrouissage Drucker-Prager avec écrouissage et chapeau Camclay Prevost-Höeg avec écrouissage et relaxation	3 4 .. 5 4 ≥ 6 7 9

Tableau 1 : Nombre des paramètres des principales lois constitutives

La recherche de lois constitutives toujours plus proches du comportement réel d'un sol ou d'une roche est d'un grand intérêt pour le praticien qui pourra ainsi de mieux en mieux prévoir le comportement de ses ouvrages. Cependant, certaines de ces lois sont fonctions de nombreux paramètres déterminables seulement avec des dispositifs d'essais particuliers possédés par quelques laboratoires de recherche; elles sont donc inutilisables par le praticien. Pour cette raison, il vaut mieux laisser aux

chercheurs les lois constitutives théoriquement presque parfaites mais aux paramètres complexes et n'utiliser dans la pratique que des lois non-linéaires simples dont les paramètres peuvent être déterminés facilement par les essais standards de la mécanique des sols et des roches.

Le nombre des paramètres nécessaires à la définition des principales lois constitutives utilisables aujourd'hui en géotechnique fait l'objet du tableau N° 1.

Parmi ces lois, la loi CAMCLAY développée sur la base des recherches de l'équipe du professeur Roscoe à l'Université de Cambridge (UK), est exemplaire car elle utilise les paramètres classiques de la mécanique des sols, soit un indice de vide initial e_0 , la contrainte p_0 correspondant à e_0 , l'indice de compression C_c , l'indice de gonflement C_s , un module de poisson

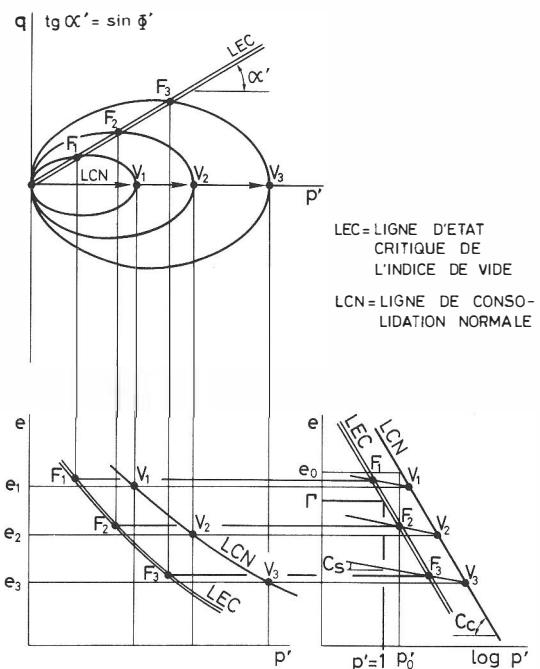


Fig. 5 : Concepts à la base de la loi CAMCLAY

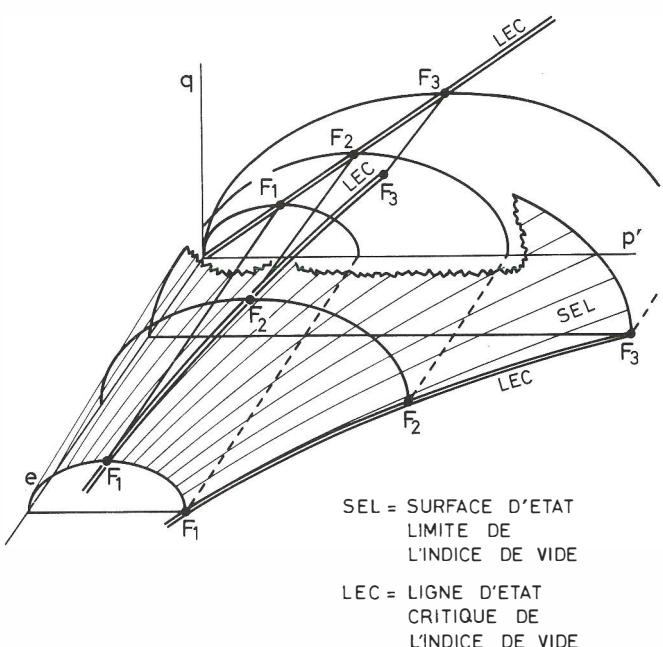


Fig. 6 : Surface d'état limite de la loi CAMCLAY

constant, l'angle de frottement interne Φ' et l'ordonnée Γ d'un point de la trace de la ligne d'état limite dans le plan $e - \log_{10}(p')$. Les figures 5 et 6 donnent un aperçu graphique des concepts qui ont prévalu à la formulation de cette loi constitutive. Nous ne pouvons discuter ici en détail de cette loi; ces deux figures permettent cependant de se rendre compte que cette loi découle d'une approche tout à fait classique du comportement d'un sol. Plus de détails sur cette approche pourront être trouvés dans les publications de ROSCOE et al (1958 et 1963) SCHOFIELD et WROTH (1968), WROTH (1976) et dans les comptes-rendus du «ROSCOE MEMORIAL SYMPOSIUM» (PARRY 1971).

Il est important de noter cependant que, dans cette loi, la surface de rupture — surface dans l'espace des contraintes — est définie par l'indice de vide critique soit l'indice de vide au-delà duquel il n'y a plus de déformation volumétrique.

2.3. Modèles couplés (bi-phasiques)

Le sol est typiquement un matériau à 2 voire 3 phases : une phase solide, une phase liquide et une phase gazeuse; en outre, l'interaction entre la phase liquide et la phase solide induit souvent des efforts et des déformations importantes qu'il est difficile d'apprécier avec un modèle mono-phasique. Par exemple, lors de l'excavation dans des sols argileux d'une fouille étayée par une enceinte en parois moulées, (fig. 7) cette enceinte va se déformer et cette déformation va largement modifier le régime des pressions interstitielles derrière les parois. Il va se créer notamment un puits transitoire derrière la paroi qui va produire des poussées d'écoulement importantes. Un calcul mené avec un modèle mono-phasique sans variation des pressions interstitielles conduira à un soulèvement général des bords de la fouille alors qu'en réalité on observe un tassement que seules peuvent expliquer les poussées d'écoulement engendrées par la déformation de la paroi et le comportement plastique du sol.

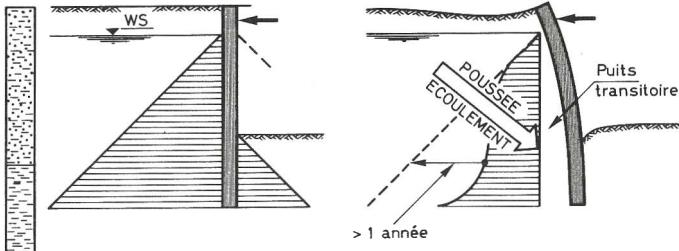


Fig. 7 : Influence de la variation des déformations et des contraintes sur les pressions interstitielles

Grâce à l'accroissement des vitesses de nos ordinateurs il est aujourd'hui possible de tenir compte de cette interaction dans un modèle mathématique. On parle alors de modèles couplés.

On peut tout d'abord utiliser des modèles indépendants du temps qui ne tiennent compte que des variations de pressions interstitielles déterminées, par exemple, par l'équation de la pression interstitielle de Skempton (fig. 8). Par rapport à un modèle mono-phasique, ce modèle exige une boucle d'itération supplémentaire pour ajuster la valeur de la pression interstitielle.

L'introduction du temps dans nos méthodes de calcul n'est pas récente; l'équation de la consolidation de Terzaghi date en effet de 1923. Dans un modèle mono-phasique il est relativement facile d'introduire une loi constitutive visqueuse du type de celle schématisée sur la partie gauche de la figure 9, par exemple, pour simuler la consolidation d'un sol. Une loi constitutive est

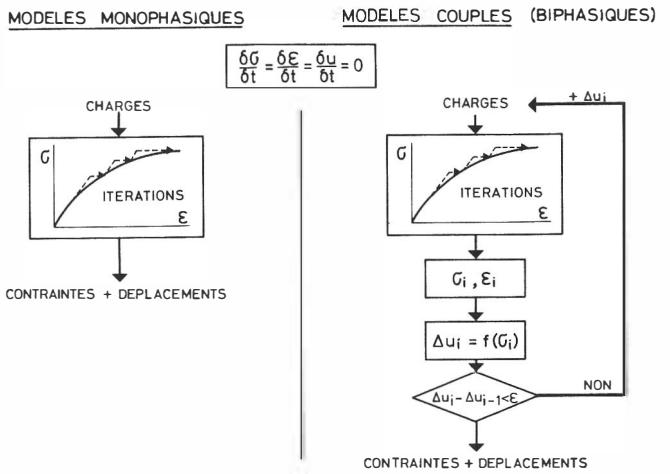


Fig. 8 : Modèles mono-phasiques et couplés indépendants du temps

dite visco-plastique lorsque le comportement visqueux du matériau débute après que le critère de rupture ait été dépassé. Dans le cas contraire on parle de visco-élasticité. Le modèle physique de la partie gauche représente un comportement visco-élastique. Les lois constitutives mono-phasiques visco-élastiques ou visco-plastiques sont aujourd'hui couramment utilisées dans les programmes de calcul sur ordinateur basés sur la méthode des éléments finis. Elles ne permettent cependant pas de tenir compte des interactions entre la pression interstitielle et les particules constituant un sol; pour cela il faut utiliser des modèles couplés fonction du temps.

Dans ces modèles les quatre équations énumérées au § 2.1. interviennent ce qui exige, comme le montre la partie droite de la figure 9, plusieurs boucles imbriquées d'itérations et donc des temps de calcul très importants.

Ces modèles ne sont pratiquement utilisables aujourd'hui que pour des cas simples, bi-dimensionnels, notamment pour analyser la consolidation d'ouvrages tels que les digues en terre (EISENSTEIN, KRISHNAYYA et LAW (1976) et SAXENA et DESAI (1976) par exemple).

Ces modèles ont cependant un grand avenir car ils sont actuellement les seuls à pouvoir simuler correctement le comportement d'un sol; il faudra attendre la généralisation des processeurs vectoriels — processeurs exécutant un grand nombre d'opérations en parallèle — pour pouvoir les utiliser dans le cadre financier d'un mandat d'ingénieur.

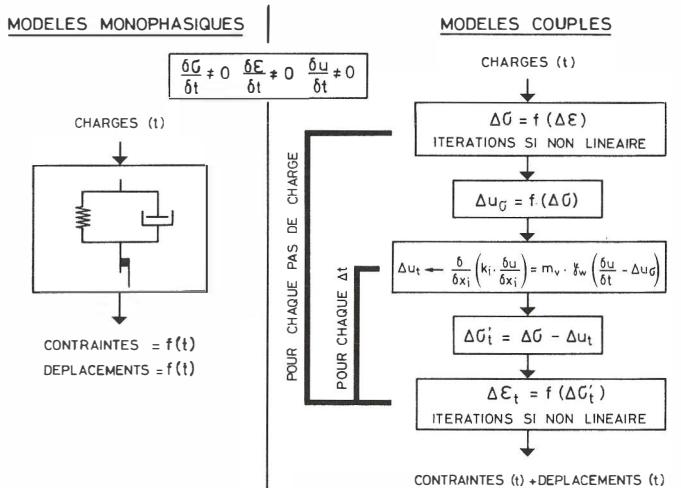


Fig. 9 : Modèles mono-phasiques et couplés fonction du temps

2.4. Commentaires

Aujourd'hui et en ce qui concerne l'approche déterministe, un arsenal de méthodes de calcul et de lois constitutives est à disposition du géotechnicien. Il ne faut pas cependant se laisser griser par ces moyens mathématiques sophistiqués. Il faut avoir toujours présent à l'esprit que ces méthodes reposent toutes sur la mécanique du continu alors qu'un sol ou une roche sont par définition des discontinus possédant une phase solide, une phase liquide et une phase gazeuse. Par exemple, la dilatance, qui est typiquement une manifestation d'un discontinu granulaire, correspondant, dans la mécanique du continu, à un accroissement de l'énergie de déformation qui n'est pas compatible avec la plupart des modèles mathématiques issus de cette mécanique. Le résultat d'un calcul avec une loi constitutive non-linéaire n'est ainsi jamais a priori garanti; ce calcul exige donc beaucoup de prudence et d'expérience de la part de celui qui l'entreprend. Les lois constitutives non-linéaires peuvent cependant être utilisées aujourd'hui dans la pratique avec un grand profit; le praticien devrait cependant se limiter aux lois les plus simples et déjà bien éprouvées telle la loi CAMCLAY.

Il reste encore beaucoup à faire dans ce domaine et des efforts sont entrepris actuellement, notamment dans la simulation des discontinuités (joints, interfaces entre un ouvrage en béton et un sol ou une roche, interfaces entre un sol fin et un sol grossier, etc.), dans l'usage de la théorie des larges déplacements et déformations (non-linéarité géométrique) et dans le traitement des singularités et des domaines infinis par la méthode de «résolution aux frontières» (Boundary solution process, voir ZIENKIEWICZ (1977), chap. 23).

3. MODÈLES PROBABILISTES

3.1. Généralités

En mécanique des sols et des roches les paramètres de résistance et de déformabilité, les charges et souvent la topologie des ouvrages sont presque toujours des variables aléatoires, ceci plus que dans toute autre branche du génie civil. Il est ainsi un peu étonnant que, jusqu'à aujourd'hui, la démarche probabiliste n'ait pas beaucoup tenté l'ingénieur géotechnicien. Cela peut s'expliquer par la présentation abstraite des modèles probabilistes qu'utilisent les mathématiciens. Il existe aujourd'hui bien heureusement des «traductions» en langage de l'ingénieur des abstractions mathématiques comme l'ouvrage général de BEN-JAMIN et CORNELL (1970) ou l'ouvrage de HARR (1977 et 1981) dédié plus spécialement à l'approche probabiliste en mécanique des sols.

L'approche probabiliste a très certainement un grand avenir en mécanique des sols et des roches car elle permet une appréciation objective de la sécurité de nos ouvrages et nous apporte une aide à la décision qui nous manquait souvent.

Le sol étant un discontinu à distribution aléatoire des particules, les outils probabilistes nous permettront peut-être aussi de pallier aux défauts des modèles basés sur la mécanique du continu.

3.2. Risque de ruine

Le coefficient de sécurité déterministe tel qu'il est utilisé encore aujourd'hui est avant tout un coefficient de comparaison ou d'ignorance. Il ne nous donne aucun renseignement sur la probabilité de ruine d'un ouvrage alors que cette probabilité devrait être l'élément déterminant lors de son dimensionnement.

Cette sécurité déterministe a été petit à petit ajustée à nos méthodes de calcul classiques. Lors d'une évaluation de la stabilité d'une digue en terre par la méthode des tranches on

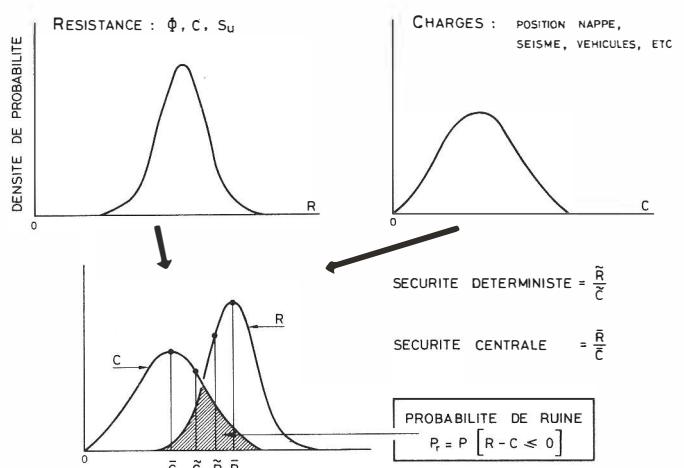


Fig. 10 : Probabilité de ruine

connaît très bien les coefficients de sécurité qu'il faut utiliser. Si le comportement de cette digue est analysé par la méthode des éléments finis quels devraient être alors les coefficients de sécurité utilisés ? Nous ne le savons pas trop et de ce fait l'usage de cette méthode beaucoup plus élaborée, procurant beaucoup plus de renseignements à l'ingénieur et permettant ainsi une meilleure optimisation de l'ouvrage se justifie beaucoup moins.

Cette probabilité de ruine s'obtient par intersection de la distribution aléatoire de la charge avec la distribution aléatoire de la résistance (Φ' , c , s_u). Pour que cette intersection soit possible, il faut que l'abscisse des deux diagrammes de distribution représente une même grandeur (voir figure 10). Dans le cas très simple d'un talus de pente β , la charge sera représentée par cette pente et la résistance par l'angle de frottement interne ϕ' .

Lors du dernier congrès international de mécanique des sols et de travaux de fondation à Stockholm en juin 1981, l'introduction de la démarche probabiliste dans nos méthodes de calcul fut assez largement discutée. Parmi les nombreuses communications présentées dans ce domaine nous pouvons citer celle du Français BIAREZ (1981) qui compare des approches déterministes, semi-probablistes et probabilistes et celle des Grecs VALALAS, HATZIGOGOS et TSOTSOS (1981) qui traite du calcul des contraintes et des déformations sous une semelle de fondation par un modèle probabiliste du type de celui présenté sur la figure 11. Nous pouvons encore citer la très intéressante et très compréhensible publication de CAMBOU (1975) publiée lors de la 2^e conférence internationale sur les

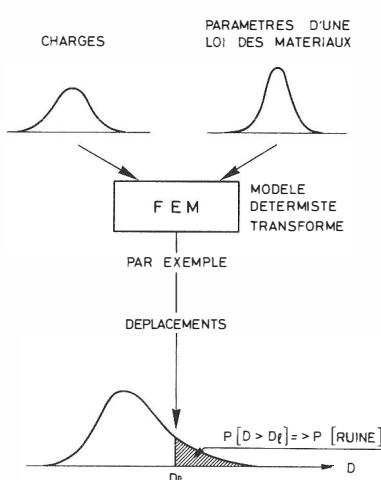


Fig. 11 : Exemple d'un modèle probabiliste

applications de la statistique et des probabilités en mécanique des sols et en structures, et celle de BAECHER et INGRA (1981).

Ce type de modèle est très intéressant; les caractéristiques des sols et les charges y sont introduites sous forme de distributions aléatoires et les résultats obtenus ne sont plus, en un point donné, un déplacement et un tenseur de contrainte mais la distribution (densité de probabilité) des déplacements et la distribution des contraintes. La probabilité de ruine s'obtient alors très facilement, par exemple, comme étant la probabilité qu'un déplacement en un certain point dépasse une certaine valeur. Les techniques mathématiques utilisées dans un tel modèle (méthode de Monte-Carlo, relaxation dynamique, etc.) exigent des temps de calcul importants et ce type de modèle probabiliste ne peut encore être utilisé aujourd'hui que pour des cas simples en élasticité linéaire.

L'emploi de ce type de modèle doit, à notre avis, absolument être encouragé car il est le seul à permettre une appréciation objective du risque de ruine d'un ouvrage. Il permet aussi de contrôler la sensibilité d'un modèle mathématique aux paramètres introduits dans le calcul.

Il faut nonobstant pouvoir définir correctement les distributions aléatoires des données et cela n'est possible que pour des ouvrages qui ont fait l'objet notamment d'une campagne de reconnaissance géotechnique approfondie.

3.3. Mécanique probabiliste

La plupart des modèles mathématiques utilisés aujourd'hui en mécanique des sols et des roches sont tirés de la mécanique du continu alors qu'un sol ou, dans une moindre mesure, une roche sont des discontinus à distributions aléatoires des particules. Les inconvénients de l'usage de la mécanique du continu, qui ont été brièvement discutés plus haut, ont incité plusieurs chercheurs à tenter d'utiliser une mécanique probabiliste pour simuler le comportement d'un sol. Cette démarche est malheureusement difficile, ceci pour des raisons qu'il serait trop long d'exposer ici, et n'a pas encore débouché sur des méthodes de calcul facilement utilisables en pratique. Nous pouvons citer comme exemple de cette démarche :

- l'approche de HARR (1977) pour le calcul de la distribution des contraintes sous une charge, dans les sols granulaires,
- l'approche de MITCHELL (1964 et 1968) pour le calcul des déformations et de leur vitesse; elle est basée sur les lois de la physique statistique et est de ce fait un peu rébarbative pour le praticien. Elle a cependant et à notre avis des applications intéressantes dans l'analyse du fluage des sols.

3.4. Aide à la décision

Au long du processus de la conception et de l'exécution d'un ouvrage l'ingénieur doit prendre toute une série de décisions. Si souvent une décision peut se prendre sur la base de critères objectifs comme la contrainte admissible dans un matériau, en géotechnique, il arrive fréquemment que les critères de choix soient incertains : quelle est la profondeur du bedrock à un endroit donné alors que l'hectare sur lequel viendra se construire un ensemble de fondations n'a été reconnu que par deux ou trois sondages ?

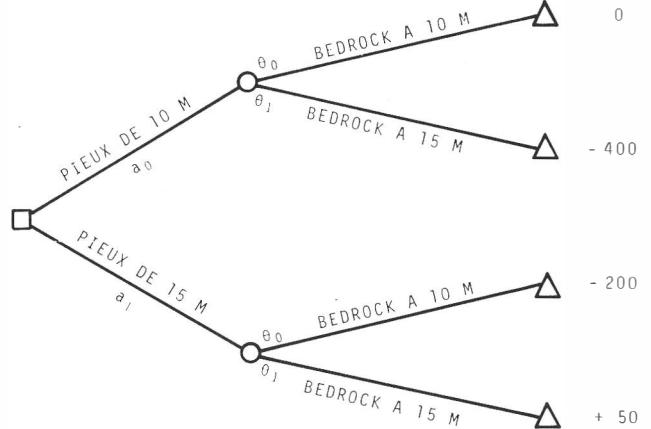
Qui plus est, une décision est rarement unique et l'ingénieur doit plutôt prendre des séquences de décisions non indépendantes les unes des autres. L'ingénieur n'est plus désarmé aujourd'hui devant cette situation car il possède une puissante aide en la méthode des arbres de décision et la théorie bayésienne de la décision (du nom du mathématicien anglais du 18^e siècle, Thomas Bayes). Cette méthode est très proche de la démarche d'esprit de l'ingénieur car elle lie notamment les éléments objectifs et les éléments subjectifs qui interviennent dans un processus de décision.

PROCÉDURE PAR ARBRES DE DECISION

EXEMPLE TRIVIAL : CHOIX DE LA LONGUEUR D'UN PIEU

PREFRABRIQUE BATTU :
10 OU 15 M ?

POIDS DU
DEFAUT
0



$\theta_i = \text{PROBABILITÉ}, \theta_0 = 0,6, \theta_1 = 0,4 \text{ PAR EXEMPLE}$

$$\text{VAL ESP}(a_0) = 0,6 \times 0 + 0,4 \times (-400) = -160$$

$$\text{VAL ESP}(a_1) = 0,6 \times (-200) + 0,4 \times 50 = -100 **$$

Fig. 12 : Aide à la décision par un arbre de décision — Exemple très simple

Nous allons essayer de donner un aperçu de cette méthode par un exemple très simple, presque trivial, tiré de l'ouvrage de BENJAMIN et CORNELL (1970). Cet exemple est illustré par la figure 12. Quelle longueur de pieux préfabriqués battus faut-il choisir lorsque deux forages ont reconnu le bedrock à 10 et 15 mètres. Les éléments subjectifs de l'arbre de décision de la figure 12 sont les probabilités d'occurrence données à chaque branche de cet arbre ($P'(θ_0) = 0,6$ et $P'(θ_1) = 0,4$). Le poids du défaut ou le coût des quatre résultats peut lui être en général calculé exactement. Dans cet arbre de décision les ronds sont des ronds d'événement et les carrés des nœuds de décision. Il n'y a qu'une décision à prendre dans cet exemple très simple. Les valeurs espérées du défaut ou du coût s'obtiennent facilement en multipliant les poids ou coûts par la probabilité de chaque branche $θ$. Dans cet exemple ce serait la solution des pieux de 15 mètres qui devrait être choisie car son défaut est le moins important.

Supposons maintenant que l'on puisse compléter la reconnaissance par forages par une mesure approximative en sismique réflexion. La règle de Bayes permettra alors d'affiner la première prévision : si cette 2^e mesure approximative de la profondeur du bedrock donne une valeur de 13 mètres et que la probabilité d'avoir une profondeur réelle de 10 m avec cette indication est de 0,2 et de 0,4 pour une profondeur réelle de 15 m, les probabilités revues de $θ_0$ et $θ_1$ seront de $P''(θ_0) = 0,2 \cdot 0,6 = 0,12$ et de $P''(θ_1) = 0,4 \cdot 0,4 = 0,16$. Avant d'introduire ces nouvelles valeurs dans l'arbre de décision il faudra encore les normaliser à un, soit $P''(θ_0) = 0,12 / (0,16 + 0,12) = 0,43$ et $P''(θ_1) = 0,16 / (0,16 + 0,12) = 0,57$. Ces probabilités revues augmentent la différence entre les deux valeurs espérées du défaut et la solution des pieux de 15 m devient maintenant nettement préférable.

Cette méthode est particulièrement efficace pour l'estimation des coûts et/ou des méthodes de construction d'ouvrages à fort degré d'incertitude comme les tunnels. Elle peut aussi et par exemple être utilisée pour l'estimation précise des tassements lors de la mise en place de grandes surfaces de remblais (MATSUO et ASAOKA (1981)).

4. EVOLUTION DES ORDINATEURS

Pour conclure ce panorama des tendances actuelles dans l'usage des modèles mathématiques en géotechnique, il nous faut encore dire quelques mots sur l'évolution des ordinateurs qui est indissociable de celle des modèles mathématiques. C'est en effet grâce à l'évolution foudroyante des vitesses de calcul des ordinateurs que beaucoup des modèles mathématiques présentés peuvent aujourd'hui être utilisés dans la pratique.

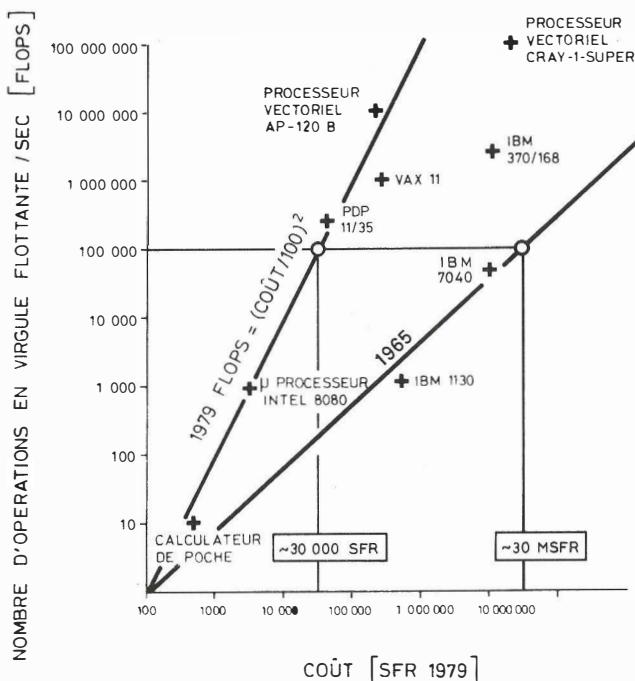


Fig. 13 : Evolution des coûts et des vitesses de calcul des ordinateurs

En l'espace de quelque quinze ans les vitesses de calcul de nos ordinateurs ont été multipliées par un facteur d'environ mille et le coût d'un calcul sur ordinateur a été lui réduit dans une même proportion. La figure 13 montre qu'en 1965 un ordinateur exécutant 100'000 instructions en virgule flottante par seconde coûtait quelque 30 millions de nos francs actuels. Aujourd'hui cette vitesse de calcul est celle d'un petit ordinateur de table ne coûtant que quelque Fr. 30'000.— (DYSLI (1979)). Cette évolution fait que les calculs qui ne pouvaient être traités il y a seulement quelques années que sur de grosses machines peuvent l'être aujourd'hui sur un mini-ordinateur qui ne coûte que l'équivalent d'une ou deux années d'ingénieur (prix de revient). La figure 14 décrit une configuration optimale d'un de ces petits ordinateurs. Elle comprend les moyens d'entrée des données et de sortie des résultats sous forme graphique car le langage graphique est le mode de transfert de l'information le plus utilisé par l'ingénieur. La vitesse de calcul de ces petits ordinateurs permet d'utiliser le mode graphique sans réduction ou presque de leur capacité et c'est donc aujourd'hui une erreur grossière que de s'en priver.

Lors de ces prochaines années, les vitesses de calcul des ordinateurs vont encore augmenter dans une forte mesure et le coût des calculs diminuer tout autant, ceci surtout en Suisse où les prix pratiqués par certains centres de calcul sont aujourd'hui beaucoup trop élevés. Des modèles mathématiques dont le coût d'utilisation sur ordinateur est aujourd'hui prohibitif pour un usage pratique vont pouvoir ainsi petit à petit être utilisés par les bureaux d'ingénieurs.

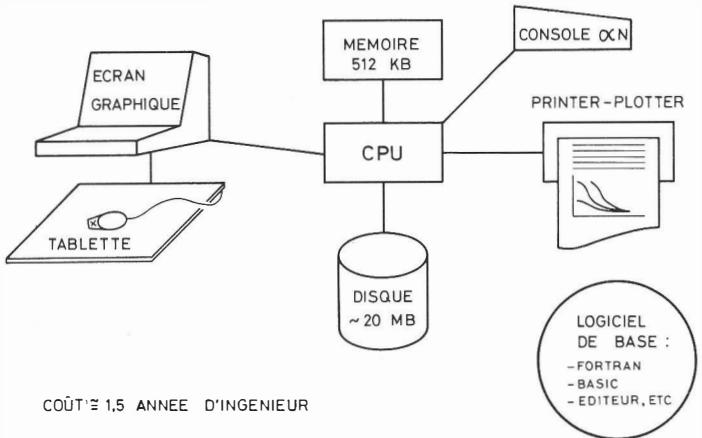


Fig. 14 : Configuration optimale d'un mini-ordinateur pour un bureau d'ingénier

BIBLIOGRAPHIE

- BAECHER G.B., INGRA T.S. (1981) *Stochastic FEM in Settlement Predictions* — Journ. of Geot. Eng. Div. ASCE GT4
- BENJAMIN J.R., CORNELL C.A. (1970) *Probability, Statistics and Decision for Civil Engineers* — Mc Graw Hill
- BIAREZ J. et al (1981) *Caractérisation des sols et mesure de la sécurité* — CR 10^e conf. int. de méc. sols et trav. fond. Vol. 1 Stockholm
- CHRISTIAN J.T. (1966) *Two dimensional Analysis of Stress and Strain in Soils* — Report 3 US Army Waterways Exp. Station — DA-22-079-eng.471
- CHRISTIAN J.T., DESAI C.S. (1977) *Constitutive laws for geologic media* — Numer. meth. in geotechn. Engineer. — Mc Graw Hill
- DESAI C.S., WU T.H. (1976) *A General Function for Stress-Strain Curves* — Proc. 2nd Int. Conf. Numer. Methods geomech., Blacksburg
- DRUCKER D.C., PRAGER W. (1952) *Soil Mechanics and plastic Analysis or Limit Design* — Quaterly of applied Mathematic Vol. 10
- DUNCAN J.M., CHANG C.Y. (1970) *Nonlinear Analysis of Stress and Stress in Soils*. Journ. of Soil. Mech. and Found. Div. ASCE SM5
- DYSLI M. (1979) *Evolution ou révolution du hardware* — Schweizer Ingenieur und Architekt 50/79
- EISENSTEIN Z., KRISHNAYYA A., LAW S. (1976) *Analysis of Consolidation in Cores of Earth Dams* — 2nd Int. Conf. on Numerical Methods in Geomechanics, Blacksburg Vol. II
- HARR M.E. (1977) *Mechanics of Particulate Media, a Probabilistic Approach* — Mc Graw Hill
- HARR M.E. (1981) *Mécanique des milieux formés de particules* — Traduct. E. Recordon Presses Polytechniques Romandes
- MATSUO M., ASAOKA A. (1981) *Dynamic Design Philosophy in Settlement Prediction* — Proc. of 10th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Vol. 1, Stockholm
- MITCHELL J.K. (1964) *Shearing resistance of soils as rate process* — J. of Soil Mech. and Found. Div. ASCE SM1
- MITCHELL J.K., CAMPANELLA R.G., SINGH A. (1968) *Soil creep as a rate process* — J. of Soil Mech. and Found. Div. ASCE SM1
- PARRY R.H. (éd.) (1971) *Stress-Strain Behaviour of Soils* — Proc. Roscoe Mem. Symp. Cambridge Univ. — G.T. Foulis London

- PREVOST J.H., HÖEG K. (1975) *Effective Stress-Strain-Strength Model for Soils* — J. of Geotech. Eng. Div. GT3 ASCE
- RAMBERG W., OSGOOD W.R. (1943) *Description of Stress-Strain Curves by Three Parameters* — Natl. Advis. Comm. Aeronaut. Techn. Note 902, Washington DC
- ROSCOE K.H., SHOFIELD A.N., WROTH C.P. (1958) *On the Yielding of Soils* — Géotechnique Vol. 8
- ROSCOE K.H., SHOFIELD A.N., THURAIJAH A. (1963) *Yielding of Soils in States wetter than critical* — Géotechnique Vol. 13
- SAXENA S., DESAI C. (1976) *Consolidation settlement of a layered Subsurface* — 2nd Int. Conf. on Numerical Methods in Geomechanics, Blacksburg Vol. III
- SHOFIELD A.N., WROTH C.P. (1968) *Critical State in Soil Mechanics* — Mc Graw Hill London
- SKEMPTON A.W. (1954) *The Pore-pressure Coefficients A et B* — Geotechnique Vol. IV
- TURNER M.J., CLOUGH R.W., MARTIN H.C., TOPP L.J. (1956) *Stiffness and Deflection Analysis of complex Structures* — Journ. of the aeronautical Sc. Vol. 23 No 9
- VALALAS D. Th., HATZIGOGOS Th.N., TSOTSOS S.S. (1981) *Soil / Structure Interaction and Soil Heterogeneity* — Proc. of the Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Vol. 1, Stockholm
- WROTH C.P. (1976) *The predicted Performance of soft clay under a trial embankment loading based on the Cam-Clay model* — Finite Element in Geomechanics J. Wiley and Son
- ZIENKIEWICZ O.C. (1977) *The Finite Element Method* — Third Ed. Mc Graw Hill

Adresse de l'auteur :

M. Dysli
 Laboratoires de mécanique
 des sols et des roches
 ISRF - Dép. de génie civil
 EPFL - Ecublens
 1015 Lausanne

Nº 105	MITTEILUNGEN der Schweizerischen Gesellschaft für Boden- und Felsmechanik PUBLICATION de la Société Suisse de Mécanique des Sols et des Roches Herbsttagung 1981, 6. November, Bern — Session d'automne 1981, 6 novembre, Berne
--------	---

Aspects généraux de la construction à l'étranger

Par F. Marti, Genève

Placée à un carrefour des relations internationales, la Suisse a toujours conçu sa vie culturelle et son économie en étroite liaison avec celle des autres nations. La construction à l'étranger joue un rôle non négligeable dans cette interconnection économique. Le fait que son produit se matérialise sur place, dans les pays destinataires, confère à cette activité, là où elle s'exerce, un caractère de présence suisse très marquante. Elle complète et accentue la projection de la Suisse représentée sur le plan économique par nos produits d'exportation et nos prestations de services.

Je commencerai mon exposé par l'historique, j'expliquerai ensuite la politique d'acquisition, j'évoquerai les problèmes qui se posent au cours des travaux au sujet du personnel, des moyens financiers, des garanties ainsi que des risques techniques et politiques et je terminerai enfin par quelques réflexions sur la situation et les perspectives du marché et sur l'importance des travaux à l'étranger pour l'ensemble de la branche de la construction.

LA CONSTRUCTION SUISSE A L'ETRANGER HIER ET AUJOURD'HUI

La présence à l'étranger de constructeurs suisses ne date pas d'aujourd'hui. Notre billet de banque de 100 francs nous apprend qu'au 16^e siècle déjà, on les trouve en Italie en tant que constructeurs d'églises. Plus tard, nous les rencontrons en Espagne, en Allemagne et en Russie.

Les premières entreprises de construction qui exportèrent leurs services, furent créées à la fin du siècle passé. Bien que deux guerres mondiales et des crises économiques et monétaires leur aient créé de sérieux problèmes, elles ont poursuivi cette activité. Elles ont ainsi créé les bases pour une évolution plus rapide au cours de ces dernières années.

Au début, les travaux à l'étranger consistèrent avant tout en la construction d'aménagements hydro-électriques (barrages, centrales électriques, galeries, conduites forcées). Pour ces travaux, la Suisse disposait d'un savoir-faire avancé aussi bien dans le domaine de la promotion et des projets que dans la réalisation proprement dite. Parallèlement, des entreprises suisses ont acquis sur les marchés étrangers une position remarquable dans la conception et l'application du béton précontraint, de procédés spéciaux de fondations et de consolidation du rocher.

Jusqu'au début de la dernière décennie, la construction suisse à l'étranger a été l'apanage de quelques rares entreprises. Cette situation s'est modifiée sensiblement dès 1975, lorsque le recul de l'activité en Suisse s'est accentué et a incité un nombre important d'entreprises à déplacer à l'étranger les cadres et engins inemployés en Suisse. La situation des marchés étrangers fut favorable à cette expansion. L'augmentation massive du

prix du pétrole procura aux pays de l'OPEP d'énormes moyens financiers qui, en partie, ont pu être investis dans des travaux de construction.

Le boom déclenché par ces événements a permis à l'industrie suisse de la construction de développer largement son activité sur le marché international.

Le chiffre d'affaires à l'étranger des entreprises de construction a passé de quelque 200 millions de francs dans les années 1974/75 à environ un milliard en 1980. Il représente donc une part non négligeable de notre économie d'exportation. En gardant les proportions, ce volume d'un milliard de francs est tout à fait comparable à la construction internationale d'autres pays. Ainsi, en 1980, elle était d'environ

40 milliards de francs pour les Etats-Unis
 5 milliards de francs pour la Grande-Bretagne
 10 milliards de francs pour la France
 7 milliards de francs pour l'Italie
 8 milliards de francs pour l'Allemagne fédérale.

POLITIQUE D'ACQUISITION DE TRAVAUX

Le cas classique pour l'acquisition est représenté par ce que l'on peut appeler «le marché international des travaux». Il s'agit d'un marché qui vise à combler, dans les pays destinataires, un manque de capacité des entreprises locales sur le plan du know-how, du management, du financement et de leur possibilité de courir des risques. Ce marché se trouve principalement dans les pays du Tiers Monde en Asie, au Moyen-Orient, en Afrique et en Amérique latine, où les besoins en constructions sont grands, mais les moyens pour leur réalisation très inégalement répartis.

Un grand nombre d'entreprises européennes, américaines et, depuis quelques années, asiatiques, sont intéressées à ce marché. L'engagement de l'entreprise et sa présence dans un pays ont un caractère temporaire et sont déterminés par le nombre et la durée des chantiers en cours. Les investissements nécessaires au niveau de l'infrastructure et du matériel sont effectués à moyen terme. Le centre de gravité de cette activité peut être déplacé d'un pays à l'autre, selon la situation conjoncturelle et politique.

On peut accéder à ce genre de travaux en participant à des soumissions ouvertes sur le plan international. Ceci est normalement le cas pour des travaux financés par la Banque Mondiale ou par d'autres fonds internationaux d'aide au développement. Malheureusement, les occasions sur ce marché se présentent d'une façon sporadique et géographiquement dispersée. La concurrence y est très vive, et les rares chances de se voir adjuger des travaux ne permettent pas de créer et de maintenir une activité internationale à caractère continu.

A part ce marché, il faut donc rechercher l'accès à des marchés nationaux de certains pays, qui présentent des conditions favorables à l'intervention d'une entreprise suisse. Pour ce faire, il est nécessaire de se créer des relations locales, capables de signaler les possibilités de travaux et d'accompagner la soumission et l'exécution par des informations et conseils adéquats.

Les plus grandes entreprises en Suisse ne sont, sur le plan international, que des sociétés moyennes. Elles devraient donc concentrer leur acquisition sur un nombre limité de pays, compatible avec leur potentiel d'exécution et leur capacité de se créer un volume suffisant de relations locales.

PROBLEMES LIES A L'EXECUTION DES TRAVAUX

Souvent, le sort d'une affaire se joue déjà avec *l'offre*. Soit qu'elle soit écartée parce que trop élevée, soit qu'elle s'avère par la suite comme trop basse ou entachée de conditions trop dures, ce qui veut dire qu'une perte y était implicitement incluse dès le début.

Il est donc inutile de dire qu'une offre doit être bien préparée. Normalement elle constitue déjà une partie importante de la planification future des travaux, avec programme, plan des installations, liste des équipements, description des procédés d'exécution, organigramme de l'encadrement, état du personnel employé et ouvrier.

En outre, il est indispensable d'étudier les implications de la législation sociale, fiscale et de transfert de devises ainsi que les besoins en crédit et l'évolution de la liquidité en cours des travaux.

Toute approche du prix de l'offre par ce que l'on appelle le prix du marché est dangereuse. Dans une concurrence entre entreprises provenant de pays différents, les coûts peuvent varier sensiblement. Ainsi sera-t-il souvent impossible pour une entreprise suisse de battre dans le domaine des coûts la concurrence asiatique qui profite d'une main-d'œuvre extrêmement bon marché. Des écarts du simple au double entre les prix des concurrents ne sont pas exceptionnels. Certes, des différences dans la conception technique et dans l'appréciation des rendements se présentent dans n'importe quelle soumission. Mais, dans un concours international, leurs implications financières s'avèrent souvent beaucoup plus importantes. A ceci s'ajoutent toutes les différences provenant de l'appréciation des risques sociaux et politiques, des risques de change etc.

Dans ce jeu, il convient de garder la tête froide, d'écartier toute considération de prestige, de ne pas insister là où nos armes sont de toute façon plus courtes, d'éviter toute impatience ou faiblesse devant la sollicitation ou la menace. En cas de doutes graves, il est souvent préférable d'agir selon le principe de cet entrepreneur italien qui a dit : «Je n'ai encore jamais perdu de l'argent sur un travail qui ne m'a pas été adjugé.»

Venons maintenant à l'*exécution proprement dite des travaux* :

L'élément le plus noble et aussi le plus déterminant pour la réussite d'une affaire à l'étranger est le *personnel*, principalement l'encadrement et tout spécialement les chefs responsables. Je pense premièrement au chef du projet qui supervise le déroulement des travaux et maintient la liaison entre le siège de l'entreprise et les organes supérieurs du client. Je pense ensuite au directeur et aux cadres supérieurs du chantier qui jouent un rôle primordial non seulement dans le domaine des travaux, mais aussi dans celui des relations sociales sur le chantier. Une mauvaise ambiance parmi le personnel ne fait que multiplier les écarts négatifs dans l'exécution des travaux, tandis qu'un bon départ et un bon esprit peuvent produire des résultats qui dépassent toute prévision.

Le maintien d'une équipe de bons cadres prêts à s'expatrier est donc primordial pour une entreprise voulant travailler à l'étranger. Or, les jeunes cadres qui se déplacent facilement manquent en général d'expérience, tandis que les plus âgés, qui ont plus de métier, se trouvent souvent en face de problèmes familiaux. L'entreprise doit pouvoir résoudre ces problèmes. Elle doit en outre être apte à faciliter la réintégration en Suisse à ceux qui, après des années passées à l'étranger, le désirent.

A la longue, l'activité étrangère d'une entreprise ne peut donc être conçue qu'en liaison avec une activité substantielle en Suisse qui sert au recrutement du personnel pour l'étranger et permet la réintégration de ceux qui reviennent.

Outre le personnel cadre, il faut citer comme élément principal pour la bonne réussite des travaux le know-how représenté par l'*expérience et la tradition de l'entreprise*. Aussi ne peut-on imaginer le maintien et le développement du niveau technique que par l'échange d'expériences entre l'activité nationale et les travaux à l'étranger.

Le know-how nécessaire pour les affaires à l'étranger ne se limite pas au domaine technique. Des problèmes administratifs, financiers et juridiques doivent également être dominés. Enfin, il faut savoir apprécier des situations politiques sur le plan international et à l'intérieur des pays concernés.

Un troisième élément important de l'activité étrangère est *le financement*.

Le financement des installations, du matériel et du fonds de roulement du chantier nécessite un investissement de l'ordre de 30% du chiffre d'affaires annuel. Ces fonds peuvent être soumis au risque de change. L'importance du fonds de roulement dépend beaucoup de la morale de payement du client. Or, à l'étranger, celle-ci est souvent moins bonne qu'en Suisse. Il est donc indispensable de disposer d'une marge de crédit, capable de parer à une défaillance du maître de l'ouvrage. Un arrêt des travaux pour non payement de situations mensuelles serait très mal vu et catastrophique pour le bon déroulement d'une affaire.

Dans les pays de l'OPEP, il est en général possible de se faire concéder des avances par le client, allant jusqu'à 20% du montant des travaux, ce qui remplace en grande partie le propre effort de financement. Mais cette facilité de trésorerie doit être prise pour ce qu'elle est. En effet, il ne s'agit que d'une facilité passagère qui ne diminue en rien les risques financiers. Contre cette avance de liquidités, la banque suisse de l'entreprise doit fournir une garantie irrévocable, exécutable «ad first demand», sans indication des motifs. L'expérience dans le cas de l'Iran montre que les banques exécutent ces garanties. Une entreprise qui profite de telles avances devrait donc toujours disposer en Suisse d'un volume de crédit qui lui permette de faire face à de telles situations.

Parlons maintenant des *risques techniques et politiques* des travaux.

Personne ne contestera qu'à l'étranger les risques sont plus élevés. Il faudrait donc qu'en moyenne ce risque accru soit compensé par des marges bénéficiaires plus élevées. Or, il est évident que cette moyenne, si elle existe, ne s'établira ni sur un petit nombre d'affaires, ni pour une seule entreprise.

Dans le domaine *technique*, l'entreprise se trouve en général en face d'un client qui ne dispose que de connaissances rudimentaires. De ce fait, les contrats traitent ces problèmes de façon sommaire et laissent la plupart des risques techniques à l'entreprise. Ceci est aussi le cas pour les travaux souterrains. En Suisse, un système différencié a été conçu pour l'appréciation géotechnique des rochers. A l'étranger, le client ne s'intéresse généralement qu'à l'ouvrage terminé et laisse à l'entreprise le soin de l'exécuter dans les délais et aux prix prévus par le contrat.

Aux risques techniques s'ajoutent les *risques politiques*. Tout le monde connaît le cas de l'Iran. L'effondrement de la structure économique, la carence totale du côté du client et des autorités, l'arrêt des paiements et l'appel des garanties bancaires.

Ce genre de risques est assurable auprès de la GRE, de la Garantie contre les Risques à l'Exportation. Toutefois, pour des travaux de construction, la GRE ne couvre en général que le 60 à 75% du risque, de façon qu'il incombe à l'entreprise d'en supporter une part substantielle.

SITUATION ET PERSPECTIVES DU MARCHE

Ces considérations sur les risques politiques et les possibilités de les couvrir nous amènent au dernier point de mon exposé, où j'aimerais faire quelques réflexions sur la situation actuelle et les perspectives du marché des travaux à l'étranger.

Après un développement très réjouissant de la construction à l'étranger dans la deuxième moitié des années 70, les perspectives pour la décennie à venir semblent moins favorables. Sur l'important marché des pays du Tiers Monde notamment, des modifications essentielles se dessinent.

Sur le plan politique, les facteurs qui favorisent la destabilisation sont connus, ce qui me dispense de les citer. A côté des problèmes politiques, dans de nombreux pays du Tiers Monde, des changements importants de nature économique se manifestent et influencent l'activité internationale de la construction :

- dans certains pays de l'OPEP, les besoins de construction ont atteint ou dépassé le point culminant,
- dans les pays du Moyen-Orient, la concurrence exercée par les entreprises asiatiques prend une part du marché sans cesse grandissante,
- l'effondrement des prix sur le marché des produits agricoles tropicaux diminue largement le potentiel d'investissement des pays concernés,
- la tendance de la Banque Mondiale, d'encourager davantage la construction d'objets plus petits, réduit le volume du marché international de la construction financé par cet institut,
- dans certains pays se créent des firmes locales qui, avec le temps, prennent une part plus importante du marché et sollicitent de leur gouvernement la protection face à la concurrence étrangère.

Faire face à ces nouvelles conditions deviendra un des problèmes principaux de la construction suisse à l'étranger au cours des années 80. Une nouvelle diversification par le transfert des activités dans les pays industrialisés ne sera possible que dans des cas particuliers. Le Tiers Monde représentera toujours le marché principal de l'activité de construction à l'étranger.

Une plus grande diversification régionale des domaines d'intérêt permet de rechercher une certaine compensation des risques. La concurrence asiatique des pays à bas salaires doit être acceptée comme telle. L'intérêt principal doit si possible être axé sur des commandes spéciales et des prestations particulières offrant plus de chances aux entreprises suisses. Il sied de vouer une attention accrue aux pays dont la langue officielle est le français, l'espagnol ou le portugais. Là où cela est possible, il faut rechercher la collaboration d'une entreprise locale; en effet, les entreprises suisses, dont l'envergure est considérée comme relativement modeste sur le plan international, sont souvent plus aptes à créer de telles relations que les grandes entreprises de dimension mondiale. Quelquefois, des possibilités intéressantes de financement à partir de la Suisse permettent de présenter un avantage aux clients potentiels.

Malgré les risques, au vu des possibilités qui s'offrent encore à l'industrie suisse de construction, elle devrait être apte à maintenir au cours des années 80 une activité non négligeable, même dans une situation du marché plus difficile. On ne saurait toutefois exclure un certain recul du point de vue volume.

Toutefois, la volonté des entreprises de maintenir à l'étranger leur position, malgré des difficultés accrues, n'est pas la seule condition pour réussir. Elles doivent avoir la possibilité de couvrir les risques politiques à des conditions concurrentielles par le truchement de la Garantie des Risques à l'Exportation. Malheureusement, nous constatons aujourd'hui, sous le coup des pertes que la GRE a subies — spécialement pour la couverture des risques de change — un durcissement des pratiques de garanties avec réduction des taux de couverture et augmentation des primes.

Cette tendance, qui affecte spécialement notre branche, doit être combattue en mettant l'accent sur l'importance que représentent les travaux à l'étranger pour l'ensemble de notre branche. Plus d'un tiers de l'activité des grands travaux de haute technicité des entreprises suisses est aujourd'hui exercé à l'étranger. Le maintien et le développement du know-how et de la capacité de réalisation des entreprises suisses se fait donc en forte liaison avec leurs travaux à l'étranger. Un important recul de cette activité conduirait nécessairement à un appauvrissement de la capacité technique et opérationnelle de nos grandes entreprises, ce qui serait défavorable pour les tâches qu'elles ont encore à accomplir en Suisse.

Il est inutile de souligner dans cette assemblée que la technique est universelle et la collaboration internationale une des bases du progrès. Les sujets qui sont traités par votre société sont de ceux où la science et la technique suisses ont pu participer largement et positivement au développement des connaissances et des méthodes. Presque nulle part dans les différents domaines de notre profession, les problèmes liés à la connaissance théorique et à la réalisation pratique ne sont aussi intimement interconnectés que dans la mécanique des sols et des rochers. La partie de ce savoir qui est représentée par nos entreprises de construction fut acquise et développée en liaison étroite avec les possibilités d'activité qu'elles ont trouvées à l'étranger. Il faut donc espérer, et nous sommes confiants, que ces possibilités se trouveront aussi dans le futur.

Adresse de l'auteur :

F. Marti, Dir. gén.
SA Conrad Zschokke
Rue du 31-Décembre 42
1211 Genève 6

Nº 105	MITTEILUNGEN der Schweizerischen Gesellschaft für Boden- und Felsmechanik PUBLICATION de la Société Suisse de Mécanique des Sols et des Roches
	Herbsttagung 1981, 6. November, Bern -- Session d'automne 1981, 6 novembre, Berne

Schweizer Bauingenieure im internationalen Wettbewerb

Von R. Sinniger, Männedorf

Es ist naheliegend, an einer Tagung wie der heutigen, an der im ersten Teil über einen internationalen Kongress Bilanz gezogen wurde, über die Arbeit der schweizerischen Bauingenieure im Ausland nachzudenken. Dabei ist es unerlässlich, vorerst einen kurzen Blick auf die Entwicklung des Berufsstandes im Inland zu werfen, um anschliessend die heutige Situation und die weltweite Wettbewerbslage besser beurteilen zu können.

PIONIERLEISTUNGEN IM IN- UND AUSLAND

Gegen Ende des letzten Jahrhunderts hat in der Schweiz die eigentliche Entwicklung vom Agrarland zum modernen Industriestaat eingesetzt. Eine sich rasch entwickelnde Industrie hat vorerst nach schnelleren und sichereren Verkehrswegen gerufen. In der Folge entstandenen Verkehrsbauten wie zum Beispiel die Gotthard- und Lötschberg-Bahnstrecken, die noch heute als Pionierwerke unsere Bewunderung verdienen. Mit der Zunahme der Industrieproduktion und der damit verbundenen Steigerung des Lebensstandards war aber zugleich ein stark anwachsender Bedarf an Energie zu befriedigen. Dank fortschrittlicher Ingenieurleistungen entstanden Wasserkraftanlagen, die damals Vorstösse zu neuen Massstäben bedeuteten. Der in unserem Jahrhundert anfänglich vorherrschende Glaube an ständiges Wachstum, die starke Zunahme des individuellen Verkehrs, aber auch die Folgen einer zunehmenden Umweltbelastung verlangten von den Bauingenieuren immer neue Leistungen, um den Anforderungen der Zeit gerecht zu werden. Somit war und ist heute noch eine Inlandnachfrage vorhanden, die nicht nur verlangt, vorhandene Technologien zu bewahren, sondern auch die Entwicklung neuer Methoden in Wissenschaft und Baupraxis erfordert. Zu jeder Zeit waren aber auch

schweiz. Bauingenieure im Ausland tätig, sei dies nun im Rahmen einer Unternehmung oder als Projektverfasser. Stellvertretend für viele sei hier der Brückenbauer Othmar H. Ammann genannt, dessen Verrazzano Brücke in New York zeuge seines Könnens darstellt.

WETTLAUF MIT VERSCHÄRFTEM TEMPO

Zwei Ursachen sind an einer zunehmenden Auslandtätigkeit seit der Mitte dieses Jahrhunderts zu nennen. Zum einen verlangte das im Inland erreichte Können und die vorhandene Leistungskapazität nach Ersatz für den im eigenen Lande nur noch beschränkt verfügbaren Auftragsbestand. Zum andern aber wurde in vielen nicht oder nur schwach industrialisierten Ländern eine starke Nachfrage nach moderner Technologie spürbar. Diese Nachfrage liegt wohl zum Teil im Wunsch nach verbesserten Lebensbedingungen begründet, in vielen Ländern ist sie jedoch heute noch eine reine, durch den enormen Bevölkerungszuwachs bedingte Existenzfrage.

Die Schweiz ist nun allerdings im Anbieten ihrer Leistungen auf dem Bausektor nicht alleine. Eine Verlangsamung des Inlandwachstums hat gleichzeitig in vielen entwickelten Ländern eingesetzt, so dass zeitweise und bei interessanten Projekten ein richtiger "run" qualifizierter Baufirmen und Projektierungsbüros stattfindet. Bei diesem Bemühen um Mandate wird nicht nur fachliches Können zur Konkurrenz angeboten, sondern es findet zur gleichen Zeit ein starker Druck auf die Ausführungstermine und die Angebotspreise statt.

Im fachlichen Sektor hat die Auslandtätigkeit viele neue

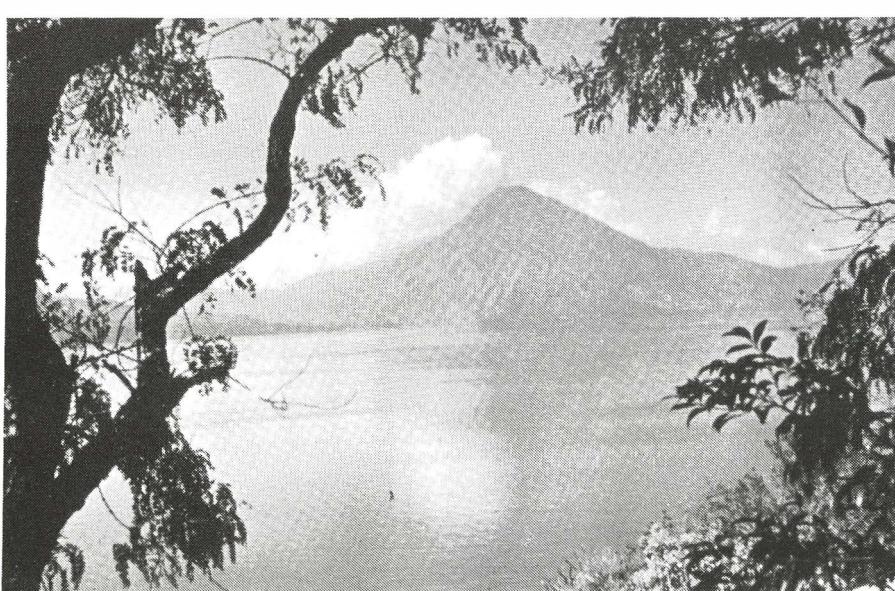


Bild 1:
Exotische Länder erfordern die Lösung von neuartigen Problemen.

Impulse zur Kenntnisserweiterung gebracht. Rein schon die zum Teil um ein vielfaches grösseren Dimensionen der Bauvorhaben verlangten nach einem Überdenken der bis anhin gültigen Theorien und Regeln. Bauvorhaben, die bei uns nicht oder noch nicht realisiert werden konnten, zwangen zu einer raschen Kenntnisserweiterung. Aber die internationale Konkurrenz verlangte auch aufmerksames Verfolgen ausländischer Forschungsergebnisse auf Fachgebieten, die im Inland nicht zur Anwendung gelangen können, wie zum Beispiel das Bauen mit tropischen Böden oder an Meeresküsten.

Die durch unsere technischen Hochschulen gewährte Ausbildung erlaubt, dank ihrer breiten Basis, ein Schritthalten mit dem Ausland. Leider überträgt sich dieses hohe intellektuelle Niveau nicht immer auf das geschäftspolitische Gebaren, kann es doch tatsächlich vorkommen, dass sich im Endkampf um ein Mandat zwei Schweizerfirmen gegenüberstehen und die Klingen kreuzen. Dieses Überbleibsel aus der Söldnerzeit können wir uns aber offensichtlich leisten, denn allzulange ist dieser Missstand schon bekannt, ohne dass man ihn mit Erfolg beseitigt hätte.

Für Länder, die auf Fremdfinanzierung ihrer Projekte angewiesen sind, bilden oft günstige Kreditangebote ein auch für Ingenieurleistungen stark verkaufförderndes Mittel. In diesem letzten Punkt haben die Schweizer Firmen recht oft Mühe mit gewissen ausländischen Konkurrenten mithalten. Vermehrte Anstrengungen der Schweiz in dieser Richtung sollten hier für eine bessere Chancengleichheit sorgen.

VOLKSWIRTSCHAFTLICH INTERESSANT

Das Erbringen von Ingenieurleistungen im Ausland ist jedoch weit mehr als nur Ersatz für einen begrenzten Inlandsmarkt. Für ein an Rohstoffen armes Land wie die Schweiz war und ist der Verkauf von Wissen und Können von vorrangiger Bedeutung. Wieso sollte dies nicht auch für Bauingenieurleistungen gelten? Sicherlich sind die daraus resultierenden Einkünfte im Vergleich zur Industrie sehr bescheiden, doch müssen sie in einem etwas grösseren Zusammenhang gesehen werden. Recht oft bedingt nämlich die Realisierung der Bauingenieurprojekte Lieferungen z.B. aus der Maschinen- oder Elektroindustrie. Ein gewisser Marktvorteil der Schweizer Lieferanten ist dann vorhanden, wenn der Projektverfasser Wert auf entsprechende

Qualität legt und der Kunde gewillt ist, diese auch zu bezahlen.

Die Auslandtätigkeit der schweizerischen Bauunternehmer beträgt zur Zeit ca. 0,75 Mia. Fr. Bei einem Inland-Bauvorhaben von rund 25 Mia. Fr. (1980) sind dies bescheidene 3%. Bei den Dienstleistungen für Planung, Projektierung und Bauleitung beträgt die jährliche Auftragssumme der Auslandmandate zur Zeit ca. 200 Mio. Fr., was rund 10% der Inlandaufwendungen für Ingenieurmandate bedeutet.

Schwerer mit Zahlen zu erfassen ist der Gewinn, welcher der einheimischen Bauwirtschaft aus der im Ausland gewonnenen Erfahrung erwächst. Bei einem inländischen Bauvolumen, das bekanntlich recht grossen Schwenkungen unterworfen sein kann, müssen zudem gelegentlich Arbeitsplätze über die Grenzen gesucht werden, um Spezialisten und Fachleute nicht an ausländische Firmen und damit für die Schweiz zu verlieren. Ebenso wichtig ist es aber auch, dass im Ausland arbeitende Firmen einen gewissen Anteil am Inlandsmarkt haben, denn nur so kann der erwünschte "know-how"-Rückfluss stattfinden.

Von unbestreitbarem Interesse ist jedoch die weltweite Tätigkeit von Schweizer Bauingenieuren auch für unsere Hochschulen. Projekte im Ausland bringen uns zwangsläufig in Kontakt mit Fachleuten anderer Länder, was erlaubt, die Bedürfnisse der eigenen Ausbildung und die Anforderungen an unsere Absolventen besser formulieren zu können. Nur im permanenten Wettbewerb können die Massstäbe für eine fortschrittliche und zukunftsgerichtete Ausbildung geschaffen werden. Eine enge Verbindung zwischen Auslandprojekten und Hochschulen ist daher auch für die Schweiz eine absolute Notwendigkeit. Viele Länder sind uns in dieser Beziehung voraus, da oft die Mitwirkung ihrer Hochschulen an Projekten nicht allein auf kommerziellen Überlegungen beruht.

HARTE ARBEIT IN FREMDER UMWELT

Jede Bearbeitung von Auslandprojekten erfordert einen kürzeren oder längeren Aufenthalt der Projektleiter und Sachbearbeiter im betreffenden Land. In den letzten Jahren hat sich dabei gezeigt, dass die Auftraggeber in zunehmendem Mass das Erbringen der Leistung in ihrem eigenen Land verlangen. Dies in der Absicht, die Ausländer gleichzeitig als Lehrmeister für einheimisches Kader zu benutzen. Die Auslandtätigkeit

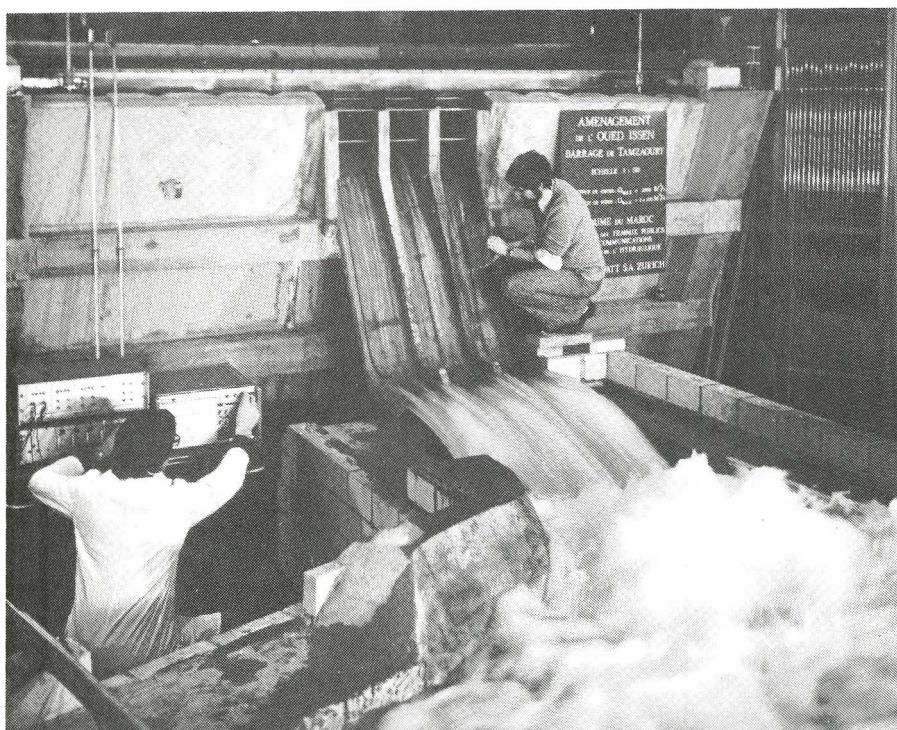
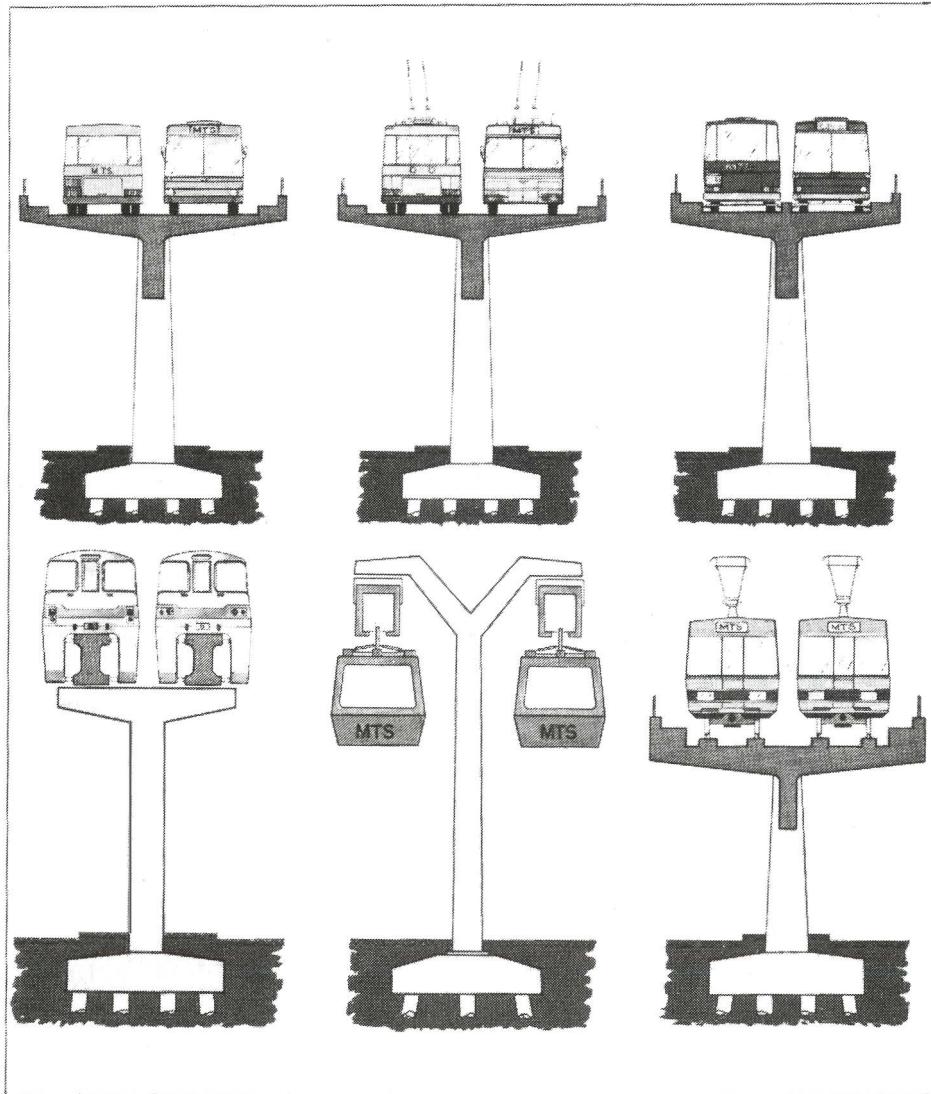


Bild 2:
Hydraulischer Modellversuch an der
ETH Zürich für eine ausländische
Bewässerungsanlage



*Bild 3:
Variantenstudie für innerstädtischen
Verkehr einer asiatischen Grossstadt.*

bedeutet nun nicht nur ein Wiederholen von bereits im eigenen Lande bewährten Projekten und Methoden. Es ist ja gerade die Eigenart vieler Bauingenieurwerke, dass sie als eigentliche Prototypen in jedem Fall den örtlichen Verhältnissen angepasst und somit jeweils von Grund auf neu überdenkt werden müssen. Was in unseren Breitengraden und Umweltbedingungen als sinnvoll und wirtschaftlich gilt, muss daher nicht unbedingt auch unter exotischen Bedingungen zutreffen. Dies gilt sowohl für die Planung und die Realisierung als auch für den Betrieb des Werkes.

Beim Erfüllen der obigen Aufgaben spielen dabei Mentalitätsunterschiede zwischen Auftraggeber und Mandatsnehmer oft eine bedeutendere Rolle als die anfänglich fremde Umgebung oder extreme Klimaverhältnisse. Die Forderungen an im Ausland tätigen Ingenieure gehen somit eindeutig über das im Inland übliche Mittel hinaus. Eine dem Einsatzort entsprechende finanzielle Entschädigung und die Gelegenheit zu erlebnisreichen Reisen mögen in vielen Fällen eine angemessene Kompensation bedeuten. Nicht selten heisst aber Ausländertätigkeit auch Trennung von der Familie, sei dies bedingt durch die Art des Einsatzes oder durch die fehlende Infrastruktur am Einsatzort (z.B. Schulen). In diesen Fällen hat jeder einzelne selbst zu entscheiden, ob der mögliche Gewinn in angemessenem Verhältnis zum Opfer steht, das die Familie bringt.

SORGEN UM DEN NACHWUCHS

Die Anfragen für Ingenieurleistungen im Ausland werden unter den heutigen weltwirtschaftlichen Verhältnissen bestimmt anhalten oder sogar noch zunehmen. Bei einigermassen gesunden Währungsverhältnissen werden somit auch in Zukunft die Aufträge an die Schweiz nicht ausbleiben. Werden wir aber auch über eine genügende Anzahl Bauingenieure verfügen, um den Aufträgen gerecht zu werden? Die Statistiken unserer beiden hochschulen zeigen ein sehr betrübliches Bild. War zum Beispiel 1950 an der ETHZ die Abteilung für Bauingenieure mit 18% aller Studierenden die best besuchte Fakultät, sind es 1980 nur noch 4.6%, das heisst kaum mehr als Forstwirtschaft (3.1%) und Kulturtechnik und Vermessung (3.1%). Hat an der ETHZ bereits nach 1966 eine Abnahme der Studenten an der Abteilung für Bauingenieurwesen eingesetzt, so hat an der EHTL erst der Konjunkturteinbruch 1972/73 deutliche Spuren hinterlassen. In Zürich beschleunigte dieses Ereignis nur noch die Talfahrt. Mit den Zahlen von 1980 beider technischer Hochschulen ergeben sich, unter Abzug der Ausländer, jährlich nur 70 neue Schweizer Bauingenieurdiplome. Einer Studie der Abteilung für Bauingenieurwesen an der ETHZ aus dem Jahre 1977 ist jedoch zu entnehmen, dass die Schweiz, bei einer inländischen Bautätigkeit entsprechend derjenigen im Jahre 1980, ca. 120 frisch diplomierte Bauingenieure pro Jahr nötig hat. Dieser Schwund an Interesse für einen Berufsstand ist besorgnisregend und ruft nach raschen Massnahmen sowie nach einem eigentlichen Überdenken der Ausbildung und des gesamten Berufsbildes.

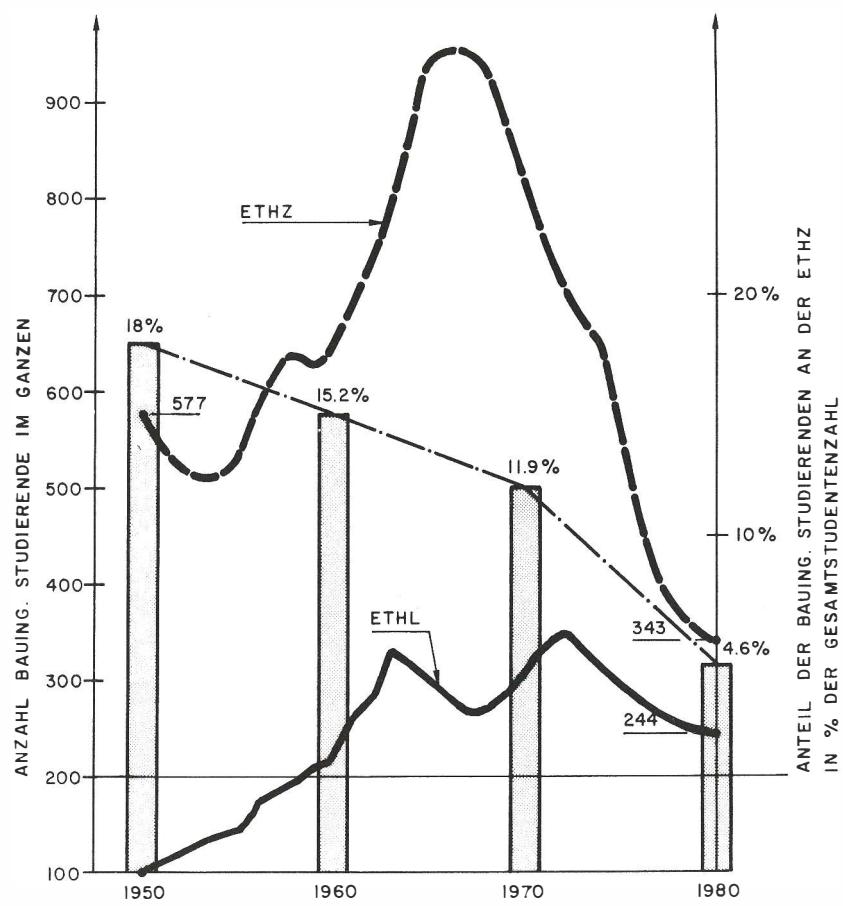


Bild 4:
Entwicklung der Anzahl Studierenden
für Bauingenieurwesen an unseren
beiden technischen Hochschulen.

Adresse des Verfassers:

Richard Sinniger
Prof. Ing. ETH
Sonnenbergstr. 36
8708 Männedorf

Nº 105	MITTEILUNGEN der Schweizerischen Gesellschaft für Boden- und Felsmechanik PUBLICATION de la Société Suisse de Mécanique des Sols et des Roches
	Herbsttagung 1981, 6. November, Bern — Session d'automne 1981, 6 novembre, Berne

Das Pumpspeicherwerk Dinorwic / Wales

Von Christian Bubb, Zürich

1. EINLEITUNG

Eine der grössten und anspruchvollsten Kraftwerksbauten, Dinorwic, geht zur Zeit in Llanberis in Nord-Wales in Grossbritannien seiner Vollendung entgegen. Der Bauherr dieses zur Zeit grössten Pumpspeicherwerkes Europas mit einer Leistung von 1800 MW, ist das Central Electricity Generating Board (CEGB). (Bild 1)

Der überwiegende Teil dieses Pumpspeicherwerkes befindet sich untertage in riesigen Kavernen, so dass abgesehen von ein paar Verwaltungsgebäuden, die im lokalen Stil gebaut werden, die ganze Station von aussen praktisch unsichtbar bleibt. Dies eine Konzession an den Snowdonia Nationalpark, in dem das Werk erbaut wird. (Bild 2)

Das Kraftwerk benützt zwei bestehende Seen als oberes und unteres Reservoir. Llyn Peris, das untere der zwei Becken, liegt ca. 500 m tiefer als das obere Becken, Marchlyn Mawr. Beide Seen mussten vergrössert werden, um die nötige Wassermenge für einen vollen Zyklus aufnehmen zu können.

Die bewegte Wassermenge für einen vollen Produktionszyklus von 5 Stunden, resp. einen vollen Pumpzyklus von 6 Stunden, beträgt rund 6,6 mio m³.



Fig. 1 : Standort des Pumpspeicherwerkes

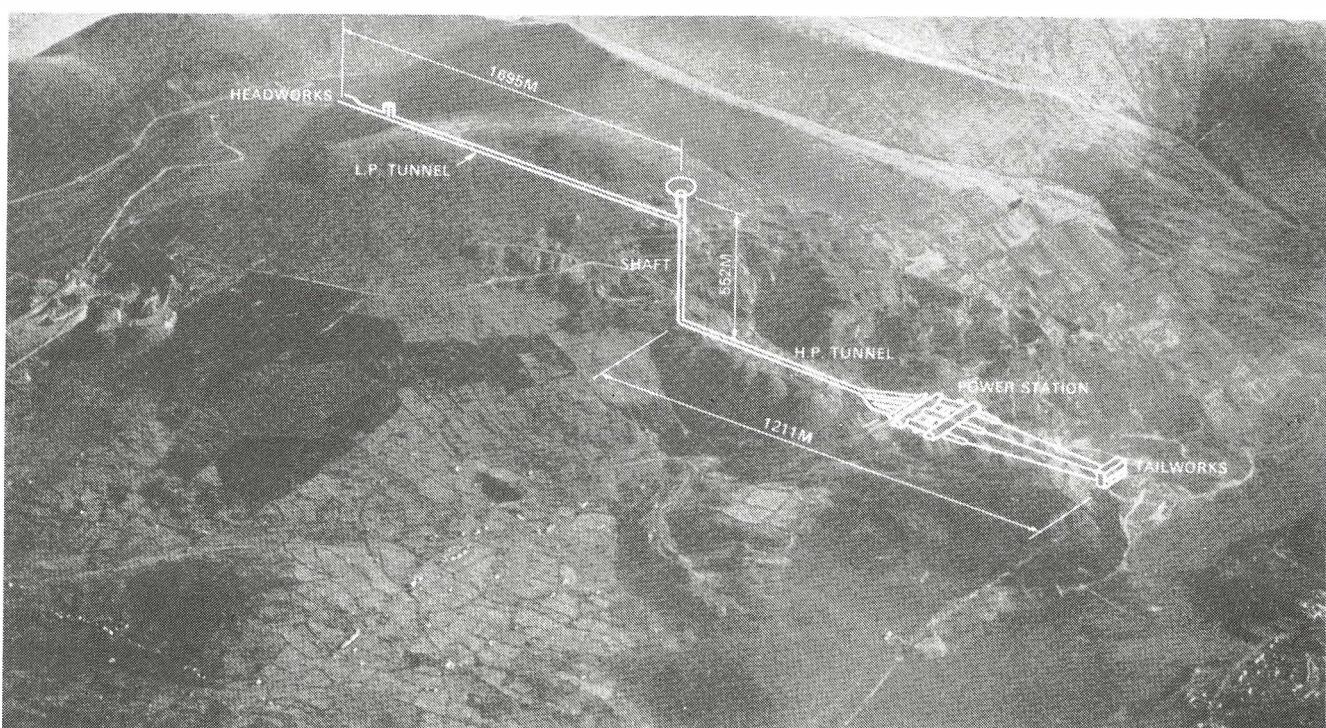


Fig. 2 : Luftbild der Baustelle mit eingezeichnetem Projekt

2. WARUM WIRD DINORWIC GEBAUT?

Das CEGB, Englands grösster Stromproduzent, benötigt eine grosse, sofort abrufbare Produktionseinheit, die in der Lage ist, den plötzlichen Nachfrageschwankungen im nationalen Verbundnetz begegnen zu können, und die die nationale Stromversorgung im Falle einer Panne in einem der grossen thermischen Kraftwerke sicherstellen kann.

In England und Wales wird zur Zeit diese Stromreserve, die dauernd zur Verfügung stehen muss, durch Kohle- und ölfreue Kraftwerke bereitgestellt. Diese Werke produzieren Strom im unwirtschaftlichen Teillastbereich, damit der Output erhöht werden kann, falls eine zusätzliche Nachfrage besteht. Deshalb wird Dinorwic — wenn in Betrieb genommen — äusserst wichtig sein, die Stromversorgung des Landes in Notfällen sicherzustellen. Sollten zum Beispiel die beiden grössten zur Zeit im Lande in Betrieb stehenden 660 MW Turbogeneratoren eine Panne erleiden, so ist Dinorwic in der Lage, innerhalb von **10 Sekunden** den äquivalenten Output von 1320 MW an das Netz abzugeben.

Dinorwic wird auch dazu benutzt werden, die grossen Verbrauchsspitzen — vor allem im Winter oder z.B. am Ende von populären Fernsehsendungen, wenn Millionen von Zuschauern sich ihren obligaten Tee oder Kaffee zubereiten — abzudecken.

Dinorwic wird im weiteren mithelfen, die Spannung im Verbundsystem auf der erforderlichen Höhe zu halten.

Das Kraftwerk wird sowohl als Stromproduzent wie auch als Stromkonsument verwendet. Im Falle eines Überschusses an elektrischer Energie ist Dinorwic in der Lage, diese sehr kurzfristig aufzunehmen und damit Wasser in sein oberes Reservoir zu pumpen. Für die Umstellung von Produktion auf Pumpen werden nicht mehr als **90 Sekunden** benötigt. Diese Fähigkeit, sehr kurzfristig und in unregelmässigen Abständen Energie aufzunehmen oder abzugeben, ermöglicht nun den konventionellen thermischen Kraftwerken ihrerseits, Strom mit optimi-

lem Wirkungsgrad zu produzieren. Das heisst, es kann — falls nötig — mehr Strom wirtschaftlicher produziert werden und ein Teil dieser zusätzlichen Kapazität steht nur dann zur Verfügung, wenn sie unbedingt gebraucht wird.

Dinorwic produziert als sofort zur Verfügung stehendes Kraftwerk schneller und billiger Strom als die thermischen Kraftwerke. Es gibt dem nationalen Verbundsystem grössere Flexibilität zu einem günstigen Preis.

Durch die Stilllegung einiger unwirtschaftlicher Kraftwerke und durch die Übernahme deren Aufgaben durch Dinorwic, glaubt das CEGB jährlich etwa 12-15 Mio Pfund einsparen zu können.

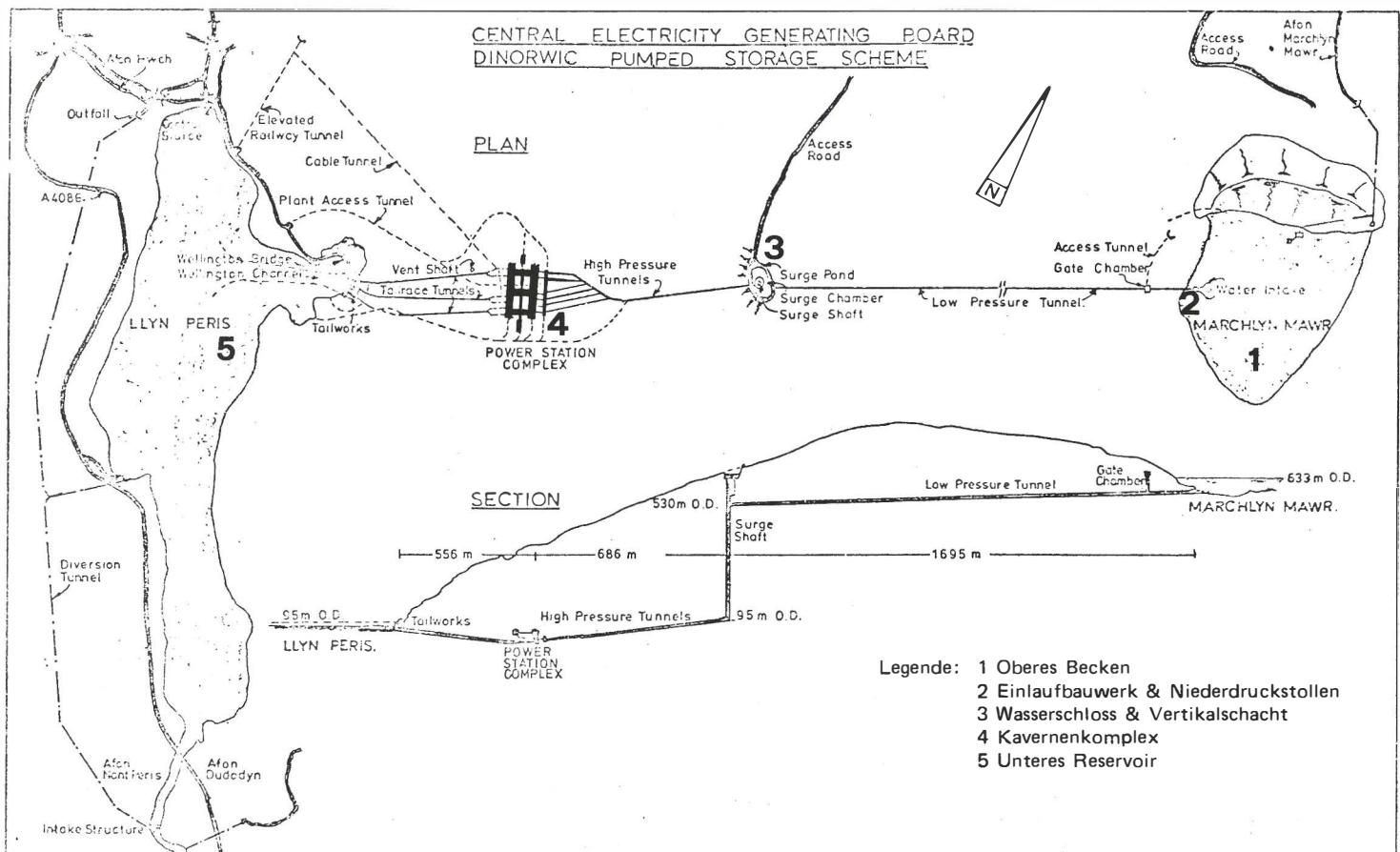
3. DAS PROJEKT

Marchlyn Mawr, ein bestehender See wurde vergrössert und bildet das obere Becken. Ein 600 m langer Erddamm wurde gebaut um dem Becken den nötigen Inhalt zu geben, der für einen vollen Zyklus benötigt wird.

Der Damm hat ein Volumen von 1,85 Mio m³ und ist ca. 35 m höher als der ursprüngliche Wasserspiegel. Die Wasserspiegeldifferenz beträgt 33 m bei maximaler Produktion während 5 Stunden.

Durch das Einlaufbauwerk fliesst eine Wassermenge von 390 m³/Sekunde in den Druckstollen. Der Druckstollen, der eine Länge von 1695 m aufweist, mündet in das Wasserschloss, das über dem Vertikalschacht liegt. Der Durchmesser dieses Stollens beträgt 10,5 m.

Fig. 3: Generelle Situation



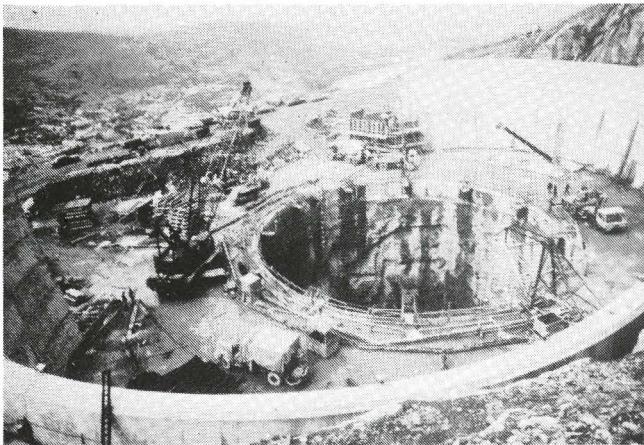


Fig. 4 : Wasserschloss und Vertikalschacht

(Bild 4) Das Wasserschloss besteht aus zwei konzentrischen Ringen, von denen der obere einen Durchmesser von ca. 80 m und eine Tiefe von 14 m hat. Der untere Ring, der direkt über dem Vertikalschacht sitzt, hat einen Durchmesser von 30 m und eine Höhe von 65 m.

Der Vertikalschacht besitzt einen Durchmesser von 10 m und eine Tiefe von 439 m. Der Ausbruch dieses Schachtes erfolgte in zwei Etappen. Zuerst wurde mit einer Robbinsfräse Typ 71 R ein Pilotloch mit einem Durchmesser von 30 cm auf die ganze Tiefe gebohrt. (Totale Länge inkl. Wasserschloss ca. 530 m).

Nachdem der Ausbruch des Hochdruckstollens den Schachtfuss erreicht hatte, konnte das Pilotloch auf 2,4 m ausgeweitet werden.

In einer zweiten Phase weitete man den Schacht von oben nach unten auf das endgültige Profil aus, unter Benützung des vorgängig gefrästen Loches als Schuttterschacht. Mittels einer Gleitschalung konnte dann der ganze Schacht non-stop von

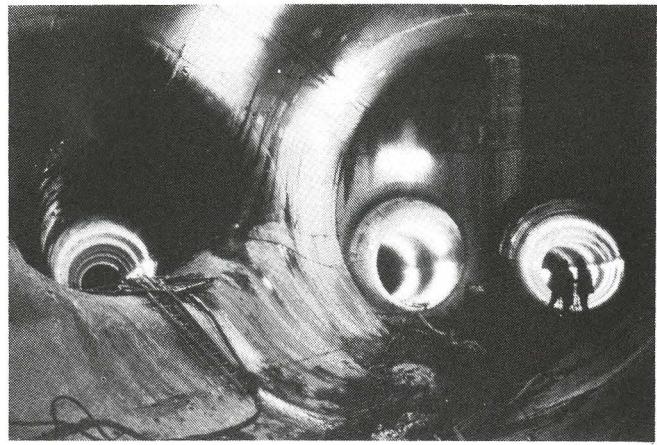


Fig. 5 : Hochdruckstollen

unten nach oben betoniert werden. Das gleiche Verfahren kam auch beim Auskleiden des unteren Ringes des Wasserschlusses zur Anwendung.

Der Hochdruckstollen verbindet den Schachtfuss mit der oberen Schieberkammer. (Bild 5) Er besitzt einen Durchmesser von 10 m und verzweigt sich nach ca. 500 m in die 6 Verteilstollen, die einen variablen Durchmesser von 3,8 - 2,5 m aufweisen. Der Hochdruckstollen sowie der obere Teil der Verteilstollen sind mit Beton ausgekleidet. Nur der untere Teil der Verteilstollen besitzt zusätzlich eine Stahlpanzerung.

Mehr als 500'000 m³ Fels mussten ausgebrochen werden, damit die neun miteinander verbundenen Kavernen gebaut werden konnten. (Fig. 6).

Die angetroffenen geologischen Verhältnisse sind in den beiden Schnitten ersichtlich. (Bild 7 u. 8).

Sämtliche Erschliessungs- und Zugangsstollen erreichen eine Länge von über 4000 m.

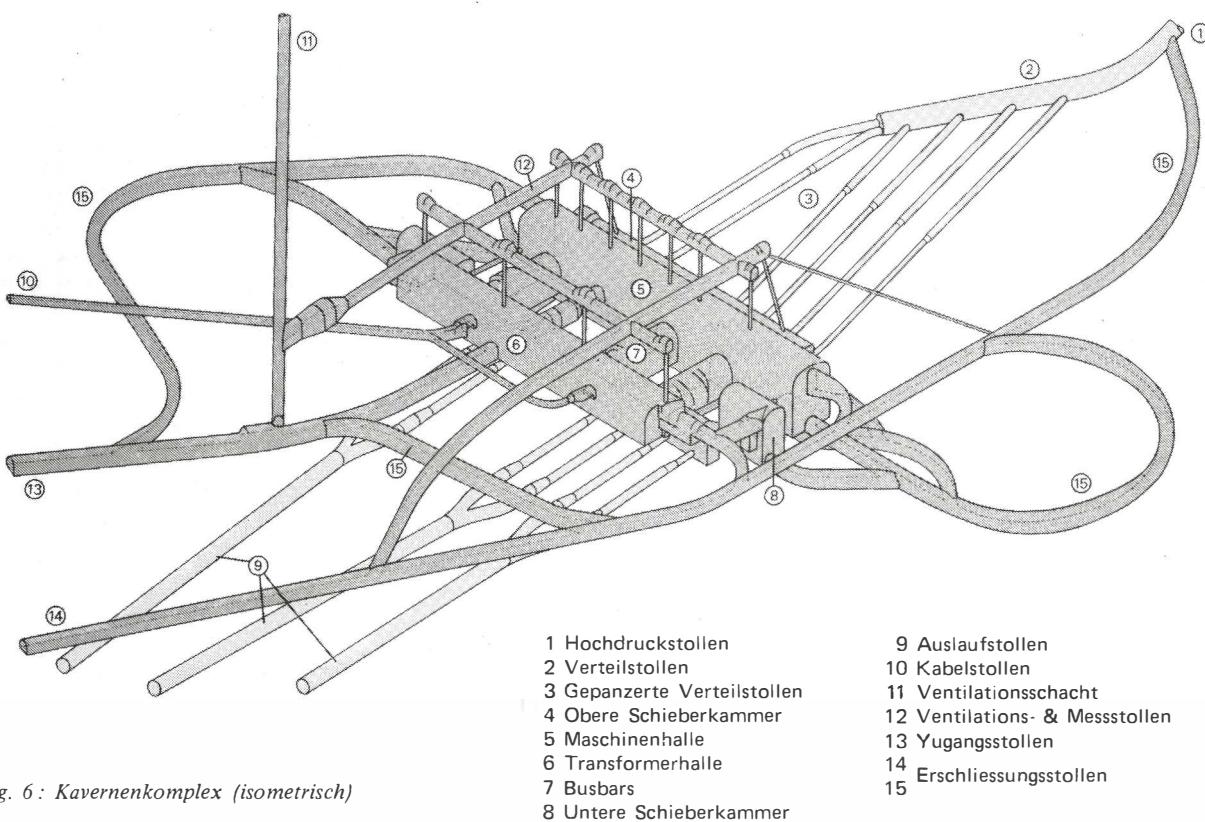


Fig. 6 : Kavernenkomplex (isometrisch)

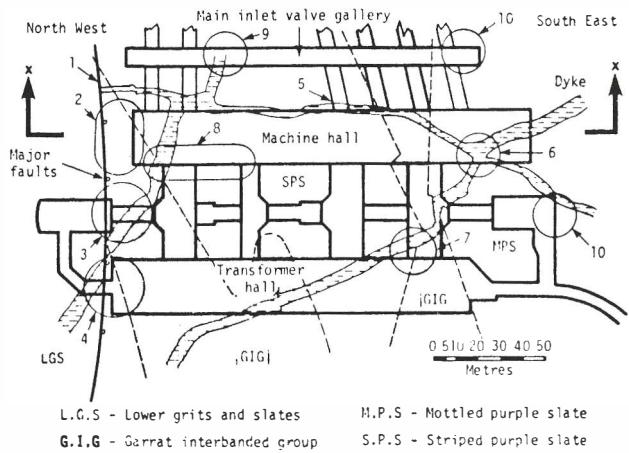


Fig. 7: Geologischer Horizontalschnitt durch den Kavernenkomplex

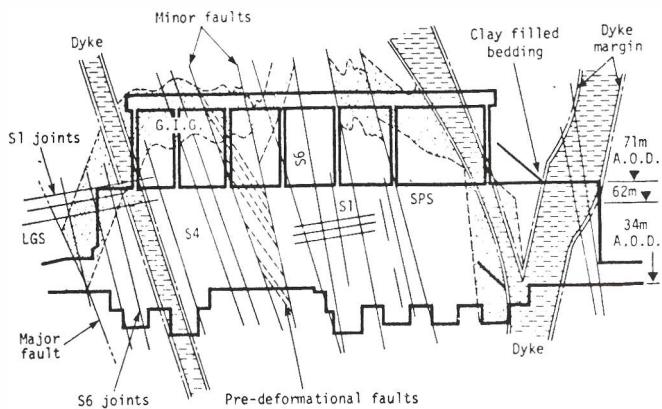


Fig. 8: Geologischer Vertikalschnitt durch den Kavernenkomplex

Die obere Schieberkammer ist 146 m lang, 9 m breit und knapp 20 m hoch. Sie liegt in einem Abstand von 16 m parallel zur Maschinenhalle.

Die Maschinenhalle mit ihren gewaltigen Dimensionen von 180 m Länge, 24,5 m Breite und max. 60 m Höhe, gehört zu den grössten je ausgebrochenen Kavernen in der ganzen Welt. (Bild 9 u. 10).

Jede der 6 installierten Maschinen von Dinorwic hat eine max. Kapazität von 313 MW, wenn sie als Turbine/Generator arbeitet. Wird die Francisturbine als Pumpe und der Generator als Motor verwendet, so werden 281 MW pro Einheit benötigt.

Normalerweise werden 2 der 6 Einheiten mit Hilfe von Druckluft auf 500 U/Min. gehalten, um im Notfall innerhalb von 10 Sekunden Strom an das Netz abgeben zu können. Diese beiden Einheiten werden im Normalfall für nicht länger als max. 15 Min. zur Stromproduktion herangezogen. Sie werden sofort wieder abgeschaltet, sobald andere konventionelle Kraftwerke ihre Stromproduktion erhöht haben.

Die restlichen 4 Einheiten werden im Normalfall für die Spannungsregulierung eingesetzt. Diese Aufgabe stellt an die Turbinen sehr grosse Anforderungen, werden sie doch pro Tag ca. 40 Mal an- und abgeschaltet.

Der in der Maschinenhalle produzierte Strom wird mit einer Spannung von 18'000 Volt über drei Verbindungskavernen — den sogenannten Busbars — in die 40 m entfernte, parallel zur MH liegende Transformerhalle geführt. Die Busbars haben eine

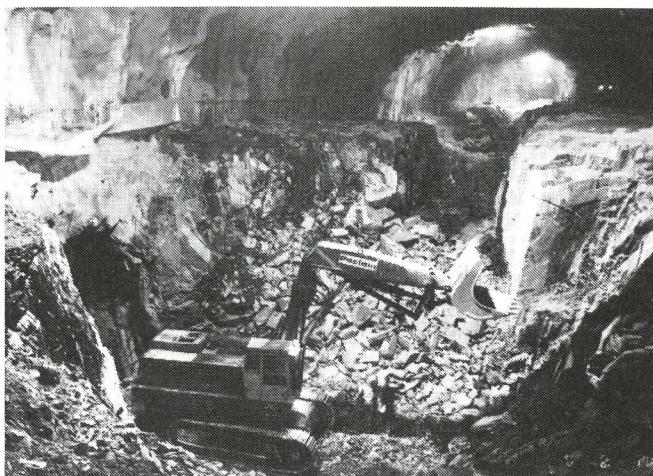


Fig. 9: Maschinenhalle Ausbruchphase
Abbau der seitlichen Strossen auf Kote 50

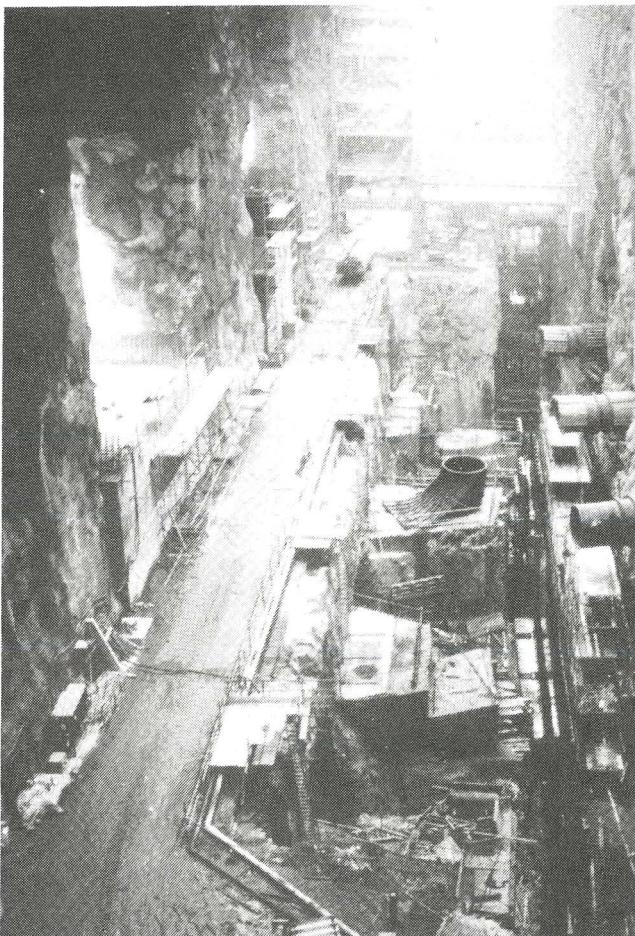


Fig. 10: Maschinenhalle nach Abschluss der Ausbrucharbeiten

Länge von 46 m, eine Breite von 14 m und eine Höhe von 17,5 m. Zudem sind in diesen Kavernen noch verschiedene Steuerungs- und Versorgungssysteme untergebracht, die für reibungslosen Betrieb benötigt werden.

Die Transformerhalle hat folgende Dimensionen: Länge: 162 m, Breite 23,5 m, Höhe 20 m. In der TH wird der Strom von 18 kV auf 420 kV herauftransformiert. Ein Kabelstollen führt von der TH zur ca. 10 km entfernten Schaltstation.

Nachdem das Wasser die reversiblen Francisturbinen durchströmt hat, fliesst es durch die unterwasserseitige Schieberkammer in die drei Auslaufstollen und von dort in das untere Reservoir.

Die untere Schiebarkammer ist 174 m lang, 7,25 m breit und 20 m hoch. An beiden Enden sind zwei grosse Kavernen angehängt, die die ganze Starteinrichtung sowie die Heizungs- und Ventilationsinstallationen beherbergen.

Je zwei der sechs gepanzerten Auslaufstollen mit einem variablen Durchmesser von 3,75 - 5,80 m, vereinigen sich nach ca. 160 m zu je einem der drei grossen Auslaufstollen. Diese drei, mit Beton verkleideten Tunnels mit einem Durchmesser von 8,25 m haben eine Länge von 380 m und münden in das grosse Auslaufbauwerk, welches in einem alten Schiefersteinbruch liegt. Das Bauwerk befindet sich 60 m unter dem minimalen Wasserspiegel des unteren Reservoirs. Der Steinbruch ist von diesem Becken durch eine Felsbarriere getrennt. Diese ermöglichte es, das Auslaufbauwerk ohne provisorischen Abschlussdamm auszuführen.

(Bild 11) Über 4 Mio m³ Schiefer mussten ausgebaggert werden, um den See von 37 auf 57 ha zu vergrössern. Der Wasserspiegel des Sees schwankt bei einem vollen Zyklus ganze 14 m. Dieses Bild gibt Ihnen einen Überblick über das untere Becken in seinem ausgebaggerten und abgesenkten Zustand.

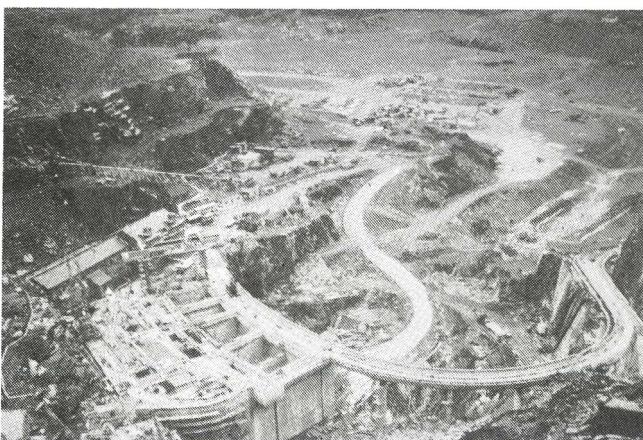


Fig. 11 : Auslaufbauwerk in das untere Reservoir (Llyn Peris)

Ein Flüsschen, das vom Llanberis-Pass nach Carnarvon fliesst, durchquert den See Llyn Peris. Um das untere Reservoir von jedem Zu- und Abfluss zu trennen, musste ein 2,2 km langer Umleitstollen von 6 mal 7 m erstellt werden. Mit einer kleinen Schleuse wird der Wasserspiegel des Sees konstant gehalten.

Sämtliche beschriebenen Bauarbeiten, d.h. Ausbruch und Beton wurden durch das Konsortium

Sir Alfred McAlpine & Son

Charles Brand & Son

und die

AG Conrad Zschokke Genf

ausgeführt. Die AG Conrad Zschokke übernahm innerhalb des Konsortiums die Aufgabe, die gesamten Ausbrucharbeiten zu planen und zu leiten.

Der Werkvertrag — im Jahre 1975 abgeschlossen — stellt den bausummenmässig grössten Auftrag dar, welcher je in England durch das CEBG an ein einzelnes Konsortium vergeben wurde.

4. DER AUSBRUCH DER MASCHINENHALLE

Da die zur Verfügung stehende Zeit nicht ausreicht, die sehr komplexen Ausbrucharbeiten in ihrer Gesamtheit zu beschreiben, werde ich mich auf den Ausbruch der Maschinenhalle beschränken. Eine ausführlichere Darstellung der Ausbrucharbeiten und der dabei durchgeföhrten Untersuchungen, wie z.B. Erschütterungsmessungen sind in den April bis Septemberausgaben der Zeitschrift Tunnel & Tunneling im Detail beschrieben.

Der Ausbruch der MH lag von allem Anfang an infolge ihrer eindrücklichen Abmessungen auf dem kritischen Weg. Aus diesem Grunde musste mit den Arbeiten auf verschiedenen Ebenen gleichzeitig begonnen werden.

(Fig. 12) Zu Beginn wurde auf die ganze Länge der MH der Mittelteil der Kalotte auf eine Breite von 8 m und eine Höhe von 6 m ausgebrochen. Anschliessend folgte ein 3 m breiter Schlitz über die gesamte Breite der MH. In diesem Messquerschnitt wurden Bolzen versetzt um die Ausweitung der Kalotte auf ihre volle Spannweite mit Distometermessungen überwachen zu können. Mehrere Extensometer variabler Länge im Ventilationsstollen über der MH ergänzten das Messprogramm. Gleichzeitig wurden die Ventilationsschächte mittels einer Robbinsfräse mit einem Durchmesser von 2,4 m aufgeföhrt.

Die Ausweitung der MH von 12 auf 16 m erfolgte vorerst auf eine Länge von 40 m. Bevor die Kalotte auf ihre volle Spannweite von 24,5 m ausgebrochen werden durfte, mussten 10 m lange 120 to Diwidag Monobaranke in einem 3 m Raster versetzt und auf 60 to vorgespannt werden.

Diese permanenten Einstabanker besitzen einen doppelten Korrosionsschutz auf die ganze Länge des Ankers bestehend aus einem durchgehend gerippten Hart-PVC-Rohr und dem Injektionsgut.

Durch eine äusserst präzise Einmessung des Ankerstandortes wurde verhindert, dass infolge des vorhandenen Überprofils, sich die Anker in horizontaler und vertikaler Richtung überschneiden. Die Bohrtoleranz von 5% musste unter allen Umständen eingehalten werden.

Zwischen den Vorspannankern wurden Felsnägel in einem Raster von 2 m versetzt. Diese Klebeanker haben eine Länge von 3,6 - 6,0 m, und sind auf 11 to vorgespannt.

Ein 5 cm starker armerter Spritzbeton auf die ganze Oberfläche aller Kavernen und Stollen, schloss die Felssicherungsmassnahmen ab.

Zurück zum Ausbruch:

Parallel zu den erwähnten Arbeiten in der Kalotte trieb man in der Längsaxe der MH einen Schutterstollen auf Kote 50 sowie einen weiteren Erschließungsstollen auf Kote 38 vor.

Ein ausgedehntes Messprogramm — während der Ausweitung der Kalotte auf den ersten 40 m durchgeföhrt — zeigte, dass die vorgesehene Ankerdichte in den verschiedenen Kavernen erheblich reduziert werden konnte. Anstelle der vorgesehenen 10 m langen 120 to Anker in einem Raster von 3 m genügte nun ein Rasterabstand von 6 m. Der Einbau der Anker hatte jeweils dann zu erfolgen, wenn die Spannweite von 16 m erreicht war. Der max. Abstand zur Brust durfte dabei 40 m nicht überschreiten.

(Fig. 13) Zusammen mit der Ausweitung der Kalotte auf die ganze Länge der MH wurde der Stross unter dem Mittelteil der Kalotte gesprengt und mit dem Ausbruchmaterial der vorgängig erstellte Schutterstollen auf Kote 50 aufgefüllt.

Um einen Zugang zu den 3 Verbindungskavernen zu der TH zu erhalten, musste parallel zu den Arbeiten in der Kalotte der MH der Stollen auf Kote 38 durch die MH hindurch verlängert werden.

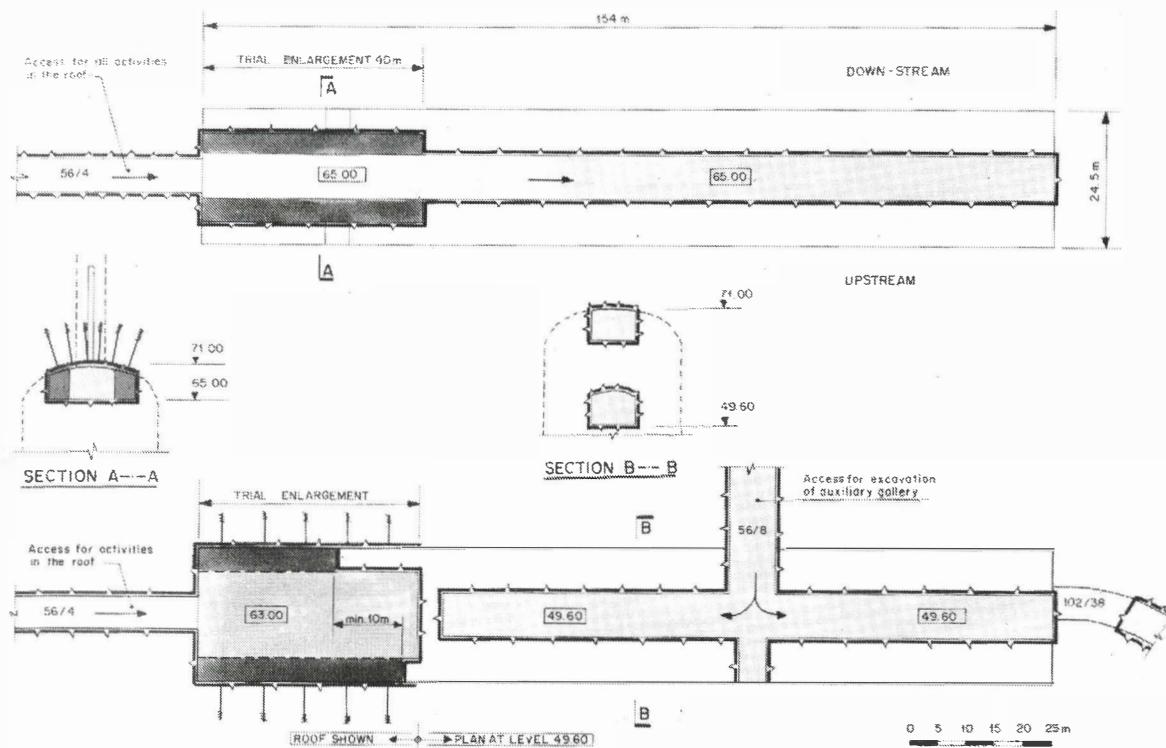


Fig. 12 : Ausbruch bis Kote 65, resp. 63,00 / Phase 1

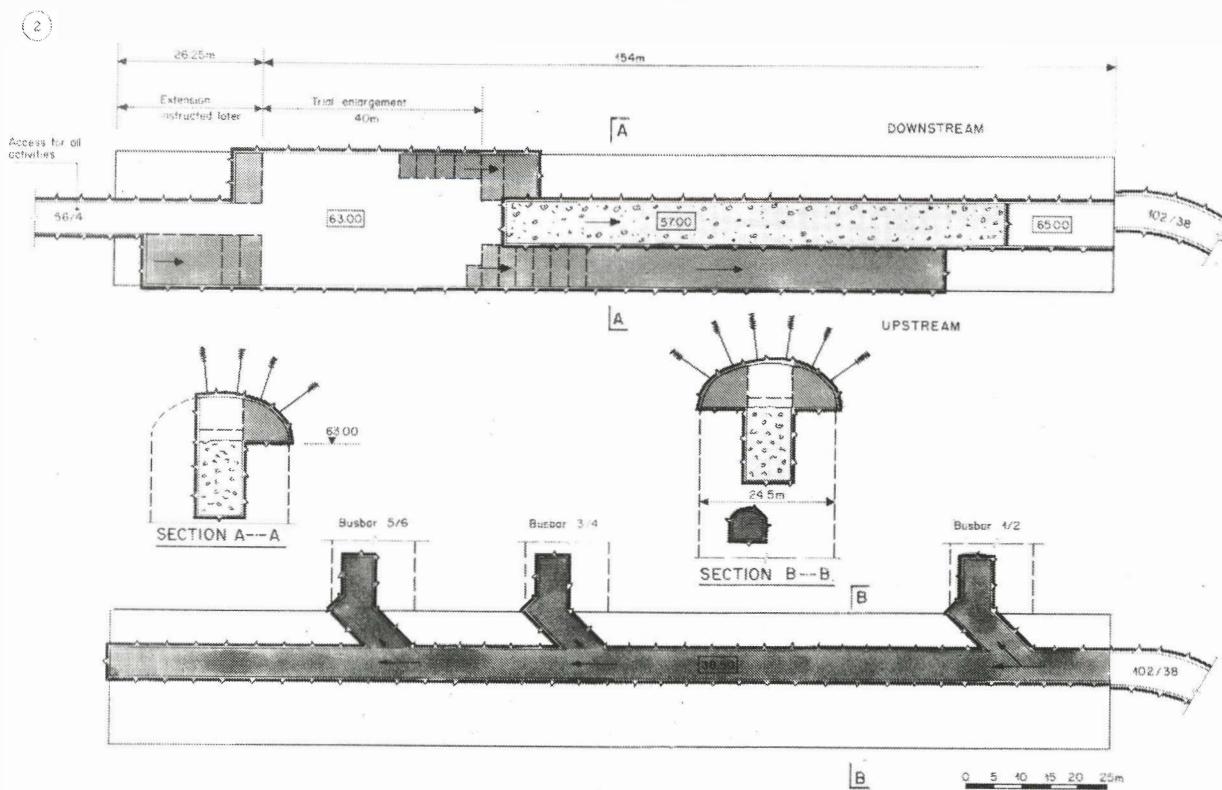


Fig. 13 : Ausbruch bis Kote 63,00 / Phase 2

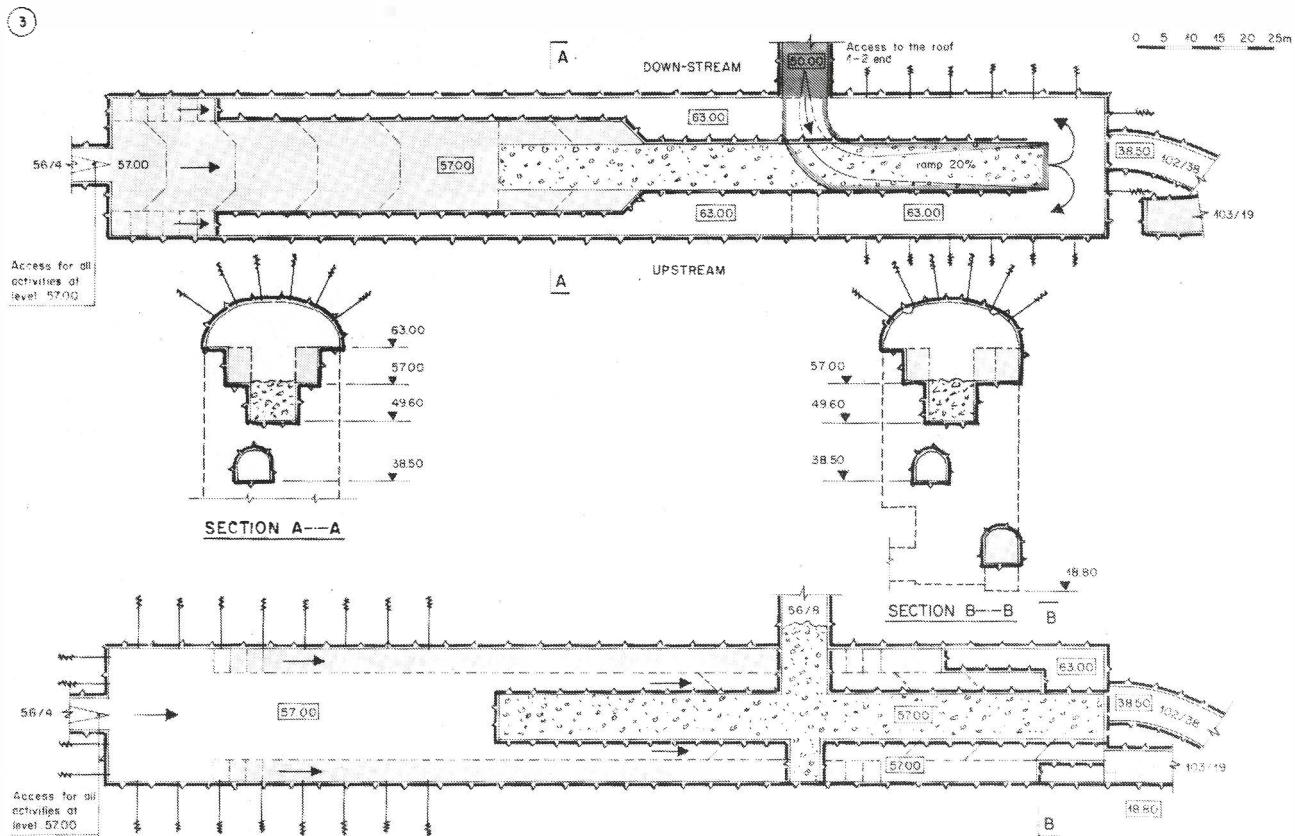


Fig. 14 : Ausbruch von Kote 63,00 auf 57,00

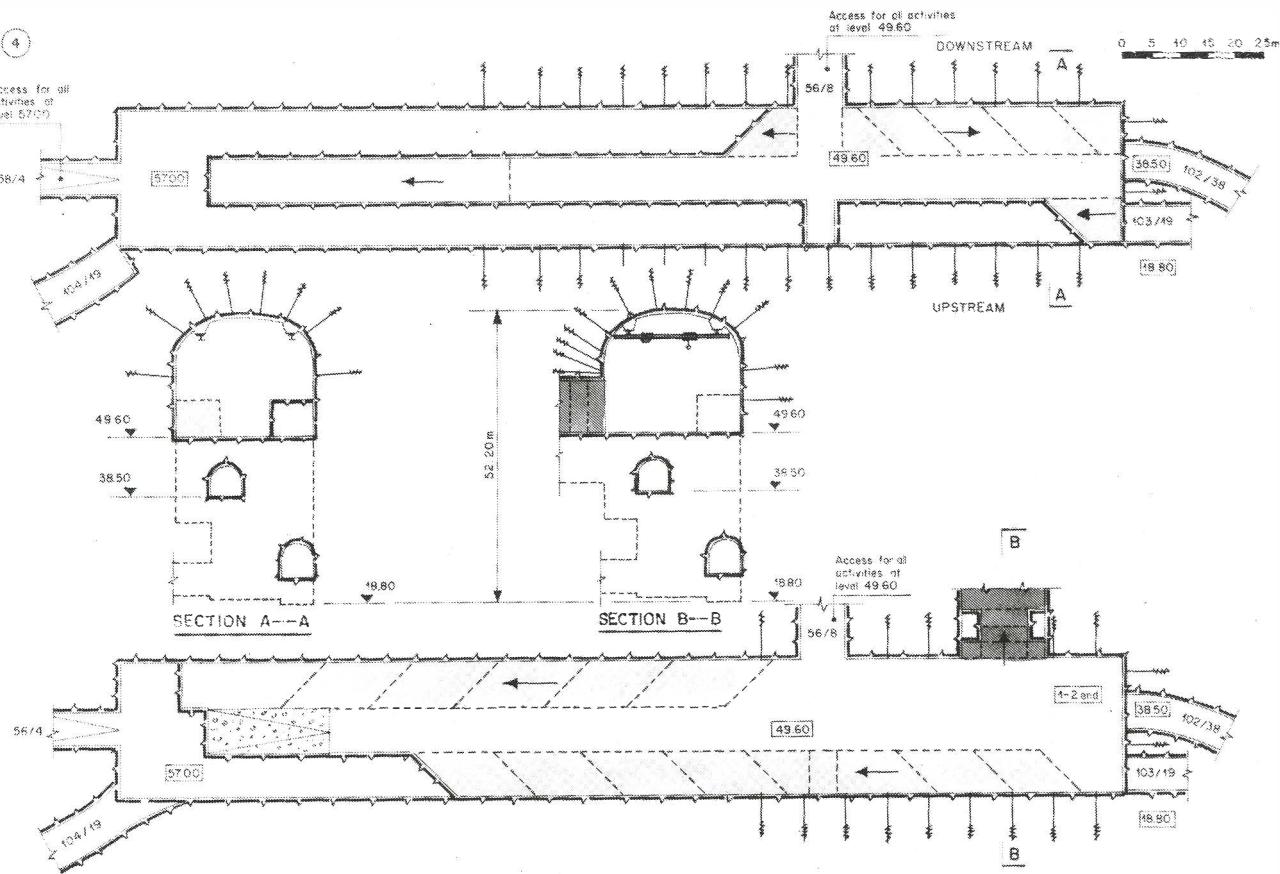


Fig. 15 : Ausbruch von Kote 57,00 auf Kote 49,60

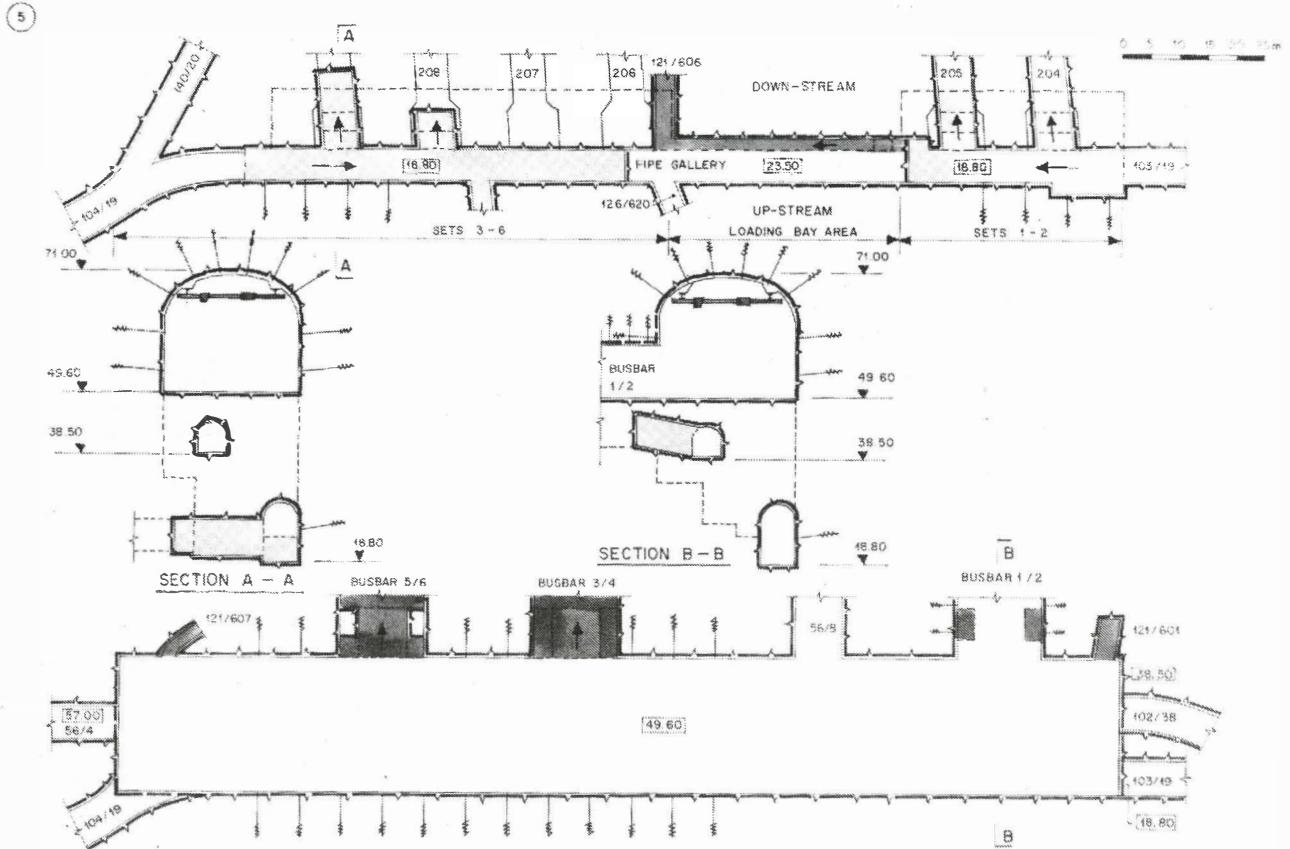


Fig. 16 : Ausbruch der Pipe-Gallerz auf Kote 19

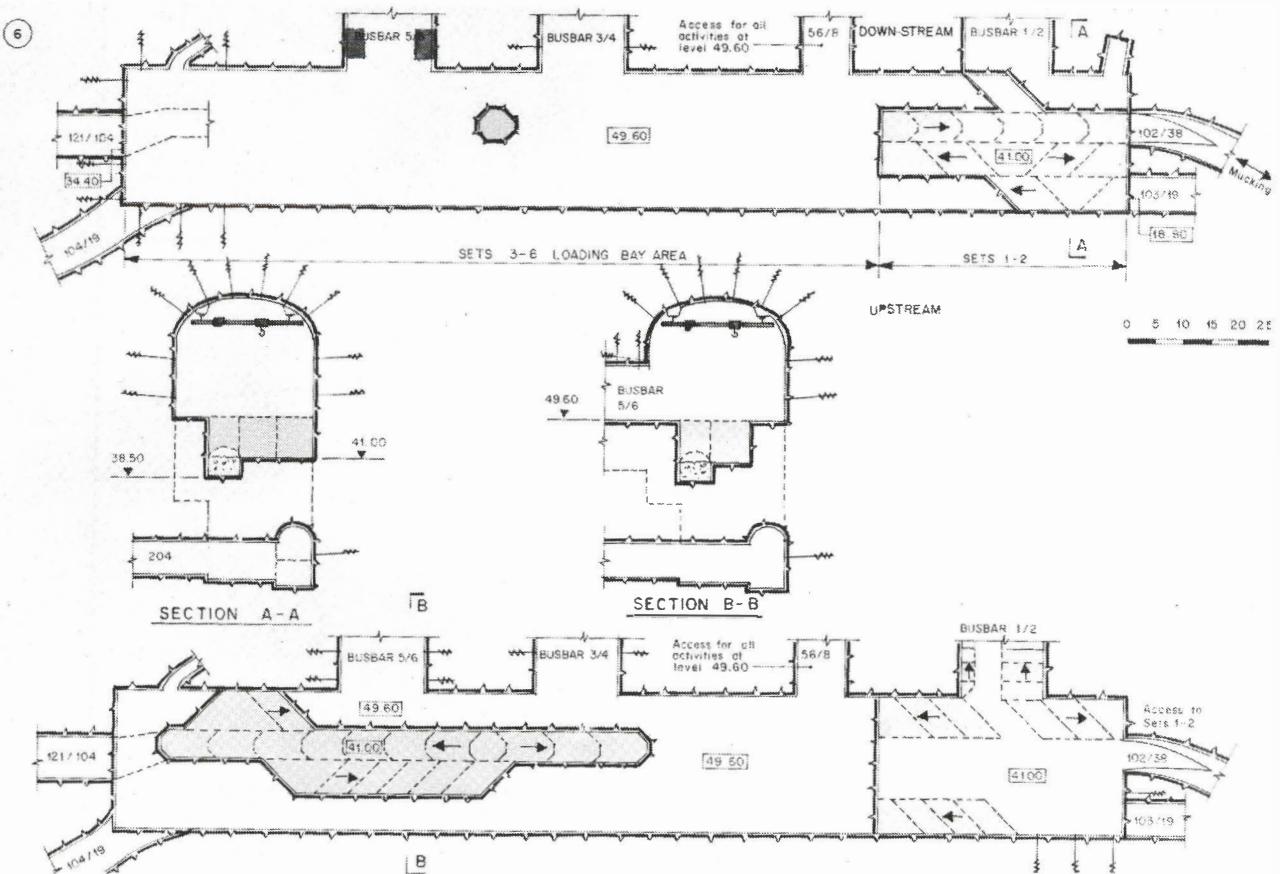


Fig. 17 : Ausbruch von Kote 19,60 auf Kote 41 / Phase 1

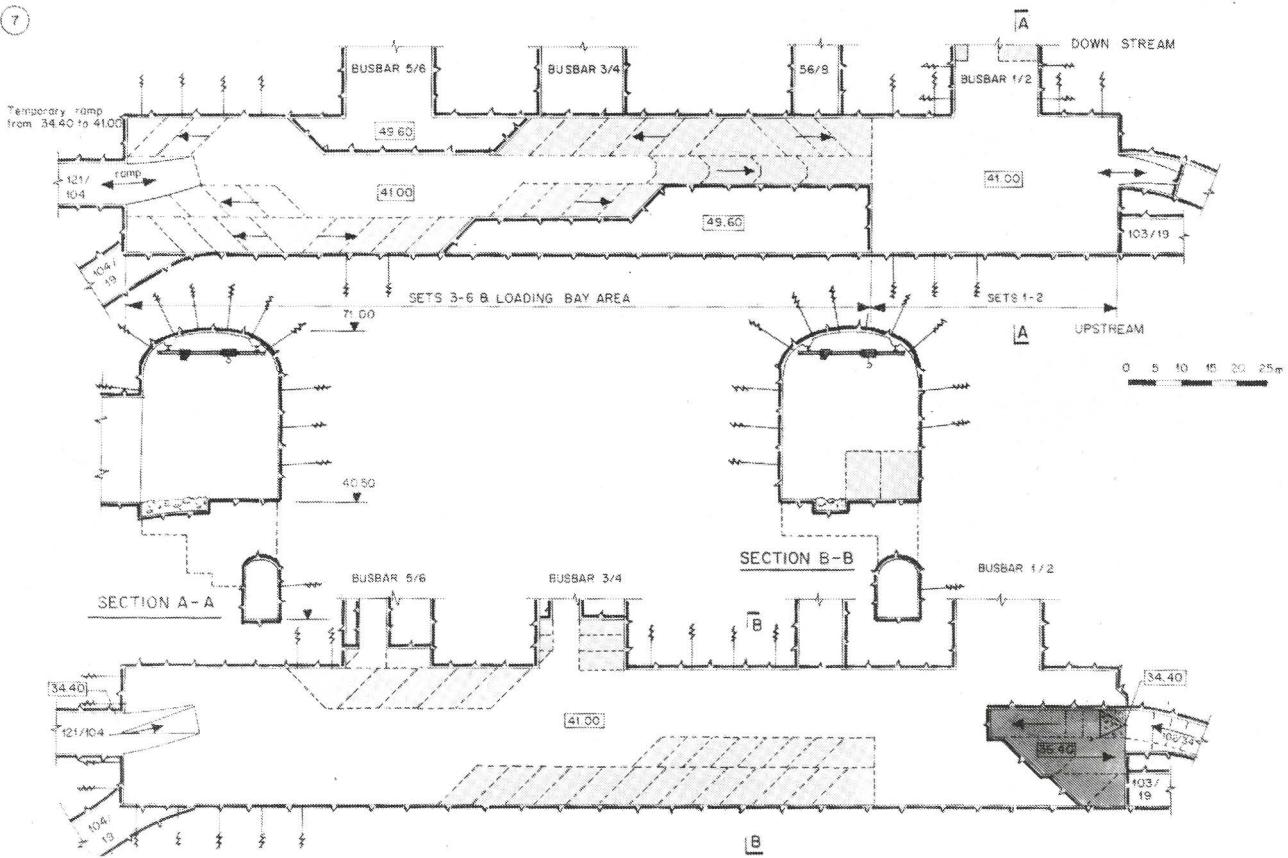


Fig. 18 : Ausbruch von Kote 49,60 auf Kote 41,00 / Phase 2

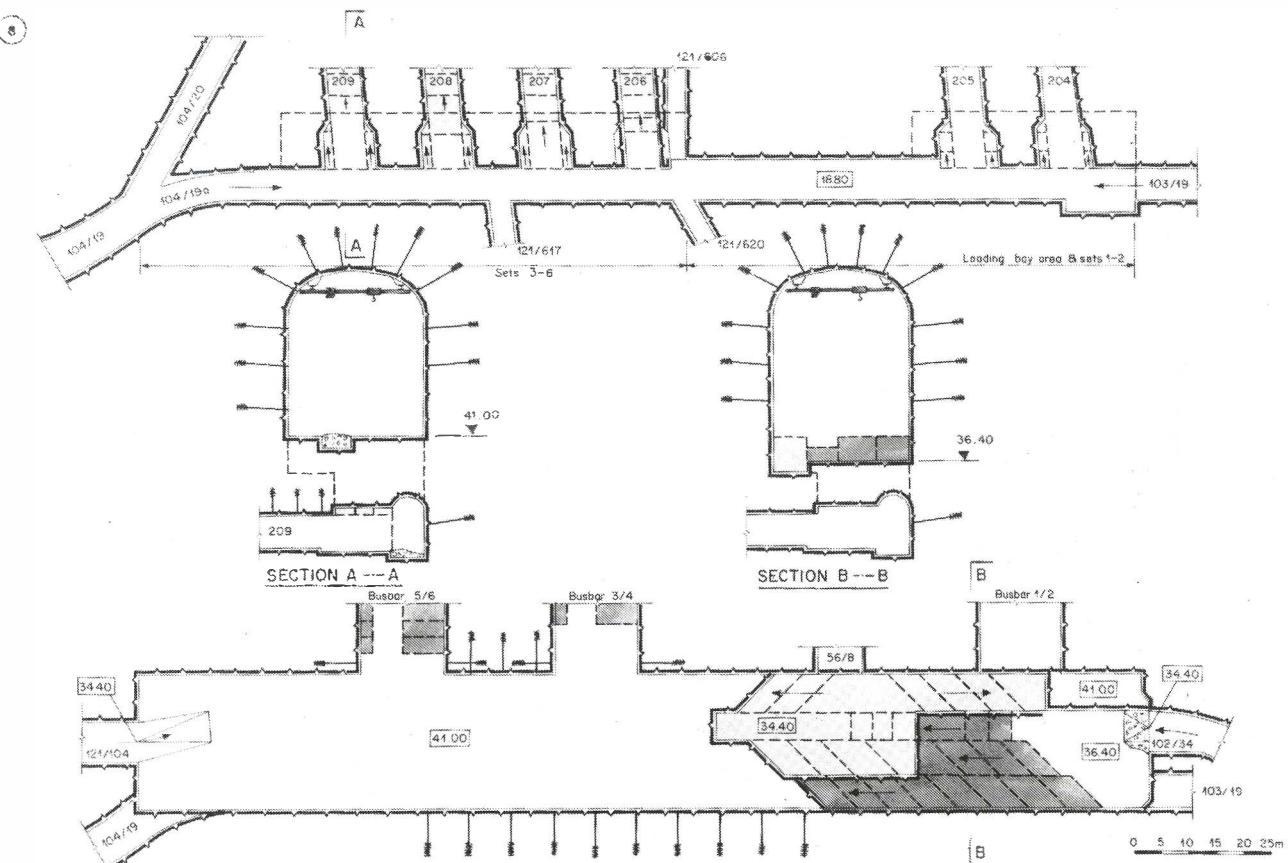


Fig. 19 : Ausbruch von Kote 41,00 auf Kote 34,40

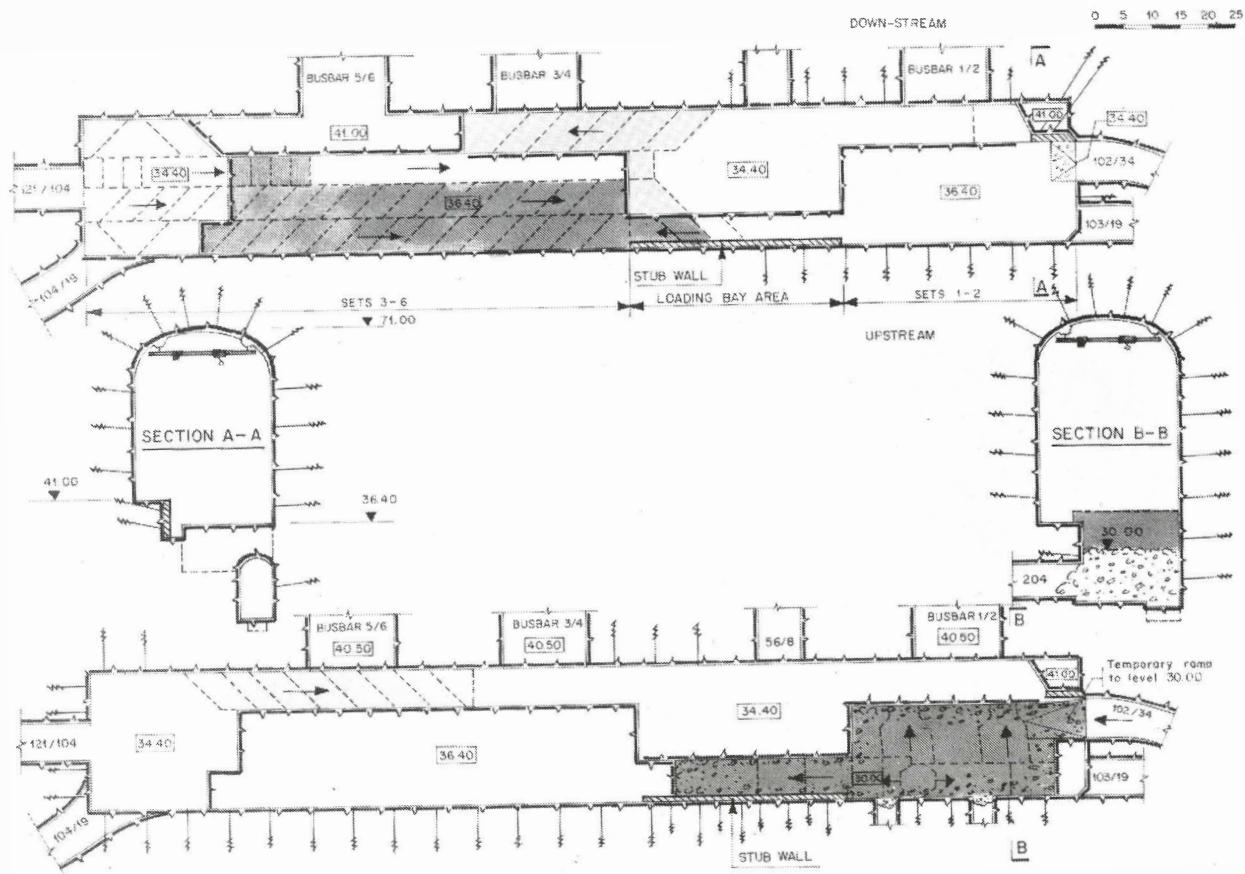


Fig. 20 : Ausbruch von Kote 34,40 auf 30,00

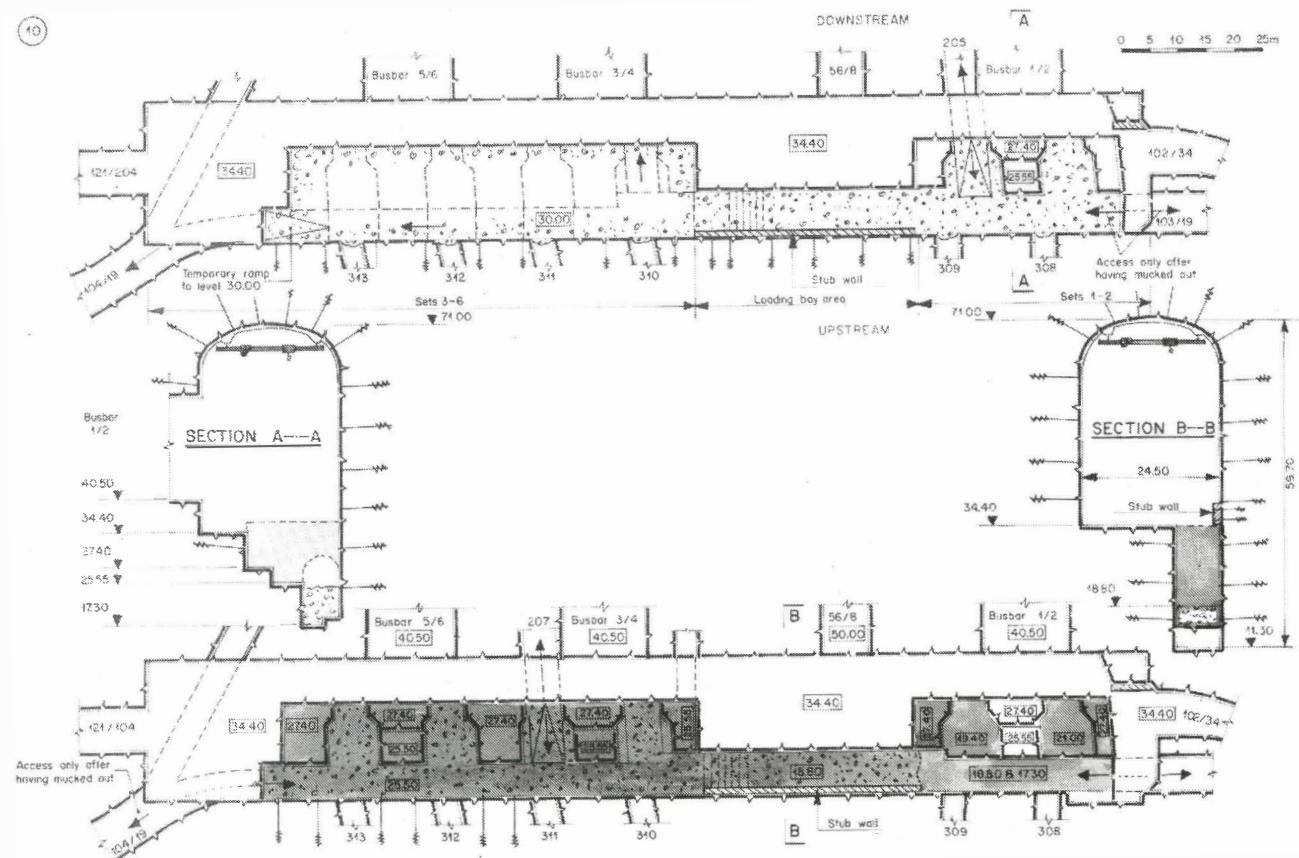


Fig. 21 : Aushub des Pumpensumpfes auf Kote 19,00 und Fertigstellungsarbeiten

(Fig. 14) Nun konnte der Strossenabbau von Kote 63 auf Kote 50 erfolgen, und zwar über die 2 bereits bestehenden Zugänge auf Kote 63 und auf Kote 50. Der Strossenabbau teilte man in zwei Etappen von je 6,5 m Höhe. Diese Abbauhöhe erwies sich als ideal, um mit den vorhandenen Bohrgeräten auch die nötigen Felssicherungsarbeiten ausführen zu können. Normalerweise wurde der Mittelstross vertikal und die beiden Seitenstrossen horizontal abgebohrt.

(Fig. 15) Nachdem der Ausbruch Kote 57 erreicht hatte, hängte man 2 Kranbahnen an den vorgängig versetzten 57 to Vorspannankern auf. Nach Erreichen der Ausbruch-Kote 50 wurden drei 10 to Hallenkranne montiert. Diese dienen für die späteren Ausbruch-, Betonier- und Montagearbeiten sowie für die Montage der beiden 250 to Krane.

(Fig. 16) Anschliessend erfolgte der Ausbruch der Kalotten, der 3 Portale, der "Busbars" sowie deren Sicherung. Parallel zu diesen Arbeiten lief von den vorgängig ausgebrochenen Erschliessungsstollen auf Kote 19 aus, der zweiteilige Ausbruch der rund 11 m hohen Pipe Gallery. Von dort aus konnten die 6 unterwasserseitigen Stollen, die zur unteren Schieberkammer führen, erstellt werden. (Die 6 Portale dieser Auslaufstollen an der unterwasserseitigen Wand der MH wurden dann in einer späteren Phase mittels Ankern und Spritzbeton gesichert.)

(Fig. 17) Der Strossenabbau von Kote 50 auf Kote 41 erfolgte über die zwei vorgängig ausgebrochenen Erschliessungsstollen auf Kote 41 und 38. Zuerst mussten auch hier die Strosse über dem vorgängig erstellten Schutterstollen durchbrochen werden um anschliessend die Seitenstrossen abbauen zu können.

(Fig. 18) Der Strossenabbau an der oberwasserseitigen Wand der MH konnte erst nach Abschluss der Felssicherungsarbeiten in der oberen Schieberkammer erfolgen. Der Grund bestand darin, dass die Integrität der nur 16 m dicken Felswand zwischen den beiden Kavernen unbedingt erhalten werden musste. Dies erreichte man mit 16 m langen schlaffen 36 mm Diwidagankern, die von der oberen Schieberkammer aus versetzt wurden. Nach Abschluss dieser Arbeiten konnte der Strossenabbau auf Kote 41 beendet und gleichzeitig die Portale der drei Busbars auf die endgültige Tiefe abgeteuft werden.

(Fig. 19) Als nächster Schritt folgte der Strossenabbau von Kote 41 auf Kote 36 resp. 34 und parallel dazu sämtliche noch austehenden Arbeiten in der Pipe Gallery auf Kote 19.

(Fig. 20) Damit war der Ausbruch der MH beinahe beendet. Was noch zu tun blieb, war der Abbau der ca. 5 m starken Felsbrücke zwischen dem oberen und dem unteren Teil der MH. Dies war nicht unproblematisch, da sich die Spannweiten der Wände in vertikaler Richtung auf einen Schlag wesentlich vergrössern. (Fig. 21) Nach einer erneuten Überprüfung der Gesamtstabilität des Bauwerkes und dem Einbau von verschiedenen Messeinrichtungen, wie Kraftmessgebern an Vorspannankern, Extensometern etc. wurde mit dem spektakulären Durchbruch begonnen.

Anfänglich wurde der gesprengte Fels nicht geschüttet, um ein Arbeitspodest auf Kote 30 zu schaffen, damit die Felssicherungsarbeiten zwischen Kote 36 und 31 durchgeführt werden konnten. Anschliessend wurde sämtliches Ausbruchmaterial via 104/19 und 103/19 geschüttet. Der auf Kote 11 liegende Pumpensumpf schloss die komplexen Ausbrucharbeiten dieses einmaligen Bauvorhabens ab.

5. SCHLUSSWORT

Zum Schluss ein paar allgemeine Bemerkungen zu dieser Baustelle. Die Gesamtbauzeit beträgt 7 Jahre (1975 - 1982). Während dieser Zeit variierte die Belegschaft von 500 bis 2'000 Mann. Das Personal für die Ausbruch- und Betonierphase rekrutierte sich fast ausschliesslich aus Leuten, die in der näheren Umgebung der Baustelle wohnten. Da Nordwales wenig industrialisiert ist und deshalb eine sehr hohe Arbeitslosenrate besitzt, verlangte der Bauherr, dass im Minimum ca. 80% der Belegschaft Einheimische sein müssten. Dies zwang das Konsortium zusammen mit dem Bauherrn Ausbildungskurse zu organisieren. Diese Kurse, die normalerweise 8 Wochen dauerten, hatten zum Ziel, dem ungelernten Personal eine minimale Ausbildung als Mineur, Maschinist etc. zu vermitteln. Trotz dieser grossen Anstrengungen, Arbeitslose zu beschäftigen, ergaben sich vor allem am Anfang grosse Probleme mit der Belegschaft. Streiks, wilde und organisierte, waren an der Tagesordnung, wobei immer schwerpunktsmässig gestreikt wurde, d.h. es war nie die ganze Belegschaft im Ausstand, sondern immer nur eine Berufsgruppe. Und da ja bekanntermaßen in England aus gewerkschaftlichen Gründen ein Mechaniker nicht die Arbeit eines Schlossers ausführen darf, führte dies zu ernsthaften Störungen des Betriebes und manchmal zu kuriosen Situationen. So streikten z.B. aus irgendeinem banalen Grunde einmal die Pneuladerfahrer und Baggerführer, nicht aber die Bulldozerfahrer. Dies hatte zur Folge, dass das gesprengte Material an allen Arbeitsstellen untertage nicht mehr aufgeladen und abgeführt werden konnte. Um den Betrieb nicht einstellen zu müssen — die anderen Berufsgruppen waren ja nicht im Ausstand — wurde mit eigenen und zusätzlich eingemieteten Bulldozern während 2 Wochen das gesprengte Gestein in den Kavernen herumgestossen und aufgehäuft. Dank dem Erfindergeist und dem Improvisationsvermögen des leitenden Kaders konnte so der Betrieb auch während der Streiks aufrechterhalten werden. Im Laufe der Zeit liessen sich diese Arbeitskonflikte eindämmen, indem dem Personal überhöhte Löhne und Prämien bezahlt wurden. Daraus resultierten aber sofort neue Probleme. Das englische Steuersystem ist bekanntlich den höheren Einkommen nicht gerade wohlgesinnt. Mit diesen hohen Löhnen kam es wohl nicht mehr zu Streiks, aber dafür wurde nur noch an 4 Tagen in der Woche gearbeitet. Die Progression ist derart hoch, dass 80% des Verdienstes des 5. Tages Steueramt hätten abgeführt werden müssen.

Es ist somit erstaunlich, dass trotz dieser hier nur sehr rudimentär gestreiften Probleme in einer knapp 3-jährigen Bauzeit über 1 Mio m³ Schiefer ausgebrochen werden konnten, wovon allein 500'000 m³ im Kavernenkomplex.

Adresse des Verfassers:

Christian Bubb, dipl. Ing. ETH
AG Conrad Zschokke
Räffelstrasse 11
8045 Zürich

Nº 105	MITTEILUNGEN der Schweizerischen Gesellschaft für Boden- und Felsmechanik PUBLICATION de la Société Suisse de Mécanique des Sols et des Roches Herbsttagung 1981, 6. November, Bern — Session d'automne 1981, 6 novembre, Berne
--------	---

Recherches appliquées à l'étranger

Par P. Honold, J.M. Jeanneret, EPF-Zurich

Depuis 1977 l’Institut de Technique des Fondations et de Mécanique des Sols de l’Ecole Polytechnique Fédérale de Zurich s’occupe d’un projet de recherches appliquées en Côte d’Ivoire (Afrique Occidentale) dans le domaine de la géotechnique routière. Les travaux de recherche, présentés dans cette note, diffèrent de ceux effectués habituellement par le service de recherches ou d’expertises de l’Institut sur des projets particuliers à l’étranger. Dans la seconde partie de ce document nous vous présentons quelques détails d’un de nos projets de recherche actuellement en cours.

Notre projet «Laterite Afrique Occidentale» résulte d’une collaboration profonde entre l’Institut et le Service Recherches du Laboratoire du Bâtiment et des Travaux Publics (LBTP) de Côte d’Ivoire. Nous assumons quelques thèmes de recherches de ce Service et les poursuivons selon des programmes établis en commun accord. De notre part nous donnons la préférence aux sujets suivants :

- l’emploi de sols locaux en construction de routes et d’aéroports, par exemple avec la stabilisation au ciment;
- la recherche sur des structures portantes et résistantes aux intempéries pour des routes économiques;
- la stabilité et l’érodibilité des talus;
- la détermination d’un système pour la classification appliquée des sols tropicaux.

Les projets étudiés en Côte d’Ivoire se déroulent sous la direction technique du Prof. Dr. F. Balduzzi. Une équipe permanente à Abidjan est chargée des travaux de recherches et des contacts avec les organismes officiels, avec l’Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics (ENSTP) et avec le Service Recherches du LBTP. De même nous passons des conventions avec l’industrie privée sous réserve qu’elles répondent à nos thèmes de recherches. Actuellement nous sommes 3 ingénieurs de l’Institut, installés au Centre Suisse de Recherches Scientifiques qui s’est affilié au Centre Français de l’ORSTOM (Office de Recherche Scientifique et Technique Outre-Mer) à Adiopodoumé près d’Abidjan. Pour les essais sur matériaux nous pouvons utiliser les laboratoires de mécanique des sols du LBTP, distribués dans tout le pays.

Notre mission est agréée par le Ministre des Travaux Publics et des Transports, Monsieur Désiré Boni. Des accords prévoient l’échange de jeunes ingénieurs Ivoiriens et Suisses pour des stages de perfectionnement dans le domaine de la technique des fondations et de la géotechnique routière à l’étranger.

Un de nos objectifs majeurs est l’acquisition de nouvelles connaissances sur les propriétés des sols tropicaux, afin de parfaire l’enseignement des étudiants de l’EPF de Zurich. L’intérêt porté à ce thème s’est accru ces dernières années. De plus en plus des bureaux d’étude et des entreprises Suisses de constructions s’occupent de projets en zone tropicale. Mais actuellement la littérature spécifique concernant ce type de sol est encore insuffisante.

Ce projet de recherche est financé par des conventions de recherches du LBTP de la Côte d’Ivoire (Ministère des Travaux Publics et des Transports) et des crédits de recherches et d’exploitations de l’EPF de Zurich. Afin de soutenir notre budget nous acceptons certains mandats de conseils ayant un contenu de recherches qui nous permettent de mettre en application nos expériences.

Nous essayons de trouver des travaux non seulement en Côte d’Ivoire, mais également dans d’autres régions d’Afrique Occidentale pour l’étude de sols d’altération en climat tropical humide ou aride. Actuellement un projet de recherche commun est à l’étude avec le Ministère des Travaux Publics, des Transports et de l’Urbanisme du Niger.

En outre, l’organisation d’un projet semblable à celui de la Côte d’Ivoire est en cours de réalisation au Brésil (Amérique du Sud). L’échange de jeunes ingénieurs a permis d’entamer quelques projets de recherches. L’occupation permanente d’une place de travail à Rio de Janeiro ou à São Paulo est prévue. Comme pour la Côte d’Ivoire il y a 5 ans, les critères suivants ont été déterminants dans le choix du Brésil comme station de recherche ultérieure :

- présence de sols tropicaux d’altération;
- pays dont le développement et l’infrastructure permettent un travail efficace;
- pays disposant d’un service de recherches favorables à des recherches communes;
- pays disposé à réaliser des programmes d’échange de jeunes ingénieurs ou bien des cours avec des professeurs hôtes.

Les services de recherches du Brésil et de la Côte d’Ivoire sont favorables au maintien d’une telle coopération. A l’avenir une collaboration directe entre ces pays est envisagée. La réalisation de nos projets de recherches appliquées sera adaptée le plus possible aux nécessités du pays hôte. Nous nous efforcerons de trouver des solutions économiques en coopération avec des ingénieurs locaux. Cela peut nous donner également des idées applicables à la construction routière suisse.

Un de nos programmes actuellement en cours concerne *l'emploi des sols locaux dans la construction routière* :

Les tracés des routes ivoiriennes traversent souvent des zones constituées de sols fins d'altération sur des roches mères cristallines ou métamorphiques d'un socle précamalien. Environ deux tiers du soubassement de la Côte d'Ivoire sont constitués de granites et de migmatites de différentes variations et presqu'un tiers, au sud-est et dans quelques parties centrales, de roches métamorphiques schisteuses. La bordure sédimentaire atlantique de la Côte d'Ivoire est formée des sables tertiaires du Continental Terminal et enfin de sables marins quaternaires. Les sables lagunaires de cette région, de granulométrie uniforme, ont été stabilisés au ciment après un traitement adapté lors d'un de nos travaux de recherche précédents [voir bibl. 7].

La pédogénèse des sols tropicaux est d'une part conditionnée par le climat (température et conditions hydrologiques) et par la végétation et d'autre part par la nature de la roche mère. L'épaisseur des sols d'altération, présentés dans une coupe pédologique schématisée en figure n° 1, peut atteindre plusieurs dizaines de mètres.

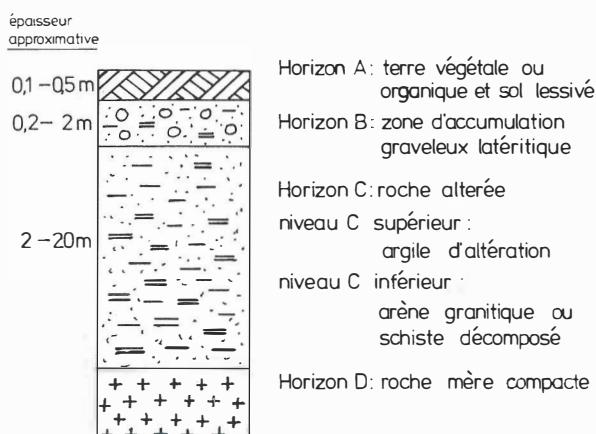


Fig. 1 : Coupe pédologique schématisée en zone tropicale

Dans les zones tropicales humides on trouve sous une couche mince de terre végétale l'horizon B du profil pédologique avec des graveleux latéritiques d'une épaisseur variable de 0.2 à 2 m. Le gravillon, enveloppé dans une matrice d'argile latéritique, est constitué de concrétions (pisolithes) et, surtout dans la partie inférieure de cette couche, de débris de quartz plus ou moins altéré. En Côte d'Ivoire les graveleux latéritiques sont les matériaux les plus utilisés pour la construction des routes. Le système de classification géotechnique ivoirien distribue les graveleux naturels selon leur qualité en 3 catégories [2 et 3]. Mais il faut quand même considérer que l'épaisseur restreinte de ce matériau demande le plus souvent des emprunts sur de vastes espaces. Des travaux de recherches ont été faits pour l'utilisation des graveleux stabilisés au ciment en construction économique de bâtiments. Une recommandation du Service Recherches LBTP [2], propose l'application du géobéton surtout dans les régions nord de la Côte d'Ivoire.

L'horizon C, qui peut atteindre de grandes épaisseurs, est constitué de sols fins d'altération. Dans le profil pédologique nous distinguons les argiles d'altération rougeâtre et sans structure visible au niveau C supérieur et des roches décomposées avec des structures distinctes de la roche mère au niveau C inférieur. Au contact de la roche mère de granite nous trouvons des arènes granitiques, des sables limoneux et argileux de couleur claire, au-dessus des roches métamorphiques schisteuses des schistes décomposés, c'est-à-dire des limons argileux et tal-

queux au toucher de couleur gris-vert à lie-de-vin. Ces sols structurés sont friables et sensibles au remaniement et de faible portance en état mouillé. Pour cette raison on ne les place pas au niveau supérieur des terrassements et on les recouvre par une couche d'amélioration constituée de graves latéritiques. Dans un programme de recherche en laboratoire nous avons essayé de stabiliser ces matériaux au ciment pour une application dans la superstructure des routes.

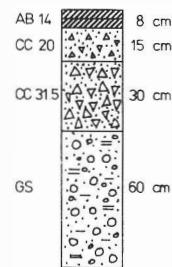
Ces essais en laboratoire nous ont montré qu'une stabilisation des arènes granitiques et des schistes décomposés est possible avec une teneur en ciment de 4 à 6% [8 et 9]. La stabilisation d'un sol local avec une telle teneur en ciment peut être économique en construction routière ivoirienne. Nous n'avons pas pu stabiliser dans ce programme les argiles d'altération du niveau C supérieur avec le même pourcentage de ciment.

Pour économiser la structure de l'Autoroute du Nord : Abidjan — Yamoussoukro, qui est ouverte au trafic jusqu'à N'douci depuis septembre 1981 [5], nous avons été mandatés pour expérimenter des superstructures du type «sandwich». En commun avec le Service Recherches du LBTP, nous avons proposé de construire à côté des planches d'essai, partiellement en graveleux latéritiques stabilisés au ciment, des planches correspondantes en arène granitique et en schiste décomposé stabilisés au ciment (structures voir figure n° 2). Le but de ces essais était d'économiser la couche en grave concassée et de diminuer le coût de l'autoroute.

ARN, 1 TRONÇON

ABIDJAN — N'DOUCI

épaisseur totale 113 cm
coût approximatif 100 %



PLANCHES D'ESSAI

graveleux I	graveleux II	arène granitique	schiste décomposé
AB 14	8	AB 14	8
CC 315	15	CC 315	15
GS 4	18	GS 4	15
GT	30	GT	15
épaisseur totale	71 cm	68 cm	71 cm
coût approx	68 %	75 %	66 %

LEGENDE :

GT	Graveleux toutvenant
A	Arène granitique
S	Schiste décomposé
GS	Graveleux supérieur

Fig. 2 : Structures de l'Autoroute du Nord et des planches d'essai sur la bretelle de N'douci

Grâce aux couches stabilisées, on a pu diminuer l'épaisseur de la couche en grave concassée de 45 cm à 15 cm et l'épaisseur de la structure entière de l'ordre de 40%. On espère pouvoir réduire le coût de la structure d'autoroute pour le tronçon de N'douci à Yamoussoukro d'environ 30%. L'économie atteinte est encore plus grande, si on ne considère pas le prix du revêtement, qui, avec 8 centimètres, est épais en comparaison avec les habitudes du pays.

Le graveleux latéritique a été stabilisé respectivement en une et deux couches. En tête de plate-forme (niveau de l'arase) de la planche graveleux II, on a stabilisé un graveleux tout-venant du niveau B inférieur. En Côte d'Ivoire il existe une recommandation provisoire pour un tel traitement des graveleux latéritiques [2]. L'examen des structures en arène granitique et en schiste décomposé, destinées également à supporter un trafic lourd et dense, a été décidé après les résultats encourageants de nos essais en laboratoire. L'arène granitique a été stabilisée en couche de fondation avec la même épaisseur que le graveleux latéritique sur la planche I. Le sol fin sur schiste de plasticité moyenne a été placé en couche de plate-forme pour améliorer la portance de l'arase.

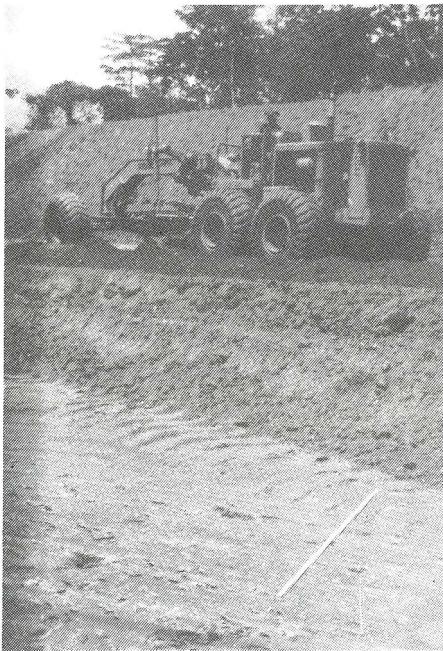


Fig. 3 : Planches d'essai (bretelle de N'douci): réglage de la tête de terrassement en schiste décomposé

Les planches d'essai ont été construites dans une zone de déblais, c'est-à-dire dans des conditions défavorables. L'assise est faite de schiste décomposé avec une structure bien distincte mais homogène (voir figure n° 3). Ce matériau reste sensible à l'eau même après un bon compactage. Toutes les couches stabilisées ont été malaxées sur place à l'aide du malaxeur à un rotor REX III (voir figure n° 4). Les couches précompactées

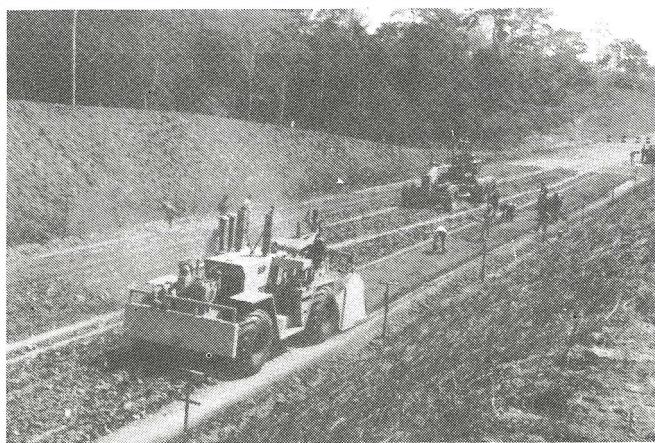


Fig. 4 : Scarifiage et malaxage sur place de la couche en graveleux stabilisé à 4 % de ciment

contre l'infiltration de l'eau pluviale ont été scarifiées avec un grader. Après deux passes du malaxeur REX III le ciment a été distribué homogènement aux matériaux. L'arrosage a été fait, si nécessaire, avant la deuxième passe du malaxeur. L'emploi d'un compacteur à pied de mouton, d'un rouleau à pneu et partiellement d'un rouleau vibrant a assuré un bon compactage. Nous avons contrôlé ces couches 7 jours après la stabilisation. Hormis des contrôles de l'épaisseur, de la densité et de la teneur en eau, nous avons mesuré les déflexions à l'aide de la poutre de «Benkelman» et à l'aide de «Micromètres». Le système de mesure avec les micromètres (voir figures 5 et 6) nous donne un contrôle exact de la ligne d'influence d'une charge d'un camion. On réalise ces mesures à côté des roues jumelées d'un camion avec une charge d'essieu de 12,8 tonnes, la même charge que pour la réalisation des essais de «Benkelman». Les lignes d'influence mesurées sur les couches stabilisées et sur le revêtement nous montrent clairement que la rigidité croît couche par couche pour un tel type de superstructure (mesures de la planche graveleux II, voir figure n° 6).

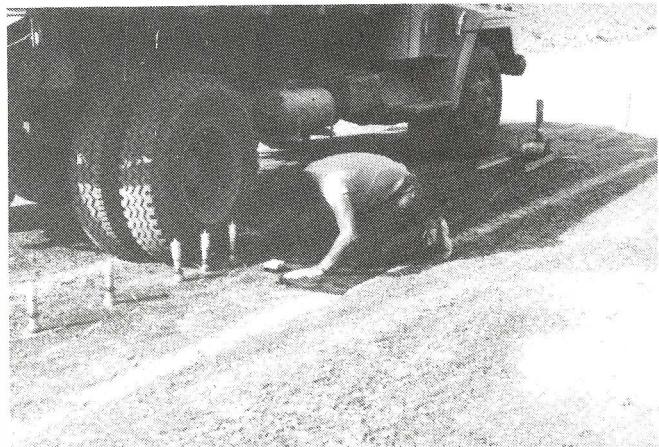


Fig. 5 : Mesures de la ligne d'influence d'un camion chargé à l'aide de 'Micromètres EPFZ'

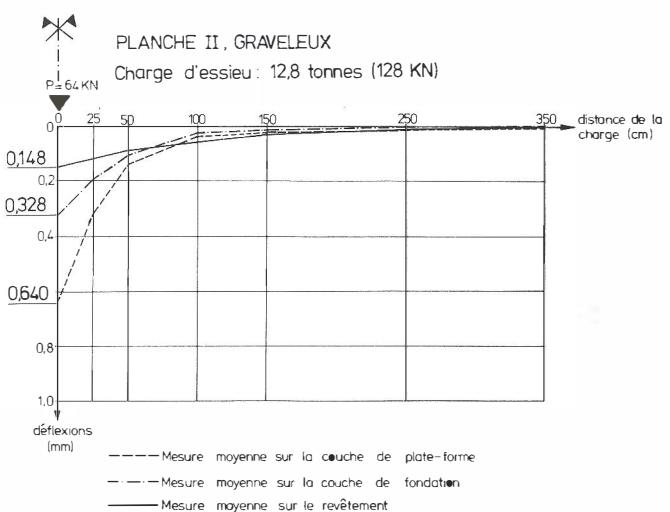


Fig. 6 : Lignes d'influence (déflexions élastiques) mesurées sur les couches stabilisées et sur le revêtement de la planche graveleux II

Les déflexions élastiques mesurées à l'aide de la poutre de «Benkelman» sur chaque couche après le compactage sont réunies en figure n° 7. Les valeurs moyennes mesurées sur la tête de terrassement ont été de l'ordre de 212/100 à 279/100 mm, celles mesurées sur le corps de chaussée, c'est-à-dire sur une structure de 68 à 71 centimètres, ont été de 33/100 à 57/100 mm vers la

fin de la saison de pluie. Pour connaître l'influence du trafic et du climat, il nous faut contrôler ces déformations une année après la mise en circulation vers la fin de la saison sèche et après la saison des pluies. En figure n° 7 on voit bien l'influence bénéfique des couches stabilisées au ciment.

Planches d'essai bretelle N'douci

Mesures de défexion 'Benkelman'

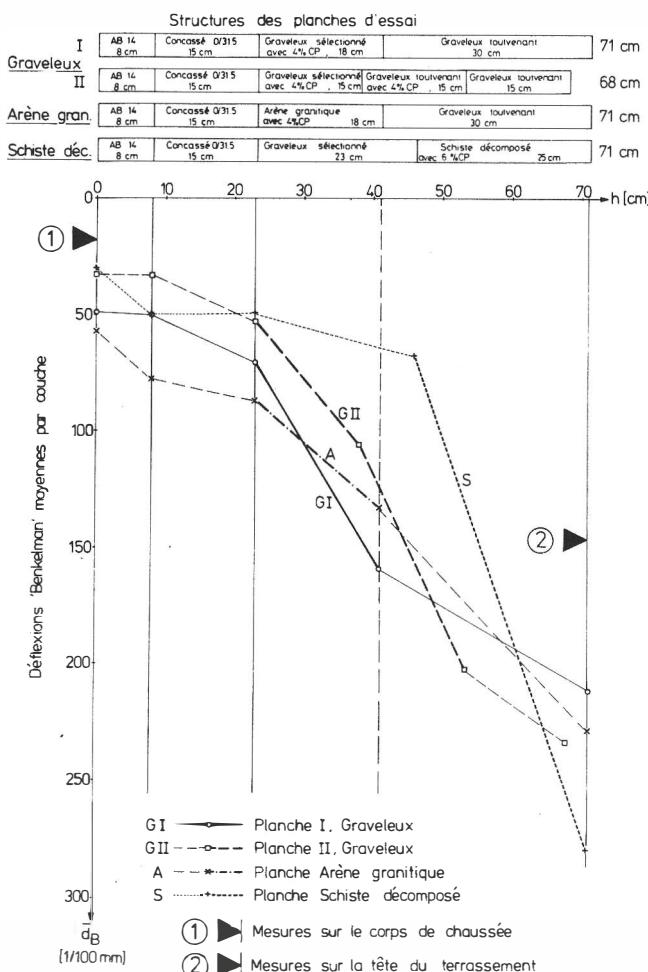


Fig. 7 : Mesures de déflexions de la poutre de 'Benkelman' sur les différentes couches de structures des planches d'essai

Des mesures du GESCO (Groupement d'Entreprises Suisses de Construction) sur la structure normale de l'Autoroute du Nord: «Abidjan — N'douci», c'est-à-dire sur une structure comparative de 113 centimètres, ont donné des déflexions de «Benkelman» de l'ordre de 40/100 à 60/100 mm en saison sèche et de 60/100 à 80/100 mm pendant la saison des pluies. Cela nous montre la portance avantageuse des structures du type de «sandwich».

Les déflexions, mesurées sur les chaussées de ces planches d'essai, ont peu varié. La qualité de ces différentes superstructures appréciée selon les mesures de déflexions est proportionnelle à son coût (évalué en figure n° 2 en pourcentage du coût de la structure de l'Autoroute du Nord).

Les planches d'essai nous ont montré qu'on peut économiser la grave concassée en construction routière en Côte d'Ivoire, ainsi que les graveleux latéritiques en cas de nécessité. Une structure avec la stabilisation d'une couche de graveleux latéritique à 4%

ciment suffit à supporter un trafic lourd et dense. Une stabilisation additionnelle de l'arase (structure selon planche graveleux II) est appropriée pour traverser des zones peu portantes. Une arène granitique de bonne qualité peut remplacer les graveleux latéritiques en couche de fondation sans augmentation de la teneur en ciment. La stabilisation des sols fins d'altération en couche de plate-forme (structure selon la planche «schiste décomposé») permet d'atteindre une arase portable et résistante aux intempéries et de bonnes compacités dans les couches susjacentes. La nécessité de stabiliser le matériau fin du schiste décomposé à 6% de ciment augmente un peu le coût de cette structure. Il est intéressant de noter que le contrôle de cette planche nous a donné des résultats favorables. Le cas échéant, l'application d'une telle sorte de structure peut être avantageuse.

En Côte d'Ivoire les graveleux latéritiques sont distribués dans tout le pays. L'exploitation de ces matériaux est sans doutes pratique et bon marché à cause de sa position superficielle dans le profil pédologique. Mais son exploitation pour la construction des routes laisse souvent des marques évidentes dans le paysage, nettement visible, même après plusieurs années (voir figure n° 8). Malgré les grandes réserves de paysages en Côte d'Ivoire, il faudrait au moins recueillir ces emprunts.



Fig. 8 : Ancien emprunt pour l'exploitation des graveleux latéritiques près de l'Autoroute du Nord

Dans une phase ultérieure de ce travail de recherches, il est prévu d'appliquer la stabilisation des sols fins d'altération au ciment pour la construction des planches d'essai avec des structures simples, destinées à des routes économiques, c'est-à-dire des routes portantes et résistantes aux intempéries pour un trafic limité, mais avec un grand pourcentage de camions lourds.

L'emploi des sols locaux pour la construction routière demeure justifié de par le monde et doit être pris en considération lorsque le tracé des routes entame de tels matériaux.

Pour terminer, nous tenons encore une fois à remercier toutes les personnes et tous les organismes qui nous ont permis de mener à bien, jusqu'à ce jour, ce projet de recherches appliquées.

REMERCIEMENTS

Nos remerciements s'adressent tout particulièrement :

- à M. D. Boni, Ministre des Travaux Publics et des Transports de la Côte d'Ivoire,
- à M. A. Cesareo, Directeur des Grands Travaux,
- à MM. B. Bamba et G. Liautaud, du Laboratoire du Bâtiment et des Travaux Publics,
- à la Commission de Recherches de l'Ecole Polytechnique Fédérale de Zurich,
- à M. Aeschlimann, Président de la Commission du Centre Suisse de Recherches Scientifiques en Côte d'Ivoire,
- à la Direction de la Coopération au Développement et à l'Aide humanitaire Suisse,
- à l'Union des Professionnels Suisses de la Route,
- à M. A. Schuppisser, au Groupement d'Entreprises Suisses de Construction GESCO, et aux autres entreprises suisses sur place,
- aux collaborateurs de l'Institut de technique des fondations et de mécanique des sols de l'Ecole Polytechnique Fédérale de Zurich, tout particulièrement M. W. Arnold, premier chef de mission de 1977 à 1981.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] Carte géologique de la Côte d'Ivoire, SODEMI, Abidjan RCI
- [2] Manuels et Recommandations du Service Recherches LBTP, Abidjan RCI
- [3] Etude actualisée de la classification des graveleux en Côte d'Ivoire
G. Liautaud Rapport de Recherche LBTP n° RR 1
- [4] Contrôle couche par couche au deflectographe de la voie express Nord
G. Liautaud Rapport de Recherche LBTP n° RR 12
- [5] Autobahnbau an der Elfenbeinküste
E. Danz Schweizer Bauwirtschaft Nr. 46/1981
- [6] Laterit Westafrika
O. Federer und M. Bösiger Route et trafic n° 10/1979
- [7] Sable de lagune stabilisé; Résultats des planches d'essai
F. Balduzzi, W. Arnold Rapport EPF-Z/LBTP n° J 301/9
- [8] Stabilisation au ciment des arènes granitiques de Côte d'Ivoire
K. Kouamé, R. Arnold Rapport de Recherche LBTP n° RR 14
- [9] Stabilisation au ciment des sols sur schistes de Côte d'Ivoire
F. Vlami-Bi-Dou, W. Arnold Rapport de Recherche LBTP n° RR 15
- [10] Planches d'essai, bretelle N'douci : Graveleux latéritiques, arène granitique et schiste décomposé stabilisés au ciment.
W. Arnold, P. Honold Rapport EPF-Z/LBTP n° J 301/22-24

Adresse de l'auteur :

Peter Honold, EPFZ
Centre Suisse de Recherches Scientifiques
c/o ORSTOM
B.P. V/51
ABIDJAN 01
Côte d'Ivoire

Nº 105	MITTEILUNGEN der Schweizerischen Gesellschaft für Boden- und Felsmechanik PUBLICATION de la Société Suisse de Mécanique des Sols et des Roches
Herbsttagung 1981, 6. November, Bern — Session d'automne 1981, 6 novembre, Berne	

Internationale Normierung von Sonden. Gegenwärtiger Stand

Von H. Zeindler, Zollikofen

Im Rahmen der Internationalen Gesellschaft für Bodenmechanik und Fundationstechnik sind seit geraumer Zeit Normierungsbestrebungen für statische und dynamische Boden sonden im Gange. Sie werden getragen vom

Subcommittee on Standardization of Penetration Testing in Europe

Die Schweiz war in diesem Kommittee durch Herrn Dr. von Moos vertreten, der sein Amt vor wenigen Jahren an den Verfasser übergab.

Im Jahre 1974 lud das Kommittee die nationalen Gesellschaften zu einem ersten Symposium (European Symposium on Penetration Testing, ESOPT I) nach Stockholm ein. Auf der Grundlage von State-of-the-art-Berichten der Teilnehmer-Länder wurde über die verschiedenen Sondiermethoden sowie über Sinn und Wünschbarkeit ihrer internationalen Vereinheitlichung diskutiert.

Als Ergebnis präsentierte das Kommittee an der 9. Int. Konferenz (ICSMFE) in Tokyo seinen Tätigkeitsbericht und Normenvorschläge für vier Sondierarten:

- a) Cone penetration test, CPT (statische Drucksonde)
 - b) Dynamic probing, DPA und DPB (Rammsonden)
 - c) Standard penetration test, SPT
 - d) Weight sounding test, WST (Gewichts-Drehsonde)
- (siehe Proceedings, 9th ICSMFE, Vol. 3, pp. 95-152)

Die vorgeschlagenen Normtexte wurden vom Exekutiv-Ausschuss genehmigt und in der Folge publiziert.

1978 veranstaltete das Kommittee eine Umfrage unter den Europäischen Nationalen Gesellschaften, um sich über die Aufnahme zu orientieren, welche die neuen Normen gefunden hatten. Bei allgemein grundsätzlich positiver Einstellung wurde eine verbreitete Abneigung gegen die Verbindlich-Erklärung der Normen festgestellt. (Antworten von 14 Ländern; die Schweiz nahm nicht teil). Verschiedentlich wurde angeregt, erneut ein Symposium durchzuführen.

Das Kommittee hat sich diesem Wunsche angeschlossen und wird vom 24. - 28. Mai 1982 in Amsterdam das Symposium ESOPT II durchführen. Die Ergebnisse der Diskussionen sollen dann an der 10. ICSMFE vorgelegt und dem Exekutiv-Kommittee als Anträge unterbreitet werden. Mit der Einladung wurde auch der Normenentwurf für eine weitere Sondierart vorgelegt:

- e) Light dynamic probing (DPL)

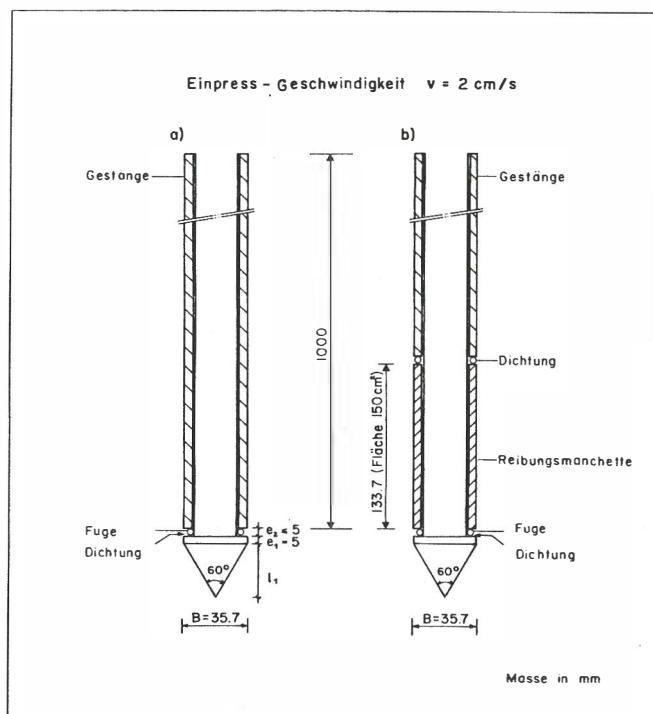
Um den interessierten Schweizer Fachleuten Gelegenheit zur Stellungnahme zu geben, möchten wir sie kurz über die Normvorschläge orientieren. Die vollständigen Texte (englisch und französisch) können über das Sekretariat der SGBF bezogen werden.

Es ist vorgesehen, dass die SGBF dem Kommittee offiziell den schweizerischen Standpunkt zur Normierung erläutern wird. Meinungsäußerungen aus dem Kreis der Interessierten sind uns als Grundlage für diese Stellungnahme willkommen.

KURZBESCHREIBUNG DER SONDIERARTEN

a) Cone penetration test (CPT)

Statische Drucksonde



Kontinuierlich in den Boden gepresst $v = 2 \text{ cm/sec}$

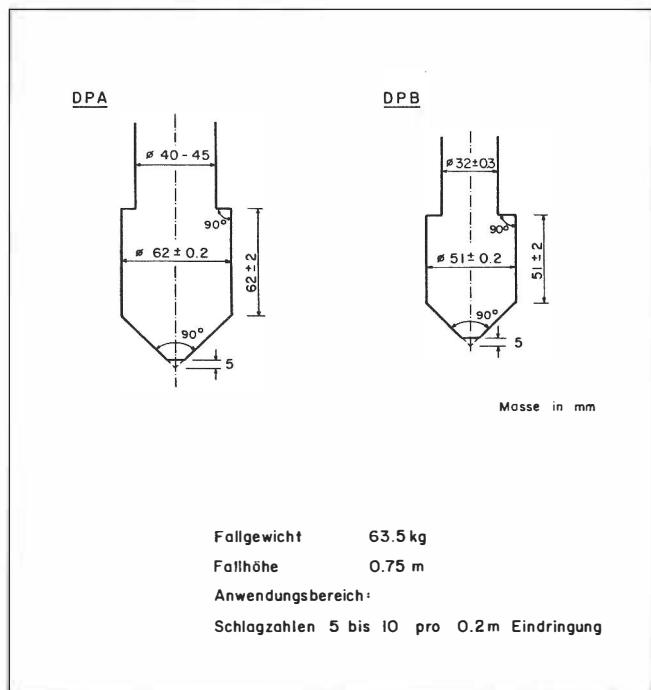
Widerstandsmessung

- mechanisch (z.B. schwingende Saite)
- elektrisch (z.B. Strain gages)
- hydraulisch (z.B. Manometer)

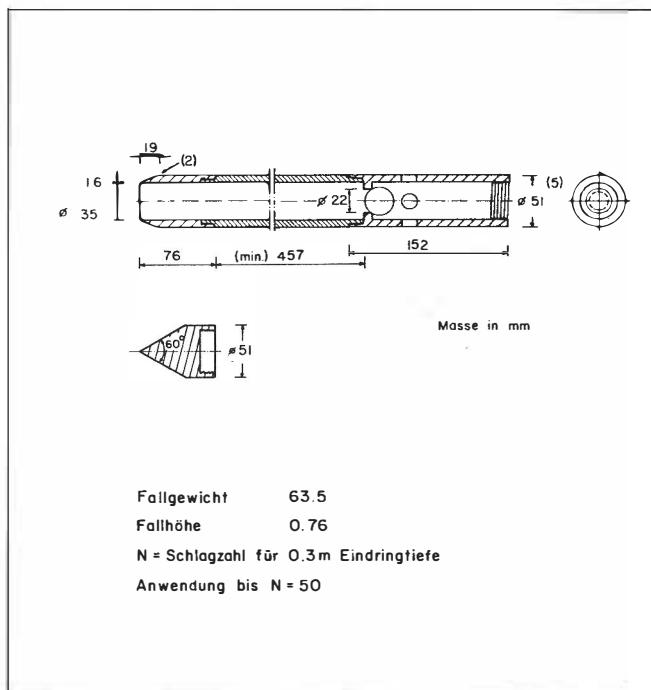
Es existieren zahlreiche, mehr oder weniger vom Normtyp abweichende Realisierungen, entwickelt vor allem in Holland und Deutschland.

b) Dynamic probing (DPA und DPB)

Rammsonden



c) Standard penetration test (SPT)



Kadenz:
20 - 60 /min.
empfohlen 30 /min.
(in tonigen Böden keinesfalls mehr!)

gemäss ASTM

Fallgewicht 63.5 kg
Fallhöhe 0.76 m

N = Schlagzahl für 30 cm Eindringung

Gestänge:

AW Bohrgerüstange

\varnothing_a	43.7 mm
\varnothing_i	34.1 mm
G	$\sim 6 \text{ kg/m}^2$
(bis 15 m, dann)	
BW	54.0/44.4/ 8 kg/m'

STANDPUNKT DER SGBF

Die SGBF möchte mit möglichst grosser Treue die Meinung der überwiegenden Mehrzahl der schweiz. Fachleute wiedergeben. Ich versuche, diese zu formulieren:

Die schweizerischen Böden sind geprägt durch ihre bewegte Entstehungsgeschichte und die Kleinräumigkeit der Geländeformen. Die Bodenarten und -schichten wechseln in weiten Grenzen über kurze Distanzen. Eine quantitative Auswertung von Sondierergebnissen oder sogar die Ableitung von Bodenparametern ist daher auch bei grosser Sorgfalt und hohem Aufwand mit grossen Unsicherheiten behaftet. Eine Normierung der Sondierverfahren würde daran nichts wesentliches ändern.

Die Sondierung bleibt daher ein Hilfsmittel, welches dem Baugrundspezialisten wichtige, aber meist nicht genügend eindeutige Grundlagen für die Baugrundbeurteilung liefert. Er hat sie durch andere Untersuchungsmethoden abzurunden. Er kann sich bei der Auswertung der Sondierergebnisse nur auf seine praktischen Erfahrungen mit seinen eigenen Sonden verlassen. Ein Umsteigen auf einen neuen Sondentyp bedeutet den Verlust des Grossteils seiner Erfahrung. Eine Ausnahme bildet der SPT, da für diesen ein Rückgriff auf sehr grosse internationale Erfahrung möglich ist.

Ganz allgemein verstärkt sich in letzter Zeit die Tendenz, ein Überborden des "Normenschaffens" zu verhindern. Es soll nur normiert werden, was normiert werden muss, damit eine ausreichende Qualität der Bauten sichergestellt ist. Also vor allem Qualitäts-Mindestanforderungen.

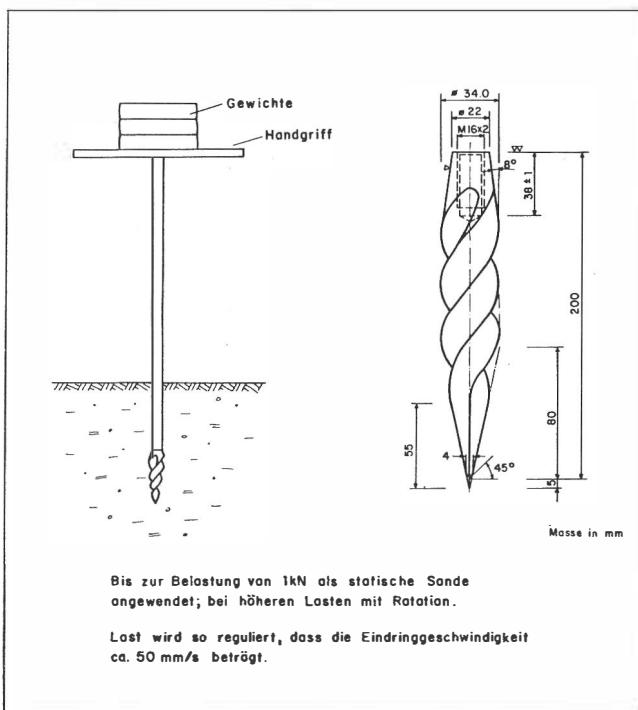
Eine verbindliche Normierung der Sondiergeräte und -methoden erscheint daher unerwünscht. Zweckmäßig wäre allenfalls eine Vereinheitlichung einiger weniger Sondentypen, damit im Laufe der Jahre die heutige Vielfalt reduziert werden könnte.

Für die Interpretation der Ergebnisse muss jedoch voll der einzelne Baugrund-Spezialist verantwortlich bleiben, ohne sich hinter Norm-Tabellen und -Diagrammen verschanzen zu können.

In diesem Sinne befürwortet die SGBF die Vereinheitlichung der Abmessungen und der Versuchsdurchführung nach den Vorschlägen des Kommittees, lehnt aber deren Verbindlich-Eklärung ab.

d) Weight sounding test (WST)

Gewichts-Drehsonde

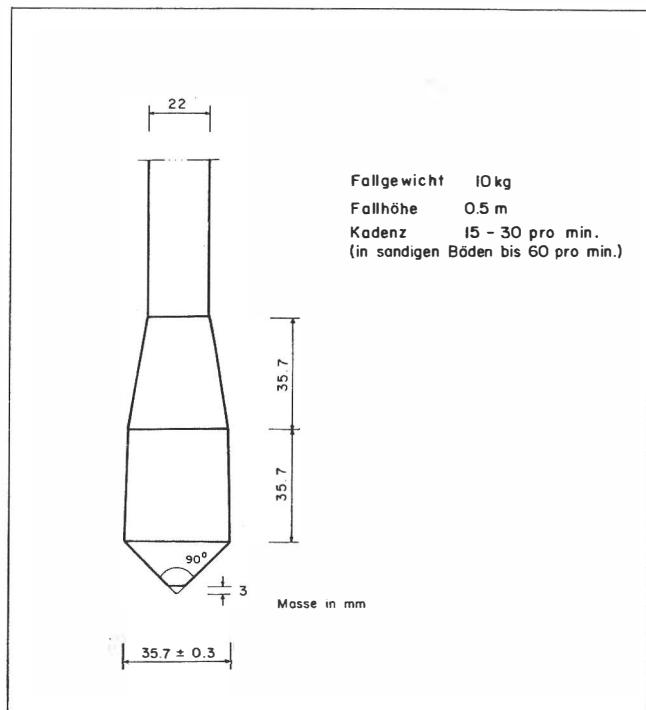


Bis 1 kN als statische Drucksonde verwendet, dann mit Rotation.

Die Belastung wird so reguliert, dass die Eindringgeschwindigkeit ca. 50 mm/s beträgt.

e) Light dynamic probing (DPL)

Leichte Rammsonde



Fallgewicht 10 kg
Fallhöhe 0.50 m
Gestänge Ø 22 mm
Kadenz 15 - 30/min
(in sandigen Böden bis 60/min)

Zum Vergleich : VAWE-Sonde

Spitzenwinkel 60°
Fallgewicht 30 kg
Fallhöhe 0.20 m

Adresse des Verfassers:

H. Zeindler
Geotest AG
Birkenstrasse 15
3052 Zollikofen

ANHANG / APPENDICE

Schweizer Beiträge zum X. ICSMFE, Stockholm, Juni 1981

Contributions suisses au X. ICSMFE, Stockholm, juin 1981

Dewatering Measures for Tunnel Construction

Rabattement de la Nappe Phréatique pour un Tunnel

A.J. HAGMANN
E. ANDRASKAY

Sc. D., Dipl. Ing. ETH, Basler & Hofmann Consulting Engineers and Planners, Zurich, Switzerland
Dipl. Ing. ETH, Basler & Hofmann Consulting Engineers and Planners, Zurich, Switzerland

SYNOPSIS

A complex dewatering project for the construction of a railway tunnel in alluvial soils is described. Several dewatering systems are presented and the choice of the optimal solution is discussed with due account taken of the risks associated with the various schemes and possible effects on third parties.

INTRODUCTION

On June 1, 1980, the new Zurich Airport railway link was inaugurated nearly 11 years after planning and design work started. The 6,4 km long, double-track link connects Zurich's airport Kloten (Fig. 1) with the main railway system of the Swiss Federal Railway (SBB) and brings the airport within reach of many major towns and metropolitan regions in Switzerland by direct, fast intercity trains. The construction costs for this link amounted to roughly 330 million SFr.

In 1970, Basler & Hofmann, Consulting Engineers and Planners, Zurich were commissioned by SBB for the planning, design and construction supervision of the 2,8 km long Hagenholz-tunnel which constitutes the central part of this railway link. The tunnel is situated beneath three minor hills known as Butzenbüel, Holberg and Hagenholz, with the overlying ground being 30 m to 45 m thick. Exceptions exist where the tunnel passes under a highway and the railroad Zurich-Kloten with ground covers of only 8,5 m and 12 m, respectively. The tunnel rises with a longitudinal slope of 1,04 percent from the underground airport station to the eastern tunnel entrance.

GEOLOGY, GROUNDWATER-HYDROLOGY AND CONSTRUCTION PROCEDURE

The tunnel traverses three typical glacial soil formations: gravel deposits, moraines, and lacustrine deposits (Longo, 1978), where the gravel deposits have been preloaded by glaciers and therefore are dense to very dense. The gravel deposits are generally loose but occasionally form cemented conglomerates in places where the upper moraines are absent. Sandy and clayey-silty soil lenses are often present.

The groundwater table varies between 6 m (min.) and 14 m (max.) above the tunnel invert. Pumping tests in the boreholes indicated permeabilities of $k=10^{-4}$ to 10^{-3} m/sec in the gravel deposits, and $k=10^{-6}$ m/sec in the moraines. The lacustrine deposits are practically impervious. Hence, the main problem of this project was the dewatering of the gravel deposits during construction of the tunnel. Preliminary estimates showed that a discharge of 30 to 80 l/sec had to be expected at the tunnel front, which would have made the tunnel construction without special dewatering installations impossible.

On the basis of the topographical, geological, and hydrological information at the site, it was decided to advance the tunnel by using a circular shield with a diameter of 11,46 m. However, because of the high sensitivity against settlement of some of the overlying structures (e.g. traffic routes, houses, utility lines and oil tanks) the shield was equipped with movable breasting doors (Fig. 3) to control the excavation of the soils at the tunnel front (Andraskay et al, 1977). Fortunately, the excavated soil deposits were in general more stable than was expected from the results of geotechnical subsurface investigations. The method proved particularly advantageous in controlling sudden breaches of gravelly soils or in retaining portions of the front during the loosening of hard portions by blasting.

The tunnel was divided into two construction sections to reduce construction time. In Section 7 the tunnel was advanced from the east downward (Frey, 1977). In Section 6 tunnel construction started from an intermediate point to reduce interference with the construction operations for the airport railway station at the western end of the tunnel (Müller, 1977). Construction started in April 1974

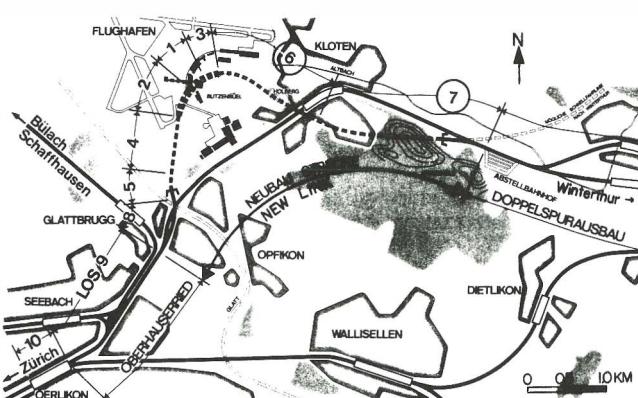


Fig. 1 New Zurich Airport Railway Link

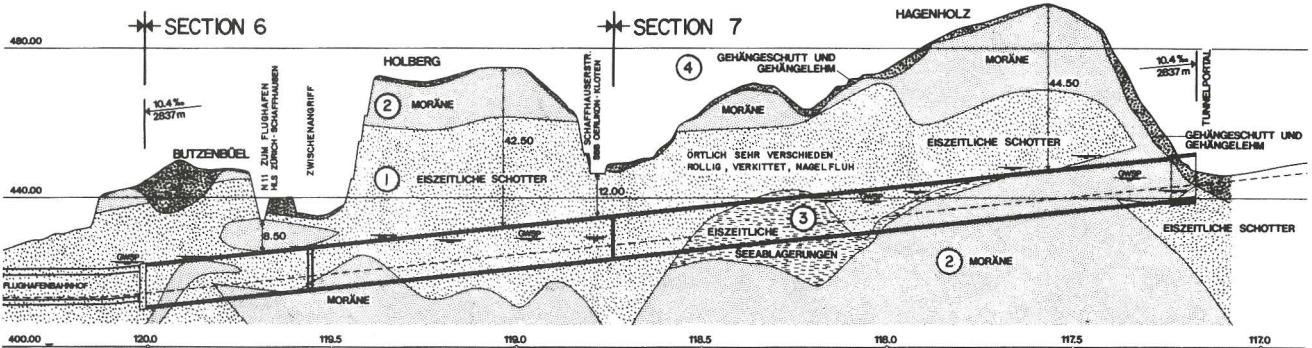


Fig. 2 Geological profile as known at time of bidding (① Gravel Deposits ② Moraines ③ Lacustrine Deposits)

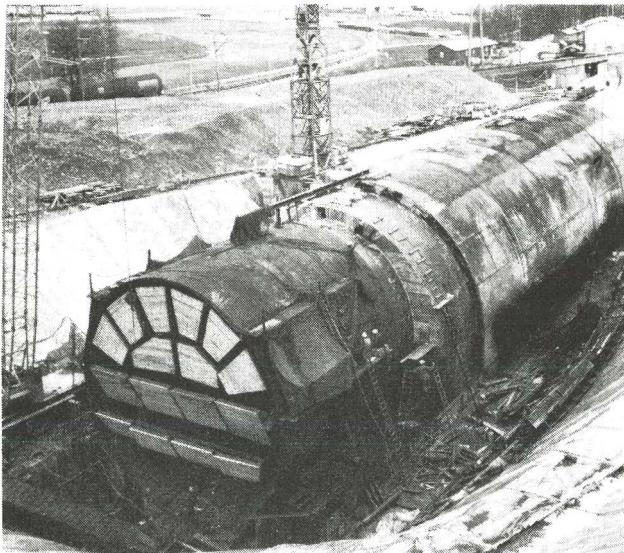


Fig. 3 Circular shield with breasting doors
East portal

and the tunnel break-through three years later in April 1977. The tunnel, excluding the railway track was completed on May 1978 at a cost of about 90 mio SFr.

DEWATERING SCHEMES

The tunnel traverses the groundwater basin Hard which borders on the groundwater basin Kloten in an area about 300 m north of the tunnel. Otherwise, the two basins are largely separated by a barrier (see Fig. 5) which runs in a SE-NW direction and consists mostly of moraines and lacustrine deposits. Because the city of Kloten receives its water from the groundwater basin Kloten, it was very important to determine the imperviousness of this barrier in connection with a dewatering scheme for the Hagenholz-tunnel during construction. After detailed geological investigations, it was concluded that a temporary dewatering operation along the Hagenholz-tunnel should have little influence on the yield of the groundwater wells of the city of Kloten.

On the basis of this information the following dewatering schemes (Fig. 4) were studied (Hofmann, 1974):

- Driving of tunnel under compressed air conditions,
- Lowering of the groundwater table with small-diameter vertical dewatering wells,
- Lowering of the groundwater table using a horizontal dewatering gallery, underneath the tunnel.

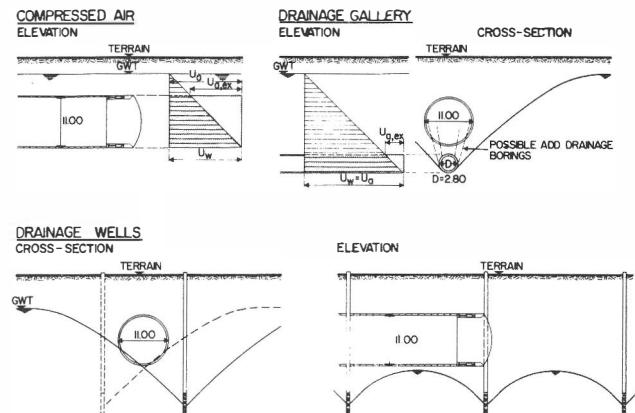


Fig. 4 Dewatering schemes investigated

Driving the tunnel under compressed air appeared rather difficult because of the large overpressure of 1 at existing at the tunnel crown. The anticipated leakage of air and the risk of a sudden blow-out in the gravel deposits with little overburden was considered too great for this dewatering method.

The second method has the advantage that it is flexible as far as the number and size of the dewatering wells is concerned. The dewatering operation can be adjusted according to the dewatering requirements during the advance of the tunnel front and can make use of the dewatering information already gained for a certain tunnel portion. Experience has shown that such "controllable" methods are often more economical than fool-proof methods which have been planned for the "worst-case" situation. However, the boring and pumping operation at the ground surface, as well as the extensive pipe installations to divert the pumped water would cause undesirable emissions for certain residents and property owners in Kloten. In addition, a cost comparison showed that the cost for this

system would most likely be substantially greater than those for a horizontal dewatering gallery. The basis for this cost comparison were pairs of small-diameter dewatering wells at a distance of 20 to 30 m along the entire tunnel section through gravel deposits.

The horizontal dewatering gallery has the advantage that the driving operation of the tunnel is not impaired. It also serves as investigation gallery and as recipient for the drainage water, especially for driving in falling line, because it is driven ahead of the main tunnel.

The bid documents for the tunneling work therefore specified a tunnel construction with shield, whereby the dewatering should be accomplished through a dewatering gallery with a cross-sectional area of 6 m² constructed ahead of the main tunnel. This gallery should be driven by using compressed air. Besides all the geological and hydrological information, the interested tenderers also received the design information, developed by the project engineer, which led to the specified construction method. The tenderers were encouraged to review this information from their point of view and to propose alternative solutions on the basis of their experience and the available construction equipment.

CONTRACTOR ALTERNATIVE AND ITS EVALUATION

To the surprise of project engineer and owner, a price-wise very attractive contractor-alternative was offered which accomplished the dewatering with large-diameter dewatering wells. Based on his dewatering experience in the airport region, the contractor concluded that the groundwater body in the area of the tunnel consists of a series of smaller groundwater basins (Fig. 5). By positioning large-diameter well groups at the deepest points of these basins, they could be depleted below the tunnel base. This dewatering has to be seen as an instationary process whereby the pumped water flow decreases with time due to the depletion of the basin. Eventually, the pumping operation will become stationary with a constant water flow to maintain the groundwater table at its lowered position. The contractor figured that about 40 of these wells of diameter 0,60 m and 0,90 m would be necessary to reach this condition.

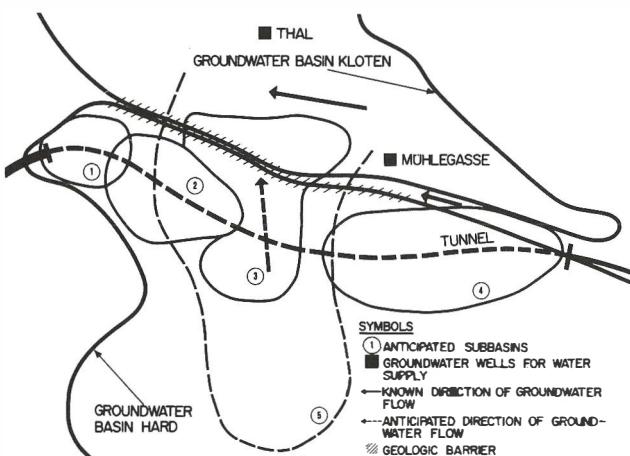


Fig. 5 Location of groundwater basins and subbasins

The geological and hydrological subsurface investigations were continued during the bidding phase, and revealed a rather irregular surface of the moraine and lacustrine deposits. This surface forms a series of "hills" and "valleys" which are covered by the gravel deposits. The main groundwater basin Hard therefore appears divided along the tunnel axis into smaller subbasins, a finding which confirmed the contractor's concept for the dewatering operation.

COSTS	WW 3	PROBABLE COSTS	
		POSSIBLE / MAXIMUM ADDITIONAL COSTS	POSSIBLE / MINIMUM REDUCED COSTS
CONSTRUCTION DATES (MEASURE FOR EXCEEDING CONSTRUCTION DATES)	3	PLANNED EXPENDITURE ADDED / MAXIMUM EXPENDITURE REDUCED / MINIMUM EXPENDITURE	
EMISSIONS	2	DEVELOPED / NON - DEVELOPED AREA	
RISKS	2	ACCIDENTS, CONSTRUCTION FLEXIBILITY SYSTEM KNOW - HOW, DEPENDANCE ON HYDROLOGIC MODEL, IMPAIRMENT OF GROUNDWATER YIELD	
EFFECTS ON TUNNEL ADVANCE	2	SUCCESS AND CONTROL OF DEWATERING DRAINAGE OF TUNNEL BY ADVANCE IN FALLING LINE, LOOSENING AND SETTLEMENTS IN REGION OF TUNNEL, ADDITIONAL SUBSURFACE INFORMATION	
POSSIBLE CONFLICTS	1	WITH LANDOWNERS AT FAILURE OF PROCEDURE	

Fig. 6 Main criteria for comparing drainage gallery and drainage wells (WW indicates weighting)

In view of the fact that project engineer and owner had proposed the use of a horizontal drainage gallery after long and intensive investigations, this scheme could not be abandoned before careful evaluation of all aspects of the two solutions. In the process of this evaluation the criteria given in Figure 6 were established to aid in the final decision making process. In the following paragraphs the criteria cost and risk are discussed briefly:

The costs were evaluated on the basis of the prices given in the bid documents whereby possible deviations in regard to additional or reduced costs were considered (see Figure 7). As far as the dewatering gallery is concerned, possible cost deviations were associated with the length over which the gallery had to be driven under compressed air. In addition vertical relieve borings from the gallery might have been necessary to drain groundwater from layers which are separated by impervious lenses from the dewatering gallery. The cost estimates for these borings were associated with substantial uncertainties. The uncertainties in estimating the cost for the large-diameter dewatering wells on the other hand arose from (a) the number of wells and (b) the pumping time required to control the groundwater. Additional costs were estimated in case the subbasins proved to be either not as clearly separated as was assumed originally, or substantially larger.

The risks of impairing the use of the groundwater basin Kloten were also evaluated. The additional costs for both solutions included the supply of water to the city of Kloten from other sources in case the groundwater table

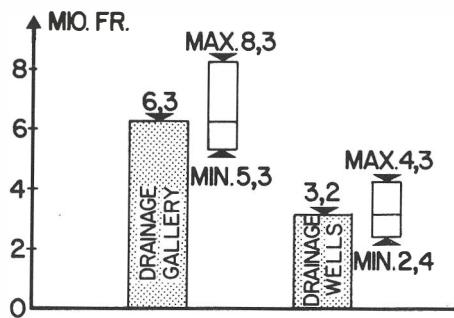


Fig. 7 Expected costs (shaded areas) and possible deviations

near the water wells would sink to untolerable levels. It should be considered that with the large-diameter well solution clean pumped water could be discharged again near the water wells.

A final analysis of the two solutions indicated that the large-diameter dewatering well solution proposed by the contractor was more economical and the owner decided to proceed with this solution.

The extensive geo-hydrological investigations which had been conducted in four stages up to this point included:

- 41 core borings with a total length of 1200 m,
- 2 subsurface investigation trenches,
- 30 smaller pumping tests in the borings,
- 3 large dewatering wells with pumping tests,
- 130 piezometer installations.

Although the costs for these investigations were substantial, they were only about 1,3% of the construction cost of the Hagenholz-tunnel.

EXECUTION OF THE DEWATERING WORK

Groundwater control and data processing

By decree of the Directorate of Public Works of the Kanton Zurich dated October 16, 1972, the SBB was allowed to lower the groundwater table during construction of the Hagenholz-tunnel below the tunnel invert. Certain restrictions had to be observed, however: The dewatering operation had to be limited to what was absolutely necessary, and had to be controlled at all times. After tunnel completion appropriate measures had to be taken to bring the groundwater level back to its original position.

Therefore a groundwater control program was developed in cooperation with the Consulting Firm for Hydrology and Geotechnics, A. Werner, Burgdorf. This program served the following two purposes: Firstly, the effect of lowering, i.e. the success of dewatering along the tunnel axis had to be determined for tunnel construction. Secondly, the groundwater surface was monitored over an extended area to check the overall performance and possible effects on groundwater usage during tunnel construction. The program consisted of:

- A grid of 130 piezometer installations,
- Periodic, generally monthly, groundwater table measurements in all piezometers and water wells since January 1973. During major dewatering tests and during the periods of re-establishing the original ground-

water table the measurements were made in shorter intervals,

- Continuous measurements of discharge in the drainage wells as well as in the groundwater wells Mühlegasse and Thal,
- Chemical and bacteriological tests at selected measuring points,
- Planning of contingency measures in case of interference with the groundwater supply from the basins.

A computer program GEOHYD (Geohyd, 1976) was developed together with the consulting firm A. Werner to process the extensive data which was collected during this exercise.

One portion of the computer program was used to store, process and print the data from the 148 measuring points (piezometers and wells). During the period January 1973 to Mai 1978 about 10'000 water level and discharge data were processed and arranged in tables and graphs.

Optimisation of the dewatering operation

The above-mentioned information was also used to optimise the dewatering operation. The aim of this optimisation was to lower the groundwater table below the tunnel invert with a minimum of dewatering wells and a minimum of pumping time. With the cooperation of the dewatering contractor it was possible to construct the dewatering wells gradually according to the dewatering requirements of the different subbasins rather than by drilling them all at once. For every subbasin, pumping tests were made for several weeks. The resulting groundwater table information made it possible to predict the size of the subbasins rather well.

The geo-hydrological information resulting from the pumping tests and the geometric data (i.e. location and depth of the wells and estimated size of subbasin) then served as input into another portion of the computer program GEOHYD. This latter program part allowed simulation of the groundwater lowering process, on the results of which the decision could be made if additional wells were needed to lower the groundwater table to the final, prescribed level within a given time during con-

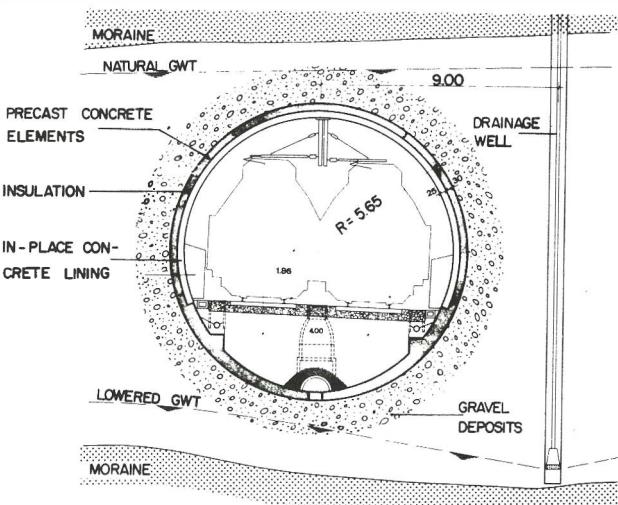


Fig. 8 Cross-section of tunnel with dewatering well

struction. If this proved to be the case, the program also allowed determination of the number and position of such wells.

The dewatering wells were generally installed near the tunnel axis, at a distance of about 9 m (Fig. 8). Whenever additional dewatering wells were necessary after the pumping tests, they could be located on the basis of the optimisation procedure described above. One dewatering well for example proved most efficient at a distance of 230 m from the tunnel, at the deepest point of a sub-basin. All wells had diameters (bore-hole/filter pipe) of 880 mm/520 mm (Fig. 9) with the exception of 6 wells with diameters of 670 mm/350 mm. The filter pipe consisted of a 4 to 6 mm thick steel pipe and was surrounded in the screen zone with a net having a mesh size of 1,4 mm. The gravel filter with grain sizes 6/12 mm was in some cases adjusted according to the surrounding soil conditions. The dewatering wells were also shocked by a device which was equipped with a high-pressure pump and a high-pressure water-air blower to clean the filter zone from sand and consequently increase the well yield. This cleaning equipment was activated at 0,50 m intervals along the screen zone until the pumped water contained less than 10% sand.

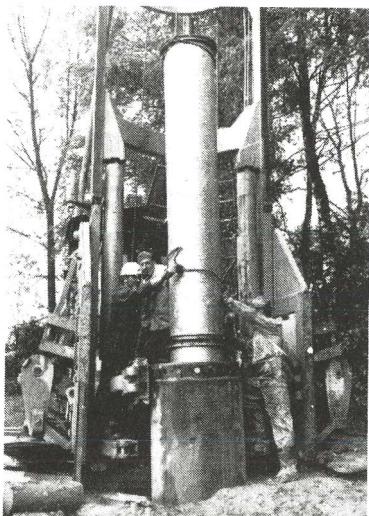


Fig. 9 Lowering of filter pipe

During the dewatering phase, the well discharge was on average about 1000 l/min, the maximum being more than 4000 l/min. After lowering of the groundwater table to the required level, only a limited amount of wells needed to be in operation. In this phase, the discharge per well was in the order of 60 to 200 l/min. A sizable pipe network about 5 km in length was needed to drain the pumped water into six sedimentation ponds and from there into the recipient surface water.

Experience with the operation

The success of this dewatering operation became apparent during tunnel construction. In contract Section 6, little or no groundwater at all was encountered during tunnel construction, and the excavation work was thereby in no way impaired. In contract Section 7, the tunnel portion in the moraine deposits was constructed without prior dewatering measures. The groundwater encountered in this tunnel section, with construction in a falling line,

caused only minor inconveniences. The total discharge at the shield was less than 5 l/sec on 86%, between 6 and 15 l/sec on 13% of all construction days. In the main gravel deposit section two pumping sums 2 m below tunnel invert had to be installed in addition to the dewatering wells. The only major flow of water was encountered in a gravel lens which was discovered too late to be dewatered adequately. Here the discharge was between 25 and 30 l/sec for several days.

The gradual construction of dewatering wells proved to be very cost effective. Contract Section 6 (1300 m long) was dewatered with only 16 wells. The groundwater table in the gravel deposits of contract Section 7 was lowered with 6 wells. Only 20 of the 40 wells anticipated originally had to be installed, and 2 wells which were used for earlier pumping tests could be reused for dewatering purposes. On average the wells were 45 m deep, the deepest one being 65 m. The dewatering operation described above resulted in a total saving of approximately 1,0 million SFr., or about 30% of the initial contract sum for dewatering.

POST-CONSTRUCTION EQUALIZATION OF GROUNDWATER BASINS

As mentioned earlier, the original groundwater levels in the different subbasins had to be re-established after tunnel completion. The amount of groundwater draining through the tunnel therefore had to be less than the rainfall water added to the groundwater, which is for the area in question about 2000 l/min.

Railway operating conditions required an insulation with elastic foil (such as chloroprene or hypalon foil) above the railway track level over the entire tunnel length. Although it was clear that some insulation had to be provided also for the tunnel floor (invert), project engineer and owner nevertheless decided not to specify the most expensive insulation system with elastic foil in this case, but to have the contractor bid on several less expensive insulation methods.

With the aid of equalization tests (stopping of dewatering operation) it was possible to estimate for various completed tunnel reaches the drainage quantities, and hence to select the most cost-effective, appropriate insulation system according to the geo-hydrological conditions (Andraskay et al 1980). After some initial problems had been overcome, the entire tunnel invert could be insulated without detrimentally affecting the construction program. Details are illustrated on Figure 10. Of the total of 2760 m tunnel in question, 763 m needed chloroprene foil insulation of the tunnel invert; on 606 m the joints were sealed with a special packing mortar, whereas on 374 m grouting of the surrounding soil material proved effective. For the remaining 1017 m sealing of the invert joints with neoprene ribbons sufficed. These measures cost a total of 4,2 mio SFr., as compared to 9,0 million which would have been spent for elastic foil insulation along the entire tunnel floor; a differentiated sealing process and phased construction thus proved to be advantageous.

A further measure had to be provided in order to guarantee effectiveness of the natural barriers between the subbasin and thereby to prevent seepage along the outside of the tunnel. For this purpose, a total of seven grout curtains extending radially from the tunnel wall were provided. One year after the last dewatering well stopped pumping, the original groundwater table was established

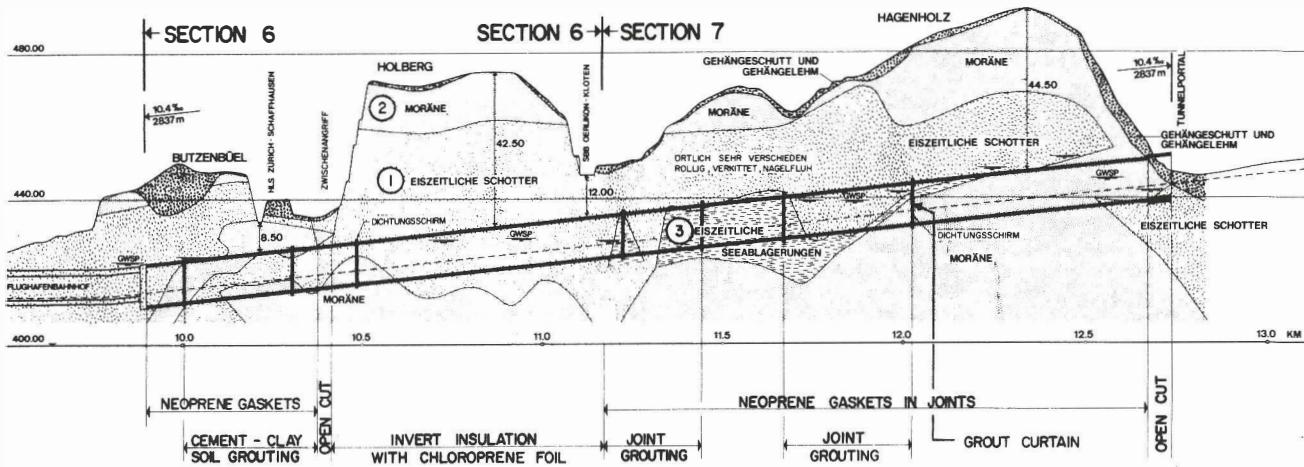


Fig. 10 Sealing and packing measures at tunnel invert

again; the drainage water collected in the entire tunnel averages about 1400 l/min since that date. At all surface points of high sensitivity against settlement precise levelling was performed. No settlements greater than 2 mm have been measured.

SUMMARY CONCLUSIONS

A complex dewatering project for the construction of a railway tunnel in alluvial soils is described. Several dewatering systems are presented and the choice of the optimal solution is discussed with due account taken of the risks associated with the various schemes and possible effects on third parties.

Staged geo-hydrological and geotechnical investigations, undertaken both before and during tunnel construction (e.g. careful monitoring of groundwater basins, extensive collection of groundwater and soil data, pumping tests) provided a host of data which were processed by computer.

Correct interpretation and utilisation of the results, cooperation between owner, project engineer and contractors as well as the use of latest construction technology made a successful and cost-effective dewatering operation possible, with optimal use of the dewatering wells, shortest possible pumping times and no negative side effects for third parties. The cost for final tunnel insulation could in the end also be reduced. Original groundwater conditions were re-established shortly after termination of construction.

ACKNOWLEDGMENTS

The writers wish to thank the engineers of the Swiss Federal Railways and the contractors involved who had contributed to the successful completion of this project. Helpful contributions in preparing this paper were made by Dr. E. Berger.

REFERENCES

- Andraskay, E., Hagmann A., Hofmann E. (1977). Ausgewählte Projektierungsprobleme und ihre Lösungen bei der Ausführung des Hagenholztunnels. SBZ Heft 20, 6-9.
- Andraskay, E., Fluder A., Hagmann A. (1980) Hagenholztunnel-Abdichtung der im Grundwasser liegenden Tunnelröhre. SBZ, to be published.
- Frey, R. (1977). Der Hagenholztunnel Los 7. SBZ Heft 20, 15-18.
- GEOHYD (1976). Darstellung und Auswertung geohydrologischer Messdaten, Handbuch 1. Auflage, FIDES Zürich.
- Hofmann E. (1974). Wasserhaltungsprobleme beim Hagenholztunnel. Schweiz. Gesellschaft für Boden- und Felsmechanik, Heft. Nr. 89, 1-5.
- Longo V. (1978). Geologie des Hagenholztunnels bei Kloten. Eclogae Geologicae Helvetiae, Vol 71, Nr. 1, 175-182.
- Müller H. (1977). Der Hagenholztunnel Los 6, SBZ Heft 20, 10-15.

Auscultation d'un Tunnel sous Faible Couverture

Monitoring of a Shallow Tunnel

M. ODIER
P. EGGER
F. DESCŒUDRES

Géotechnique Appliquée, P. & C. Dériaz & Cie SA, Genève
Institut des Sols, Roches et Fondations, Ecole Polytechnique Fédérale, Lausanne, Suisse

RESUME L'exécution d'un tunnel routier sous très faible couverture, dans des dépôts morainiques, a permis de contrôler l'importance des tassements en surface et des sollicitations du revêtement. Les auteurs comparant les valeurs mesurées aux valeurs généralement admises, et proposent une relation entre l'importance des tassements et la hauteur de couverture.

INTRODUCTION

Le tunnel routier de l'Evitement de Carouge (Genève), d'une longueur de 450 mètres environ et d'une section de 70 m², traverse plusieurs formations morainiques de la cuvette genevoise. La colline de Pinchat est constituée principalement d'une moraine graveleuse très compacte, localement cimentée, perméable et siège en profondeur d'une nappe souterraine utilisée pour l'alimentation en eau potable de l'agglomération genevoise. Cette moraine est habituellement désignée par le terme d'alluvion ancienne. Elle est masquée par des formations à granulométrie plus fine attribuées pour la plupart au retrait de la glaciation de Würm. Dans le secteur concerné par la campagne de mesures, cette couverture est constituée d'une épaisseur de 6 à 7 mètres de limons, généralement préconsolidés, surmontés par 2 à 3 mètres de formations hétérogènes, soit des dépôts graveleux et des remblais.

Le franchissement de deux routes sous une couverture variant entre 3,30 et 10 mètres ainsi que la proximité de plusieurs bâtiments nécessitaient une analyse attentive du comportement

du massif à proximité de l'excavation. Cette analyse concernait principalement l'importance des tassements en surface ainsi que le contrôle des hypothèses relatives aux sollicitations du revêtement. Le présent exposé résume et commente les principaux résultats des mesures effectuées au cours des travaux.

METHODE DE CONSTRUCTION

Dans le secteur considéré, l'excavation intervient au toit des graviers de l'alluvion ancienne. On rencontre donc, dans la partie supérieure du profil, des limons susceptibles de fluer en présence d'infiltations d'eau et dont les caractéristiques mécaniques médiocres nécessitent la mise en oeuvre d'un soutènement dès le front de taille. La partie supérieure des graviers présente certains phénomènes d'altération et nécessite donc également des dispositions de soutènement.

L'excavation est intervenue en 3 étapes, soit :

- l'exécution de 2 galeries latérales permettant le bétonnage des fondations.
- l'exécution de la calotte à l'abri d'un bouclier à lances permettant le bétonnage de la voûte et le remplissage par injection des hors-profil.
- l'excavation du stross.

Les galeries latérales, d'une largeur de 2,5 m et d'une hauteur de 4,3 m ont été exécutées successivement à l'abri d'un soutènement de cintres et plaques métalliques de garnissage battues à l'avancement. Le calage au terrain a été effectué au moyen de coins de bois, le bourrage provisoire des vides étant assuré par de la paille. Le bétonnage des fondations est intervenu après achèvement de l'excavation des 2 galeries, assurant un appui solide au soutènement de la calotte. Pour le soutènement de la calotte, le choix s'est porté sur un bouclier à lances. Celui-ci

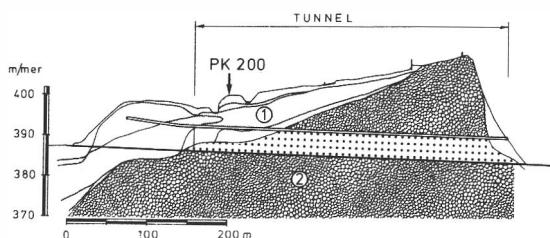


Fig.1 Profil en long géologique et géotechnique
1) Formations de retrait würmien : sables, limons et limons argileux. 2) Moraine graveleuse "Alluvion ancienne".

consiste en un système de 3 cintres supportant un système de 23 lances d'une largeur de 50 cm et d'une longueur de 7 m, susceptibles d'être avancées indépendamment au moyen de vérins hydrauliques. Le bétonnage de la voûte intervient par anneaux de 1,10 m à l'intérieur de la jupe de ce bouclier.

Le vide annulaire subsistant à l'extérieur du béton est rempli par injection au fur et à mesure de l'avancement du bouclier.

Compte tenu de la nature des terrains, l'abattage intervient principalement au marteau pneumatique et au trax.

On relèvera que, après un avancement de 80 mètres environ, les galeries latérales ont atteint les graviers compacts sur toute leur hauteur, mettant en évidence la présence de matériaux suffisamment compacts pour assurer l'appui du bouclier. Pour la suite des travaux on a donc renoncé à l'exécution préalable des 2 galeries latérales, les piédroits étant exécutés en sous-œuvre après la calotte, par petites étapes et à l'abri d'ancrages provisoires.

L'anneau de béton ainsi réalisé d'une épaisseur de 35 cm, est complété ultérieurement - après captage des infiltrations - par la mise en œuvre de 10 cm de gunite légèrement armée donnant à l'intrados son aspect fini.

DISPOSITIFS DE MESURE

Plusieurs types de mesures ont été entrepris :

- des mesures de nivellation en surface, afin de contrôler l'importance et l'évolution des tassements.
- des mesures de déformation du terrain en profondeur, mesures extensométriques et inclinométriques, montrant la propagation des déformations autour de l'excavation ainsi que leur évolution dans le temps.
- des mesures de pression sur le revêtement du tunnel.
- des mesures de déformation de l'ouvrage (nivelllements de contrôle et mesures de convergence).

Les mesures de déformation de l'ouvrage n'ont mis en évidence que des mouvements de très faible amplitude lors des différentes phases des travaux. Nous n'insisterons donc pas sur ce type d'auscultation qui constituait principalement un contrôle de la stabilisation des éventuels mouvements de la voûte.

Nous envisagerons par contre les 3 autres types de mesures.

- Les nivelllements de contrôle en surface ont été entrepris sur tout le tracé du tunnel, mais en particulier à proximité des bâtiments existants et dans les 100 premiers mètres de l'excavation correspondant à la zone de plus faible couverture et aux sols de moindre qualité. Nous nous limiterons à quelques profils particulièrement représentatifs de l'ouvrage

étudié.

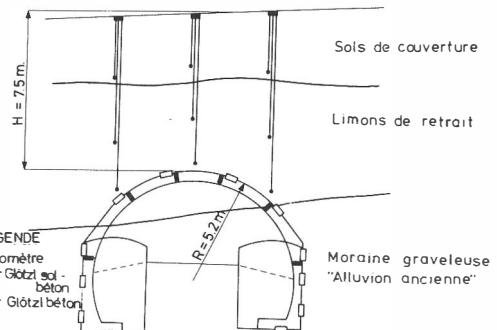


Fig.2 Profil de mesure.

- Un profil de mesure (fig. 2) a été équipé de 3 extensomètres placés depuis la surface du terrain et permettant la mesure - pour chaque extensomètre - des déformations à 3 profondeurs. Lors de l'exécution du tunnel au droit de ce profil, des capteurs de pression ont été placés dans le revêtement. Il s'agit de capteurs Glötzl permettant de mesurer d'une part la contrainte normale dans le béton de la voûte (12 capteurs), d'autre part la pression radiale à l'extrados du béton (24 capteurs en voûte et en piédroit). En piédroit, les capteurs ont été placés directement contre le terrain et protégés avant bétonnage par un crépi au mortier. En voûte, par contre, le bétonnage du revêtement intervenait à la pompe et à l'abri du bouclier. Il était donc nécessaire de prévoir une protection des capteurs leur assurant un contact satisfaisant avec le béton et une fixation des capteurs sol-béton garantissant leur position à l'extrados de la voûte, malgré le frottement de la jupe du bouclier. En outre, la mise en place des dispositifs devait intervenir dans des délais compa-



Fig.3 Mesure des contraintes dans le béton : mise en place des capteurs et fixation sur les tôles de l'intrados. On distingue, en haut, la jupe du bouclier et, à gauche, le béton de la voûte. (photo M. Odier)

tibles avec l'avancement du chantier. Les capteurs ont donc été préalablement noyés dans des blocs de béton ($0,10 \times 0,35 \times 0,30$ m), une face ($0,20 \times 0,30$ m) restant apparente. Les blocs protecteurs étaient ensuite soudés au coffrage de l'intrados par l'intermédiaire d'étriers métalliques assurant leur positionnement (fig. 3).

MESURES DE TASSEMENTS

Mesures

L'exécution des galeries latérales d'une largeur de 2,50 m et d'une section de 11 m^2 environ, n'a pas provoqué immédiatement de tassements sensibles en surface. En revanche, après quelques mois, on notait localement un tassement de quelques millimètres.

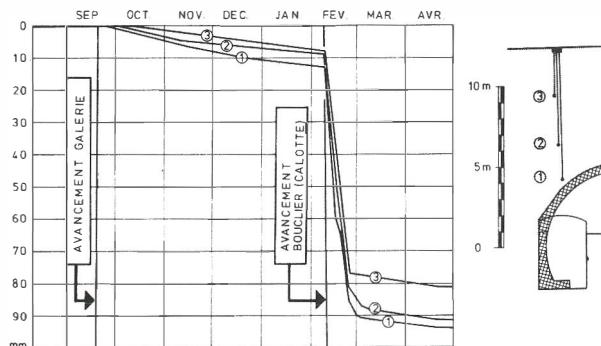


Fig.4 Evolution des tassements au droit d'une galerie latérale.

La figure 4 montre l'évolution des tassements à diverses profondeurs au droit de l'une des galeries. On distingue nettement 3 phases dans cette évolution :

- Dans une première phase consécutive au creusement de la galerie, on observe un tassement très lent.
- Lors de l'excavation de la calotte, le tassement se manifeste au droit du bouclier.
- Après bétonnage de la voûte et exécution des injections de bourrage, les déformations se stabilisent très rapidement.

En ce qui concerne la première phase, on notera que les tassements en surface évoluent avec un certain retard par rapport aux tassements en profondeur et que leur amplitude reste plus faible que celle de ces derniers. En outre, on constate que les déformations ne semblent pas stabilisées après plusieurs mois.

La continuité de cette évolution illustre fort bien la décompression progressive du terrain autour de l'excavation, décompression d'autant plus importante qu'aucune injection de bourrage n'avait été entreprise entre le soutènement (cintres et marchavants) et le terrain, et que

seul un calage sommaire (coins en bois et paille) assurait le contact entre le soutènement et le terrain. L'étendue de la zone décomprimée est apparue de manière très concrète lors de l'avancement de la calotte, comme le montre la figure 5.

Les déformations liées à l'avancement du bouclier ont fait l'objet de diverses observations précisant les dimensions de la cuvette de tassement et sa propagation en relation avec l'avancement du front de taille.

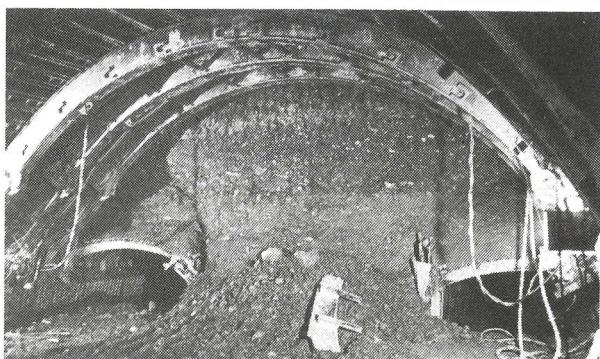


Fig.5 Front de taille : apparition d'une zone décomprimée au-dessus des galeries latérales. (Photo M. Odier)

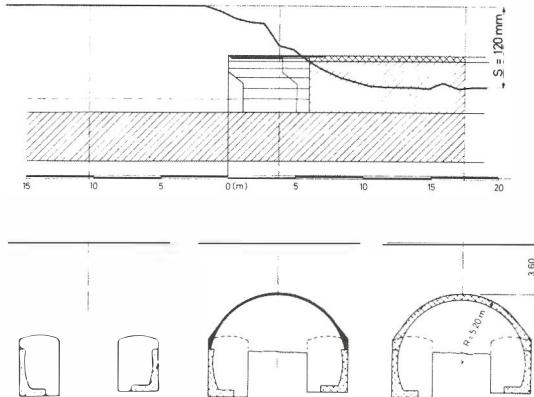


Fig.6 PK 175. Evolution des tassements lors de l'avancement de la calotte.

La figure 6 montre le tassement d'un repère proche de l'axe du tunnel au passage du bouclier. Les mesures correspondent à une hauteur de couverture de 3,60 m au-dessus de l'extrados. On constate que le tassement reste très faible au droit du front de taille et qu'il s'accroît ensuite rapidement au-dessus de la jupe du bouclier. À dix mètres du front de taille, distance correspondant au diamètre de l'excavation, les mouvements sont pratiquement stabilisés, ce qui est en bonne concordance avec des calculs ou des mesures antérieures (Descoedres, 1974).

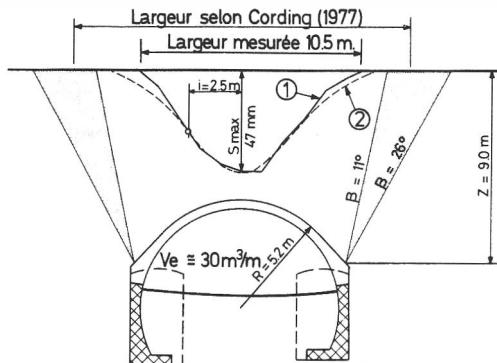


Fig. 7 Etendue de la cuvette de tassement : le tassement mesuré (1) au PK 227 est comparé à une courbe de Gauss (2).

Le profil de la cuvette de tassement a été mesuré en plusieurs points. La figure 7 montre que la déformation consécutive à l'excavation de la calotte au PK 227 correspond remarquablement bien à une courbe de Gauss, représentation généralement admise (Peck, 1969). En ce profil, la largeur de la cuvette est sensiblement plus faible que les valeurs proposées par Peck (1969) ou par Cording (1977). Le volume de cette cuvette correspond à 0,84 % du volume de la calotte.

A un autre emplacement de mesure (PK 200), malgré une hauteur de couverture légèrement supérieure au profil précédent, le volume de la cuvette de tassement correspond à 1,2 % du volume du tunnel, mais sa largeur semble nettement plus importante, correspondant aux valeurs proposées par Cording. Il paraît utile de préciser que ce profil correspond à de légères infiltrations dans le tunnel et que l'extension latérale du tassement a donc pu être accrue par un drainage des formations limoneuses recouvrant le tunnel.

L'importance de tels phénomènes de drainage s'est d'ailleurs manifestée ultérieurement, lors de l'apparition au-dessus de la calotte d'une couche de 6 m d'épaisseur de limons non consolidés gorgés d'eau. Alors que la couverture s'était sensiblement accrue et que les tassements étaient généralement négligeables, on a observé localement un lent abaissement de la surface dépassant le décimètre. On constate donc que le phénomène du drainage influence sensiblement les dimensions de la cuvette de tassement dans les terrains limoneux.

Ordre de grandeur des tassements mesurés

Sur la plan quantitatif, nous avons tenté une comparaison entre les valeurs citées par plusieurs auteurs (Peck, 1969; Cording, 1977; Egger, 1975) et les valeurs mesurées à Carouge.

La figure 8 permet, en ce qui concerne la largeur de la cuvette de tassement, de constater une assez bonne concordance avec les observations de Peck et de Cording, relatives à l'influence de la profondeur, les largeurs observées

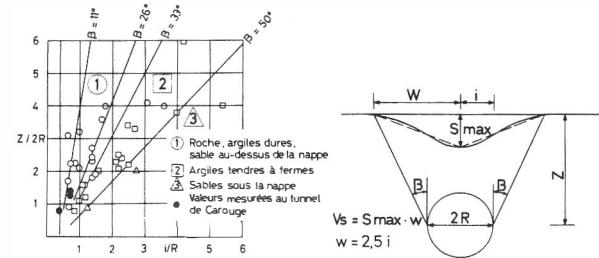


Fig. 8 Relation entre la largeur de la cuvette de tassement et la profondeur, selon Cording (1977).

restant toutefois proches des valeurs minimales citées.

Il nous a semblé intéressant d'envisager une éventuelle relation entre la hauteur de couverture Z rapportée au diamètre et le volume de la cuvette de tassement V_s rapporté au volume de l'excavation V_e . La figure 9 indique cette relation pour les exemples cités dans les publications précédemment mentionnées, ainsi que pour 4 mesures réalisées à Carouge.

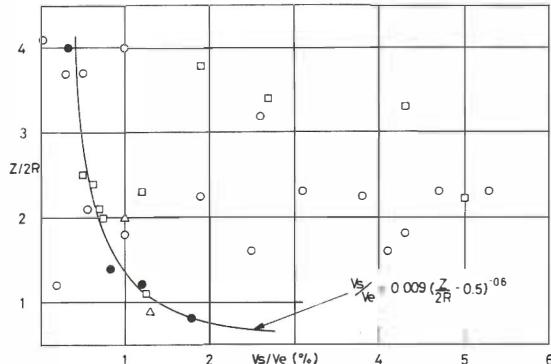


Fig. 9 Relation entre le volume de la cuvette de tassement V_s rapporté au volume V_e de l'excavation et la hauteur de couverture rapportée au diamètre $2R$. On constate que cette relation semble indépendante de la nature des matériaux (voir légende à la fig. 8).

Les valeurs mesurées au tunnel de Carouge concordent relativement bien avec la relation proposée.

Lorsque la hauteur de couverture n'excède pas 3 à 4 diamètres, on constate une certaine concentration des valeurs tendant à définir une relation du type

$$\frac{V_s}{V_e} = B \left(\frac{Z}{2R} - 0,5 \right)^{-k}$$

plus ou moins indépendante de la nature du ter-

rain, et dans laquelle les paramètres B et k seraient respectivement $B = 0,009$ et $k = 0,6$.

On constate que cette relation se vérifie relativement bien pour plus de la moitié des valeurs. Les autres valeurs présentent une grande dispersion, les tassements pouvant être considérablement supérieurs à la valeur proposée. Nous attribuons cette dispersion à l'influence des conditions locales telles que la stratification ou des discontinuités dans la nature des sols, d'éventuelles conditions hydrologiques défavorables ou l'extension d'un phénomène de drainage, et surtout à l'incidence du mode d'excavation et de soutènement.

SOLICITATIONS DU REVETEMENT

Les résultats des mesures présentent une certaine stabilisation après quelques mois.

La figure 10 donne les valeurs mesurées une année après bétonnage de la calotte. On constate que la pression moyenne sol-béton est de l'ordre de 80 kN/m^2 en calotte et s'annule pratiquement en piédroit. La contrainte normale dans le béton est de l'ordre de 520 kN/m^2 en calotte. Dans le profil de mesure (fig. 2), la hauteur H de couverture au-dessus de la clé est de 7,50 m.

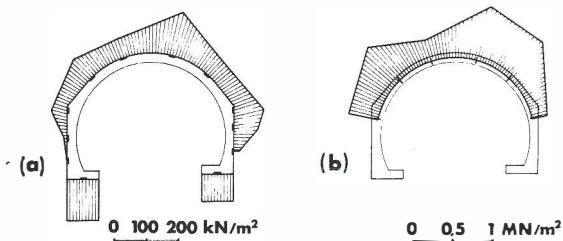


Fig.10 Pressions sol-revêtement (a) et contraintes normales dans le béton (b) : valeurs mesurées.

TABLEAU I

Résultats du calcul de la pression des terres en calotte

Méthode	P_v (kN/m^2)	Observations
Terzaghi (1943)	122	(coefficients de pression latérale λ_o)
Caquot (1949)	111	$\lambda_o = 0,5$
D'Escatha-Mandel (1974)	53	$\lambda_o = 1,0$
Ellipse	60	$\theta = 30^\circ, c = 0$
Atkinson (1975)	66	Rapport des axes $a/b = \lambda_o = 0,5$
	74	Dilatance $\gamma = 15^\circ$
		$c = 10 \text{ kN/m}^2$

Des essais en laboratoire ont permis de définir les caractéristiques mécaniques suivantes :

Poids spécifique apparent $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$
Angle de frottement interne $\varphi' = 26,5^\circ$
Cohésion $c' = 10 \text{ kN/m}^2$

La pression des terres en calotte P_v peut être estimée des diverses manières. Le tableau I récapitule les valeurs P_v calculées pour le profil examiné par 5 méthodes différentes.

Dans l'hypothèse d'un comportement élastique, la réaction p_n sol-revêtement résultant de l'application d'une charge radiale variant entre $p_v = 10 \text{ kN/m}^2$ en calotte et p_h au niveau de l'axe du tunnel est définie par la figure 11 pour 2 valeurs différentes de p_h/p_v et 2 valeurs du module de réaction k_l du terrain au niveau des piédroits. Ces diagrammes montrent également l'incidence d'une éventuelle articulation au niveau des naissances de la voûte.

L'examen des figures 10 et 11 montre une certaine similitude entre le diagramme des valeurs

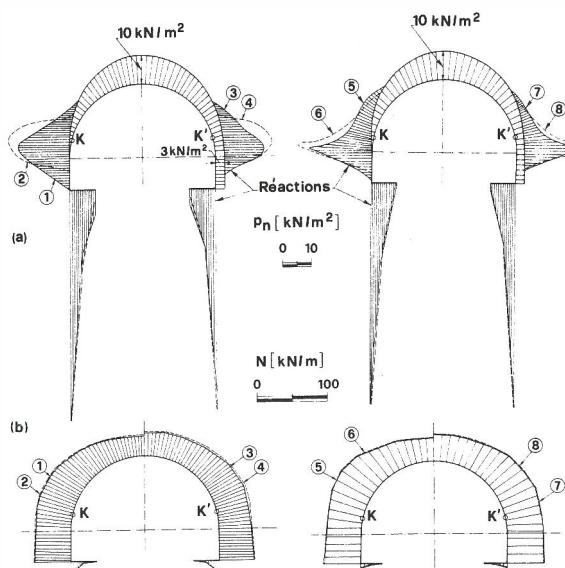


Fig.11 (a) Pressions sol-béton et (b) efforts normaux dans le revêtement, pour une charge active verticale $p_v = 10 \text{ kN/m}^2$.

Cas étudiés :

Cas n°	1	2	3	4	5	6	7	8
$p_h \text{ kN/m}^2$	0	0	3	3	0	0	3	3
$k_l \text{ MN/m}^3$	21,1	21,1	21,1	21,1	42,2	42,2	42,2	42,2
articulations en K et K'	non	oui	non	oui	non	oui	non	oui

mesurées et les pressions sol-revêtement calculées pour un rapport $p_h/p_v = 0,3$, un module de réaction $k_1 = 21 \text{ MN/m}^3$ au niveau des piédroits et une liaison sans articulation entre la voûte et les piédroits (cas n° 3); On peut donc conclure à l'existence d'une charge active horizontale ainsi qu'à l'opportunité de ne pas surestimer le module de réaction k_1 de la moraine graveleuse.

Les valeurs mesurées correspondent sensiblement à une charge active en calotte $p_v = 80 \text{ kN/m}^2$. On constate donc que cette valeur se situe entre les évaluations de Terzaghi et les autres théories.

Le diagramme des contraintes normales dans le béton calculé pour le même modèle mathématique et les charges actives $p_v = 80 \text{ kN/m}^2$ et $p_h = 24 \text{ kN/m}^2$ donne une contrainte $\sigma_N = 528 \text{ kN/m}^2$ en clé pour une voûte de 50 cm de béton, ce qui concorde remarquablement bien avec la valeur moyenne mesurée $\sigma_N = 520 \text{ kN/m}^2$ indiquée par la figure 10.

CONCLUSIONS

La présente étude a permis de vérifier l'importance des charges appliquées aux revêtements d'un tunnel sous très faible couverture, confirmant l'ordre de grandeur proposé par diverses théories.

Lors de l'exécution d'un tunnel en terrain meuble et en site urbain, l'évaluation des tassements probables et de leurs conséquences peut revêtir une très grande importance. Par l'analyse des valeurs mesurées à Carouge et leur comparaison avec d'autres ouvrages en terrain meuble ou en roche tendre, nous avons tenté de préciser les relations liant les dimensions de la cuvette de tassement à la géométrie du tunnel et à la nature des terrains. On constate toutefois que les tassements réels peuvent être considérablement influencés par des conditions locales particulières et par la méthode d'excavation et de soutènement de l'ouvrage. Le choix de ces méthodes requiert donc une attention particulière lors de l'élaboration d'un tel projet.

REMERCIEMENTS

Les auteurs tiennent à remercier le Département des Travaux Publics de Genève, Maître de l'Oeuvre, ainsi que le Consortium d'entreprises Zschokke-Losinger-Murer-Spinedi-Cuénod, grâce à la compréhension et à la collaboration desquels les observations faisant l'objet de la présente étude ont pu être collationnées.

REFERENCES

- Atkinson J.H., Brown E.T., Potts M. (1975) Collapse of shallow unlined tunnels in dense sand, *Tunnels and Tunneling* n° 3, vol. 7, p. 81
- Caquot A., Kerisel J. (1949) *Traité de mécanique des sols*, 2e éd., Gauthiers-Villars, Paris.
- Cording E.J., Hansmire W.H. (1977) Les déplacements autour des tunnels en terrain tendre, *Tunnels et ouvrages souterrains* n° 22 à 24.
- Descoedres F. (1974) Analyse tridimensionnelle de la stabilité d'un tunnel au voisinage du front de taille. CR 3e Congrès SIMR, Denver, vol. II-B, p. 1130.
- Egger P. (1975) Erfahrungen beim Bau eines seichtliegenden Tunnels in tertiären Mergeln. *Rock Mechanics*, suppl. 4, p. 41.
- Escatha d'Y., Mandel J. (1974) Stabilité d'une galerie peu profonde en terrain meuble, *Revue Ind. Minérale*, 15.4.1974, p. 45.
- Odier M. (1978) La réalisation du tunnel routier de l'évitement de Carouge, *Chantiers* n° 10, p. 25.
- Peck R.B. (1969) Deep excavations and Tunneling in soft ground. State of the Art Report, Proc. 7th Cong. on Rock Mech., Mexico.
- Terzaghi K. (1943) *Theoretical soil mechanics*, Wiley, New York.

Prévision et Comportement d'Ouvrages sur Sols

Construction on Soft Soil: Prevision and Behaviour

E. RECORDON

Professeur de Mécanique des Sols, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne ISRF — Laboratoire de Mécanique des Sols, Département de Génie Civil CH — 1015 Lausanne

J.-M. DESPOND

Chef de Section, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne ISRF — Laboratoire de Mécanique des Sols, Département de Génie Civil CH — 1015 Lausanne

P. BOURDEAU

Ingénieur Civil Diplômé EPFL, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne ISRF — Laboratoire de Mécanique des Sols, Département de Génie Civil CH — 1015 Lausanne

RESUME Les prévisions du comportement de divers ouvrages sont comparées aux résultats des mesures de contrôle. Les causes des écarts constatés sont recherchées. Une appréciation de la valeur des méthodes utilisées pour les prévisions est donnée.

INTRODUCTION

Les ouvrages dont le comportement est présenté dans cette communication ont été contrôlés durant plusieurs années. Ce sont:

- les remblais d'une autoroute de 4 km de longueur, construits sur tourbe;
- un remblai d'essai construit sur sols tourbeux;
- un immeuble de quatre étages fondé par radier général, sur sols tourbeux;
- une plateforme constituée d'un remblayage en bordure d'un lac, supportant des immeubles légers et reposant sur des limons et des sables lâches.

La communication a pour buts de donner pour ces quatre cas:

- la description du modèle physique (schéma des sols, des charges et des conditions hydrauliques) et du modèle mathématique (méthode de calcul) adoptés;
- la description du dispositif utilisé pour les mesures de contrôle;
- les résultats des prévisions et des mesures;
- les causes des écarts constatés et la critique des méthodes utilisées.

REMBLAIS D'AUTOROUTE SUR SOLS TOURBEUX

L'autoroute Lausanne - Simplon - Italie franchit, dans la plaine du Rhône, à l'amont du lac Léman, une zone de 4 km où les sols sont constitués de sables et de graviers entre lesquels s'intercalent des couches de tourbe d'épaisseur très variable et situées à diverses profondeurs.

Le schéma des couches, représenté sur la figure 1, est la base du modèle physique. Le niveau de la nappe souterraine varie entre 1 et 2 m de profondeur. Sa surface est sensiblement horizontale.

Le modèle mathématique est celui de la consolidation primaire unidimensionnelle, complété par celui de la consolidation secondaire, règle empirique basée sur l'épaisseur et la qualité de la couche de tourbe, pour des remblais de 6 à

8 m de hauteur maximale (RECORDON, 1972):

$$\Delta H_{\text{secondaire}} = \alpha D$$

D: épaisseur de la couche de tourbe
α: coefficient variant de 0,1 pour la tourbe pure à 0,01 pour un sol limoneux avec matières organiques

Les déformations de la tourbe étant très grandes, celles des autres couches ont été négligées. Les couches de tourbe sont donc supposées horizontales, d'épaisseur constante et de grande étendue par rapport au remblai de 30 m de largeur environ.

Le dispositif de mesure est constitué de huit tassomètres, placés à l'axe du remblai en 1973. Aucun autre appareil de contrôle n'a été utilisé. L'emplacement des tassomètres correspond aux kilométrages indiqués sur le graphique inférieur de la figure 1. Ils sont enfouis dans le sol naturel immédiatement au-dessous de la base du remblai. Les tassomètres sont reliés par des tuyaux souples à une colonne de mesure, placée dans un puits en-dehors de l'emprise du remblai. Ils fonctionnent selon le principe des vases communicants (RECORDON, 1975).

Les résultats des mesures sont données graphiquement à la figure 1. Le tableau I résume les valeurs des tassements calculés et mesurés.

Position des tassomètres km	Tassements en cm		
	Totaux calculés (secondaires)	Mesurés en:	
42°860	50 (10)	15,5	
42°920	80 (20)	68	1976
43°880	50 (15)	41	
44°100	90 (10)	122,5	
44°300	50 (10)	81,5	
44°500	50 (10)	38,0	1979
45°500	20 (7)	7	
45°800	20 (7)	6	

Tableau I

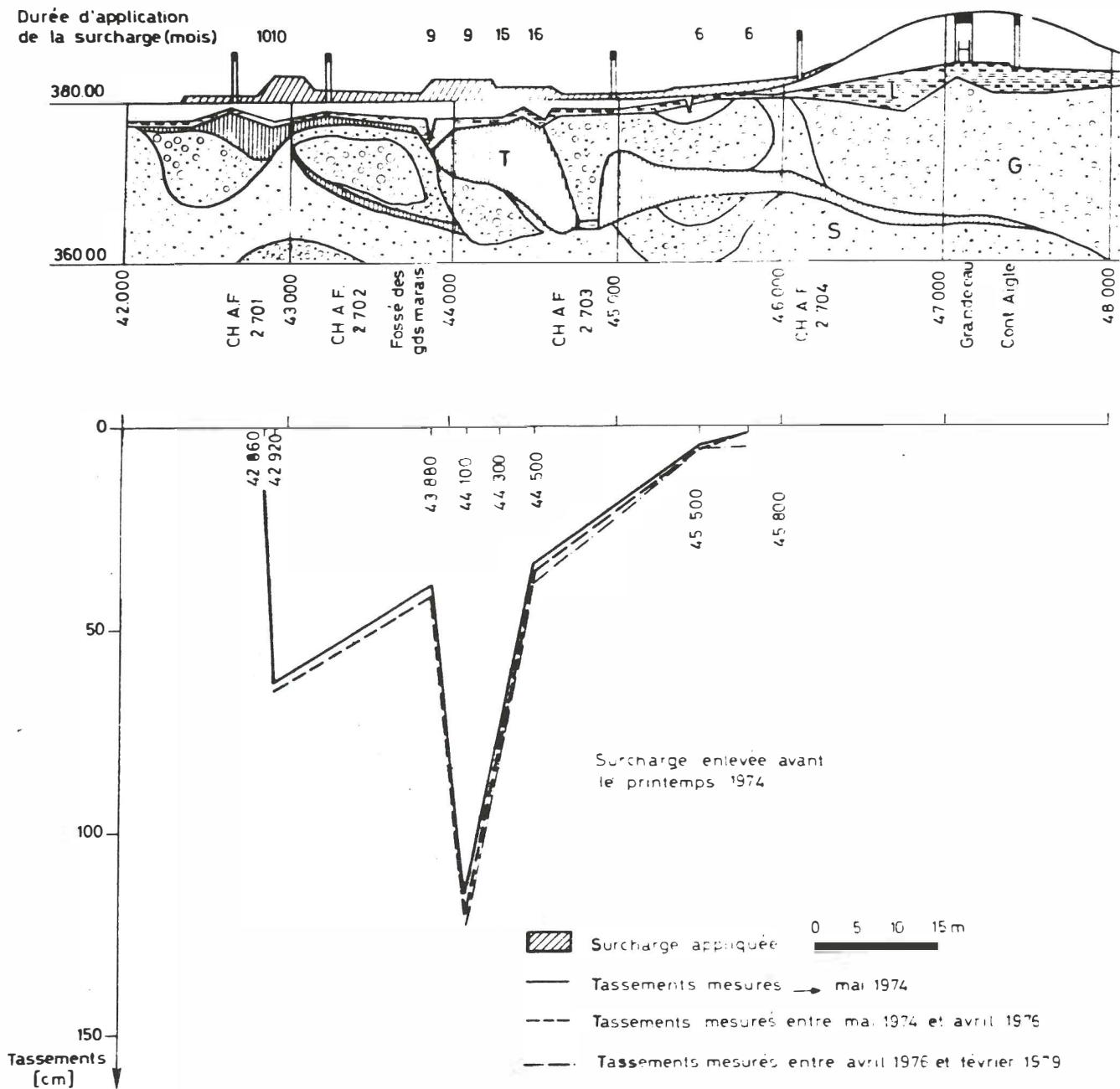


Fig. 1 Profil en long géotechnique et tassements mesurés

La comparaison des résultats des prévisions faites en 1972 et des mesures montre que:

- dans les trois profils où les tassements mesurés sont très faibles, les prévisions ont été beaucoup trop pessimistes;
- dans les deux profils où les tassements sont les plus grands, les tassements secondaires ont été sous-estimés par la règle empirique citée plus haut;
- dans les trois derniers profils, les écarts sont de 15 à 24% pour des tassements estimés de 50 à 80 cm.

REMBLAI D'ESSAI

Ce remblai expérimental a été construit en 1976 dans le but d'étudier le comportement des remblais d'autoroute de la plaine de l'Orbe, au sud du Lac de Neuchâtel. Dans cette plaine, l'autoroute Lausanne - Berne - Zurich traverse une zone de 7 km environ dans laquelle les sols superficiels, sur 7 à 8 m d'épaisseur, sont de très mauvaise qualité; ce sont des tourbes et des limons crayeux. De plus, l'autoroute longe sur plusieurs kilomètres un canal de 2,50 m de profondeur environ.

Le modèle physique a pu être défini d'après l'étude géotechnique effectuée avant la construction du remblai. Le tableau II résume les résultats de cette étude et la figure 2 indique la topographie du site une fois le remblai construit.

Niv. moyens [m]	Sols	γ [kN·m $^{-3}$]	w [%]	c' [kN·m $^{-2}$]	ϕ' [°]	E^* [kN·m $^{-2}$]
+ 4.00	Remblai	22				30'000
0.00	Tourbe et Limon tourbeux	14,6	95	6	27	1'000
- 2.50	Limon crayeux + nat.org.	16,7	67	15	20	1'200
- 7.00	Sable	20,3	19	-	-	11'500
- 12.50	Limon argileux	20,5	25	-	-	5'000
- 13.50	Sable fin siliceux	21,4	21	-	-	9'000
- 50.00						

Tableau II

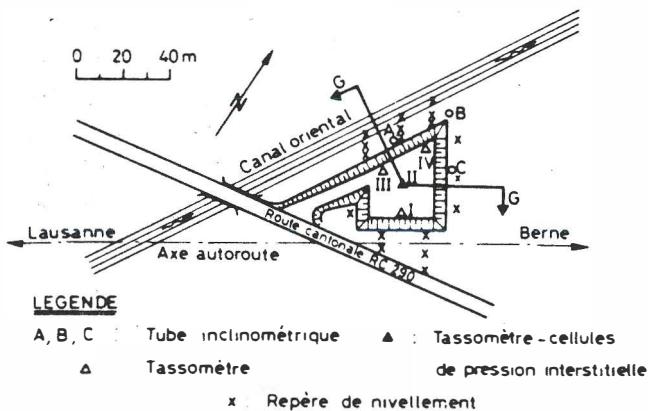


Fig. 2 Situation et instrumentation

Les valeurs de la cohésion effective (c') et de l'angle de frottement effectif (ϕ') ont été obtenues par des essais triaxiaux CU. Les valeurs du module de déformation noté E^* correspondent, pour les sols grossiers, à des modules d'élasticité, et pour les sols fins à des modules sécents calculés d'après les courbes oedométriques. Ces derniers s'appliquent à chaque couche pour le domaine des contraintes effectives verticales prévisibles à la fin de la consolidation dans l'axe du remblai. La nappe phréatique se situe habituellement entre 0,50 et 1,70 m sous le terrain naturel, mais le remblai a été construit durant l'été 1976, exceptionnellement sec. Durant cette période, le niveau piézométrique est descendu

jusqu'à environ 2,50 m sous le terrain naturel. Les charges constituées par le poids du remblai ont été appliquées en 100 jours environ.

Differents modèles mathématiques ont été appliqués:

- un calcul par la méthode de BISHOP a montré que la stabilité des talus du remblai et du canal était assurée;
- les tassements au centre du remblai, d'un point situé à sa base, ont été calculés au moyen de deux modèles de consolidation unidimensionnelle: TERZAGHI, GIBSON et LO (1961).

Ces deux calculs indiquent un tassement prévisible d'environ 800 mm et une bonne concordance entre les deux méthodes.

La méthode des éléments finis a été utilisée afin d'étudier le champ des déplacements et des contraintes à l'état final. Les calculs ont été faits avec le programme ADINA développé par BATHE et ses collaborateurs (1977). Le modèle, représenté géométriquement à la figure 3, présente les caractéristiques suivantes:

- éléments bidimensionnels isoparamétriques à huit noeuds,
- déformations planes,
- niveau piézométrique et conditions aux limites au pied du réseau, variables selon les variantes du calcul.

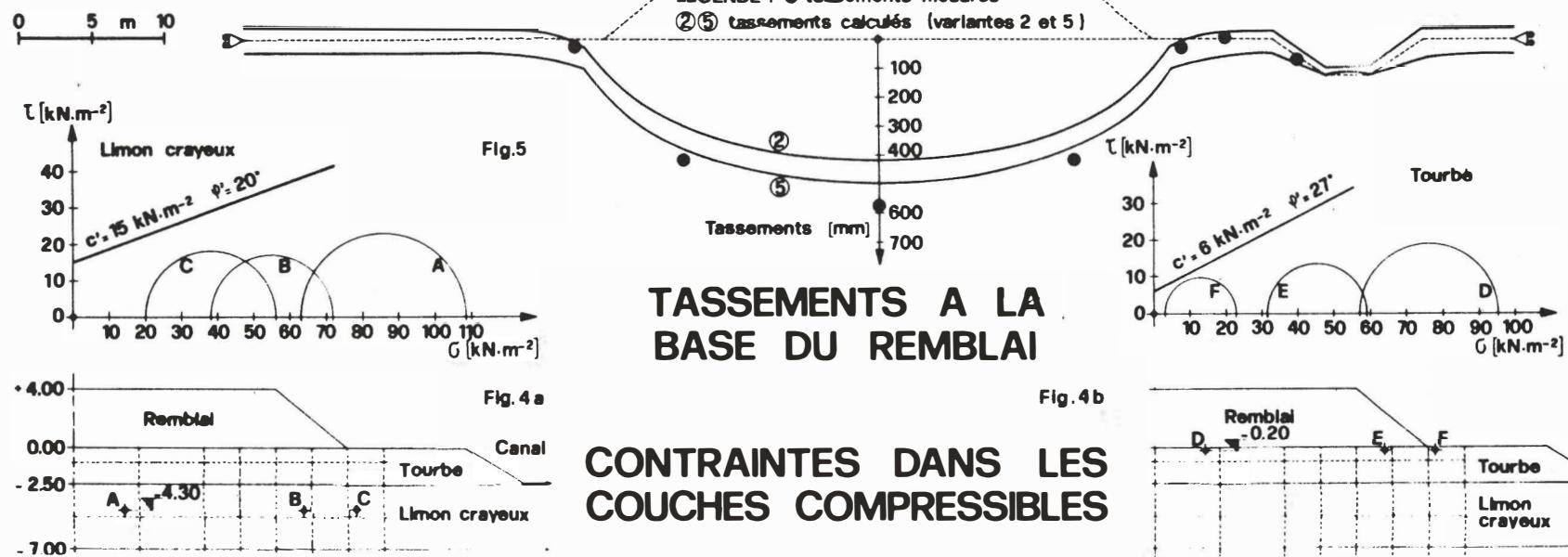
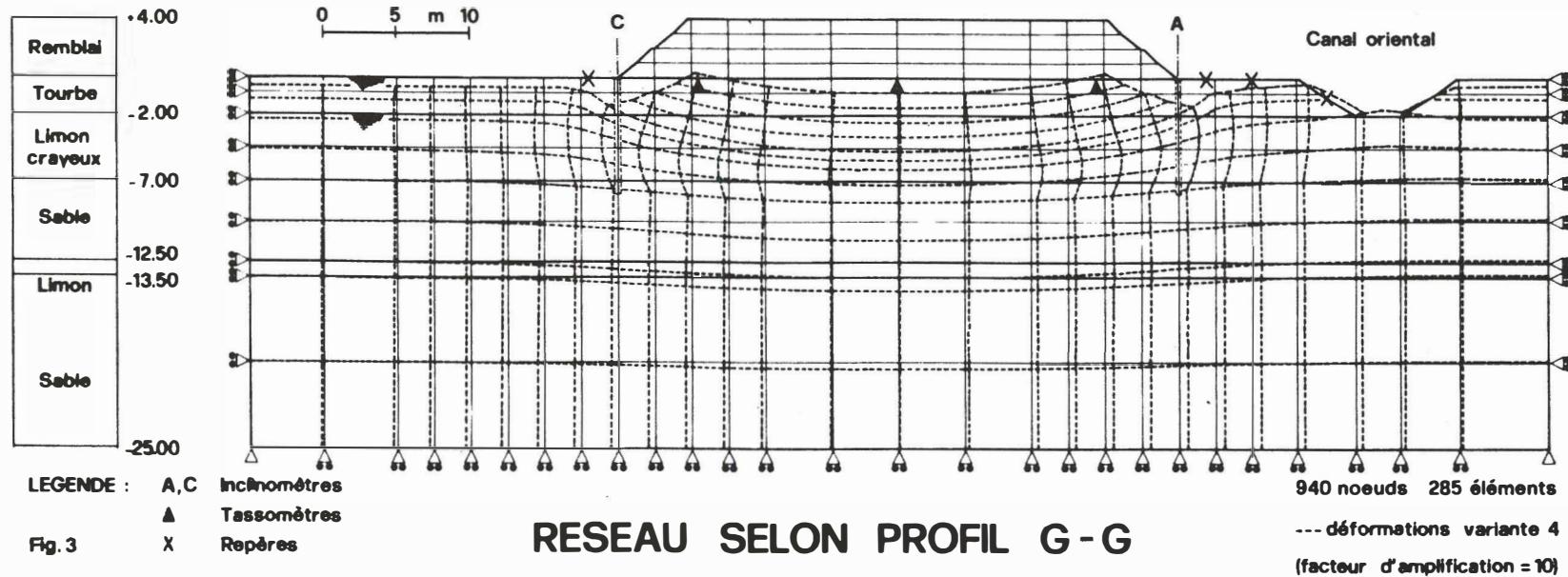
Etant donné le but poursuivi (état final), une loi de comportement élastique, linéaire, isotrope, a été adoptée. Les caractéristiques mécaniques des différents sols sont celles indiquées au paragraphe concernant le modèle physique du remblai d'essai, avec un coefficient de Poisson $v = 0,4$, et ont été conservées dans les cinq variantes du calcul.

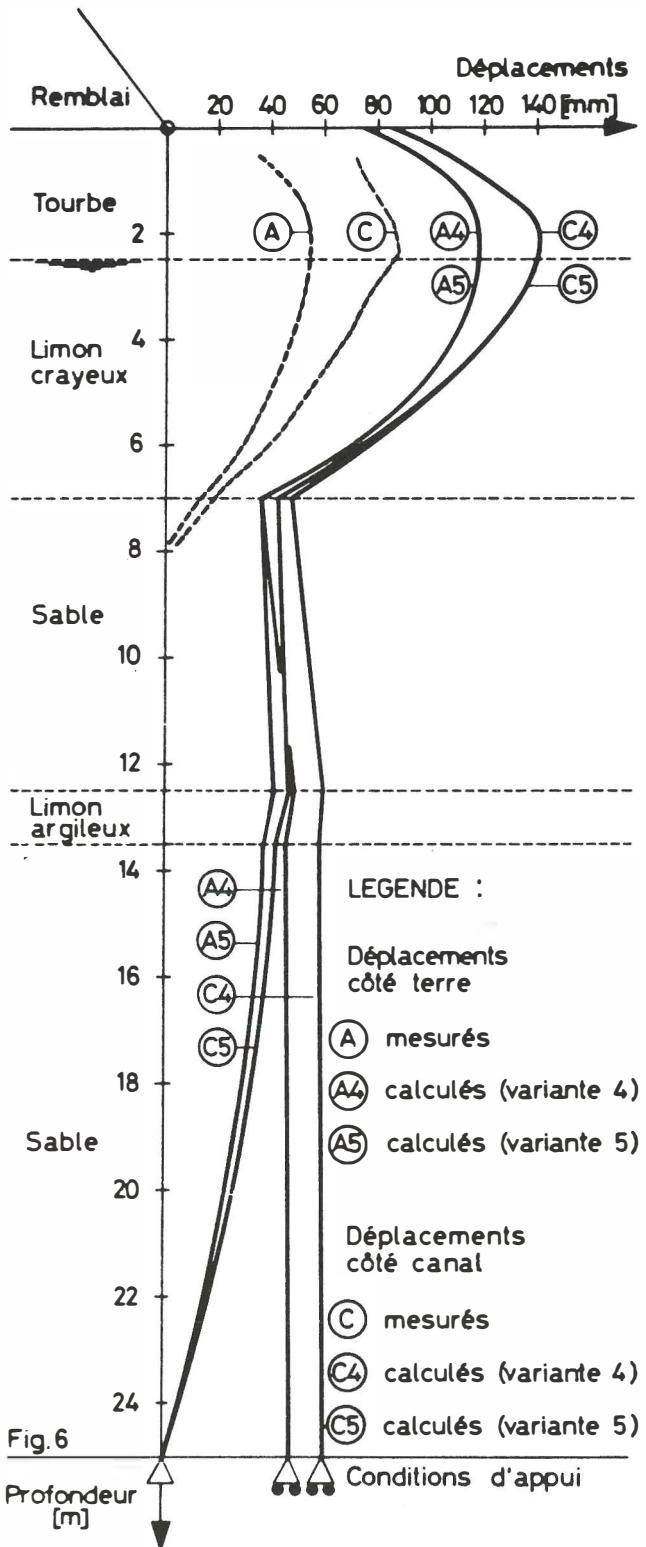
Variante No	1	2	3	4	5
Calcul	Contr. effect.	Dépl.	Dépl.	Dépl.	Dépl.
Niveau de la nappe [m]	0.00	0.00	0.00	- 2.50	- 2,50
E remblai [kN·m $^{-2}$]	30'000	30'000	0	30'000	30'000
Type d'appui au pied du réseau	mobile	mobile	mobile	mobile	fixe

Tableau III

Les résultats les plus significatifs sont représentés sur les figures 4a, 4b, 5 et 6.

Le dispositif de mesure est décrit sur la figure 2. Les tassomètres sont placés à la base du remblai et sont du même type que ceux décrits plus haut. Les mesures ont été effectuées pendant la construction du remblai et poursuivies durant 10 mois après son achèvement. Les dernières mesures sont représentées sur les figures 5 et 6 comparativement aux valeurs calculées par la méthode des éléments finis.





DEPLACEMENTS HORIZONTAUX AU PIED DU REMBLAI

Le commentaire des résultats et la critique des méthodes utilisées peuvent être faits sur trois plans:

- Contraintes calculées par la méthode des éléments finis:
Les états de contraintes calculés dans les couches compressibles confirment la stabilité observée et calculée par la méthode de BISHOP. On remarque que les zones où les risques de voir apparaître des plastifications sont les plus grands (fig. 4a et 4b) sont celles où la plus petite des contraintes principales est faible, car une cohésion du matériau y est nécessaire.

Pour des raisons évidentes (absence de critère de rupture - module de décharge identique au module de charge), on obtient des tractions élevées à la base du remblai. Ceci a pour effet de rigidifier artificiellement la structure dans le calcul.

- Tassements (Fig. 5):
Les tassements calculés par les deux modèles de consolidation (TERZAGHI, GIBSON et LO) sont supérieurs d'environ 30% aux tassements mesurés. De tels écarts, déjà constatés à d'autres occasions, semblent dus au caractère unidimensionnel des modèles mathématiques.
Les tassements calculés par la méthode des éléments finis, bien qu'inférieurs en valeur absolue aux tassements mesurés, s'en rapprochent si l'on tient compte d'un abaissement de la nappe, et la faible étendue de la cuvette de tassement est confirmée par l'observation. La sous-estimation des tassements par le modèle des éléments finis s'explique à la fois par la rigidité aberrante du remblai (loi contraintes - déformations) et par la hauteur insuffisante du réseau qui ne permet pas une diffusion complète des surcharges.

- Déformations horizontales (Fig. 6):
L'allure des déformées au pied du remblai montre une bonne concordance entre le calcul par éléments finis et les mesures clinométriques, en particulier en ce qui concerne le niveau de déformation maximale. On remarque que la déformation calculée dans les couches compressibles n'est pas influencée par les conditions aux limites au bas du réseau.
L'effet de la dissymétrie apparaît dans le calcul seulement avec l'abaissement de la nappe phréatique.
Par contre, les valeurs mesurées sont notablement inférieures aux valeurs calculées. Il est difficile de juger le modèle numérique d'après ce écart, car il est visible sur la figure 6 que les tubes clinométriques étaient d'une longueur insuffisante et que leur pied a subi un mouvement.

IMMEUBLE DE VILLENEUVE

L'immeuble, dont les dimensions en plan sont données sur la figure 7, a été construit en 1972.

Les tassements relatifs des angles du radier ont été déterminés en 1979, soit sept ans après la construction. Ils sont donnés en centimètres pour les points B, C et D, par rapport à la cote du point A. L'inclinaison maximale du radier est de 1,26%. L'immeuble lui-même, de quatre étages, un peu plus petit que le radier de fondation, a

28,50 m de longueur et 11,60 m de largeur. Il comprend au rez-de-chaussée un abri de protection anti-aérienne dans son angle sud-est composé de murs en béton armé de 80 cm d'épaisseur.

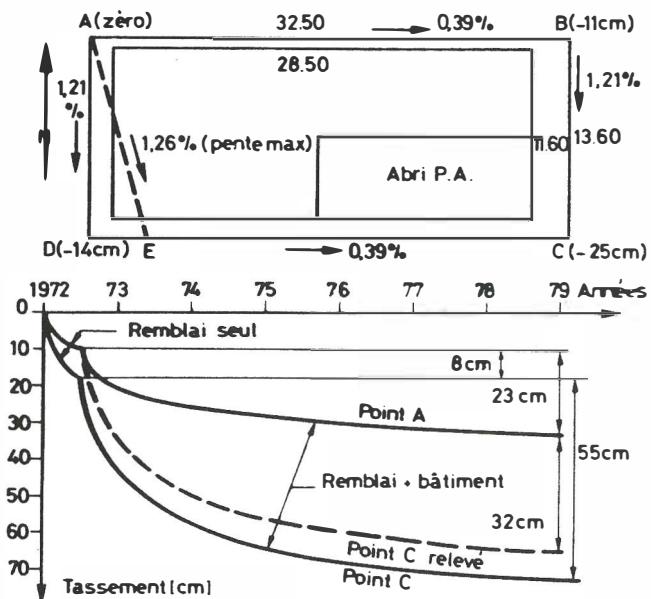


Fig. 7 Plan de l'immeuble et tassements calculés

Le modèle physique, défini en 1979 lors d'une expertise, est caractérisé dans le tableau IV.

Sols	Epaisseur des couches dès le niveau d'appui du radier	
	Angle A	Angle C
Remblai	1,80 m	1,75 m
Tourbe	1,15 m	1,65 m
Limon tourbeux	0,80 m	0,75 m
Limon sableux	1,50 m	2,10 m
Sable moyen grav.	très grande	très grande
Niveau de la nappe souterraine	- 1,35 m	- 1,25 m

Tableau IV

Le poids moyen de l'immeuble sans l'abri P.A. est de $40 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$ au niveau d'appui du radier. L'abri P.A. représente sur sa surface une charge supplémentaire de $15 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$. L'immeuble n'a pas de cave, le radier repose sur un remblai compacté, mis en place juste avant la construction de l'immeuble.

Le modèle mathématique utilisé pour les calculs de tassements effectués en 1979 (expertise) est celui de la consolidation primaire unidimensionnelle et de la consolidation secondaire.

Le dispositif de contrôle est constitué de quatre points de nivellation, aux angles du radier.

Les résultats des mesures donnent, en 1979, une différence de niveau entre les points A et C de 25 cm. Ce chiffre est à comparer avec les 32 cm calculés (fig. 7). Pour la période de six mois de mise en place du remblai, le calcul donne un tassement, pour le remblai seul, de 10 cm au point A et de 18 cm au point C. Le radier a été bétonné horizontalement en compensant les 8 cm de différence de niveau.

Pour l'ensemble du remblai et du bâtiment, le calcul donne un tassement, pour une durée très longue, de 33 cm au point A et de 73 cm au point C.

Les causes des tassements différentiels sont:

- une couche de tourbe plus épaisse au point C qu'au point A,
- une tourbe plus compressible au forage C qu'au forage A,
- des charges plus grandes au point C qu'au point A.

La différence entre prévisions et contrôles est à rechercher essentiellement dans l'hétérogénéité des sols tourbeux dont l'épaisseur et la compressibilité ne sont déterminées que ponctuellement par deux forages.

PLATEFORME CONSTITUÉE PAR REMBLAYAGE DANS UN LAC

La création d'un centre d'aviron près de Lausanne a nécessité la construction d'une plate-forme gagnée sur le lac par remblayage, bordée côté port par des murs de soutènement.

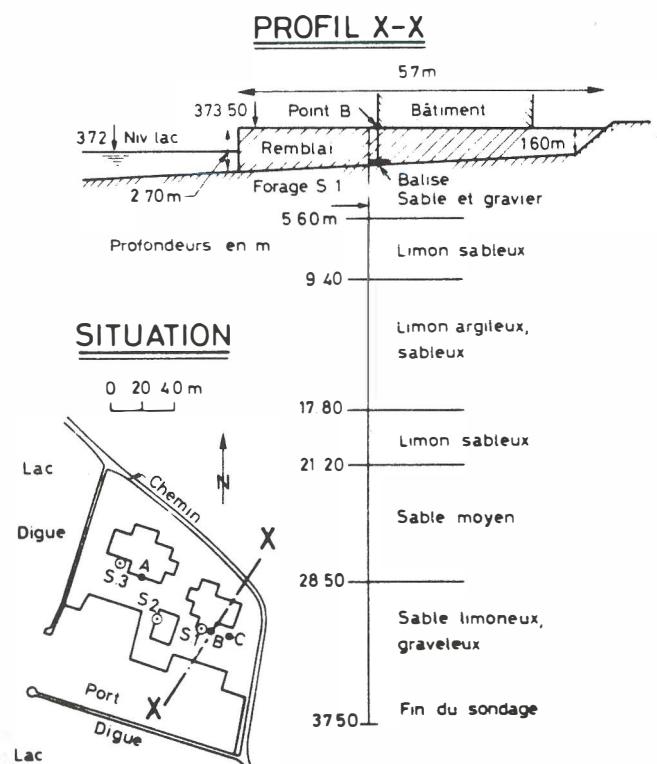


Fig. 8 Situation et profil de la plateforme

Les travaux de remblayage ont débuté à fin 1970. Ils étaient achevés en septembre 1972 avec une surhauteur de remblai (surcharge temporaire) de 40 cm. Elle n'a été enlevée qu'à fin 1974 et la construction des bâtiments a débuté en 1975.

Le modèle physique adopté pour les calculs est représenté par le profil du sol dans lequel les couches sont schématisées. Les valeurs du coefficient de perméabilité et du coefficient de consolidation déterminées à partir des essais oedométriques sont:

$$k = 10^{-8} \text{ m} \cdot \text{s}^{-1} \quad \text{et} \quad c_v = 2,5 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$$

Le modèle mathématique utilisé pour le calcul des tassements est celui de la consolidation primaire unidimensionnelle.

Le dispositif de contrôle des tassements est constitué par les balises A, B et C.

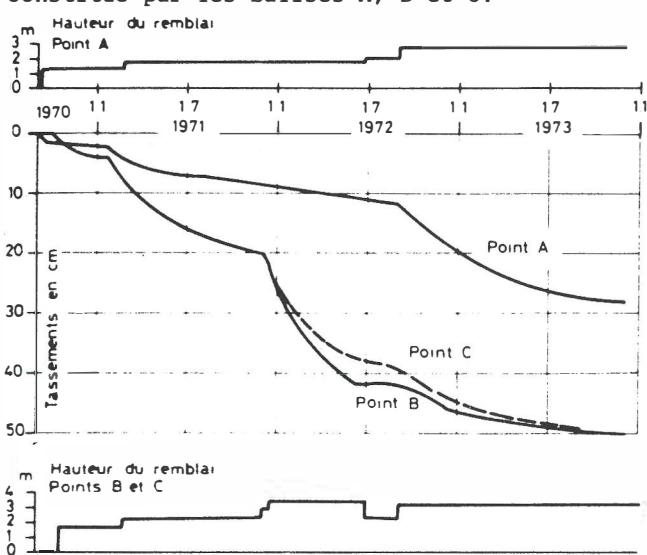


Fig. 9 Tassements mesurés

Les calculs de tassement ont donné pour le point A une valeur de 55 cm. La vitesse des tassements calculés à l'aide des valeurs de k et c_v données plus haut est trop faible. Les courbes des tassements mesurés correspondent à une valeur de k de $5 \cdot 10^{-5} \text{ m} \cdot \text{s}^{-1}$.

La comparaison des résultats montre que la valeur des tassements calculés pour le forage S_1 correspond bien à celle qui a été mesurée au point B. La faible valeur des tassements au point A ne peut être expliquée que partiellement, le forage n'ayant pas été assez profond. Les sables limoneux découverts jusqu'à 10 m sont de meilleure qualité que dans le forage 1.

CONCLUSION

Les ouvrages décrits dans la présente communication ont été étudiés à l'aide de méthodes de calcul courantes. La prévision des déplacements n'est pas très précise; elle est pourtant suffisante pour les besoins de la pratique. Les écarts entre valeurs calculées et mesurées sont dus, avant tout et à notre avis, à la connaissance insuffisante du modèle physique. Le nombre

de forages et d'essais de laboratoire toujours faible, la valeur élevée de l'écart-type des paramètres géotechniques et l'impossibilité de tenir compte des phénomènes à trois dimensions (cela conduirait à des calculs beaucoup trop onéreux dans la pratique) sont causes des principaux écarts. Il est, dès lors, illusoire de vouloir trop affiner, pour les conditions de la Suisse en tout cas, les méthodes d'essais en laboratoire et les méthodes de calcul. Les prévisions qui ont pu être faites à l'aide des modèles mathématiques simples, utilisés dans les quatre cas cités (consolidation primaire unidimensionnelle, consolidation secondaire, méthode des éléments finis bi-dimensionnelle) ont été assez précises pour que les dispositions constructives adoptées conduisent à un comportement satisfaisant des ouvrages, à l'exception de l'immeuble de Villeneuve dont le comportement aurait pu être sensiblement meilleur si la méthode constructive avait été mieux choisie.

BIBLIOGRAPHIE

- Bathe, K.J. (1975 - Rev. 1977). A finite element program for automatic dynamic incremental nonlinear analysis. Report 82448-1, Acoustic and Vibration Laboratory, M.I.T., Cambridge (Massachusetts)
- Gibson, R.E.; Lo, K.Y. (1961). A theory of consolidation for soils exhibiting secondary compression. NGI Proc. 41, Oslo
- Recordon, E. (1972). Remblais sur sols tourbeux ou craie lacustre. Bull. Tech. Suisse Romande No 5, Lausanne
- Recordon, E. (1975). Tassement des sols d'assise sous remblais. Route et Trafic No 8, Zurich

Underpinning of a Pile Foundation on Soft Clay

Reprise en Sous-Oeuvre d'une Fondation sur Pieux

J. HUDER
F. BUCHER

Professor, Institute of Foundation Engineering and Soil Mechanics, ETH Zurich, Switzerland
Senior Engineer, Institute of Foundation Engineering and Soil Mechanics, ETH Zurich, Switzerland

SYNOPSIS At the end of construction of a piled building excessive settlements were observed. As some cracks were already formed and further damage had to be expected remedial measures and investigations were undertaken. The latter showed that two critical situations with respect to the cast-in-place concrete piles existed, namely during the construction of the piles and during the backfilling around the buildings. An underpinning with an additional 14 piles was designed and constructed. The method of underpinning is described in detail. In connection with the underpinning the backfill was in part permanently removed and in part replaced by a light-weight material. The performance of the building after the underpinning has been monitored by settlement measurements. The results are satisfactory although the ground surrounding the building is still settling at a rate of 10 mm/year, bringing the total settlement measured in 11 years to 31 cm (11 cm since completion of the underpinning).

INTRODUCTION

A soil profile frequently met in Switzerland consists of soft lacustrine clays of 10 to 20 metres depth underlain by moraine. Usually, in such a situation, piling is employed for the foundations of buildings. Although pile foundation failures are not common, they may occur under unfavourable conditions. An example is given in figures 1 and 2 of a structure built on soft clays and supported by 250 piles founded in a moraine at a depth of about 18 metres. Although the piles are well embedded in the moraine unequal settlements of 5 cm were observed and cracks were formed in one wing of the building. Immediate measures had therefore to be taken to avoid further damage. It is the aim of this paper to give possible reasons for the foundation failure, to describe the method of underpinning and to present the results of the settlement measurements for the structure and its surroundings.

TOPOGRAPHY AND GEOLOGY OF THE SITE

The building is sited near Lake Zurich in an area of soft ground about 90 metres above the level of the lake. As a consequence of the foundation failure a supplementing soil investigation necessitating three additional exploratory borings was carried out (Fig. 1). The results of these investigations and the data collected during piling for the underpinning confirmed essentially the earlier findings on the geological profile, which may be summarized as follows (Fig. 2):

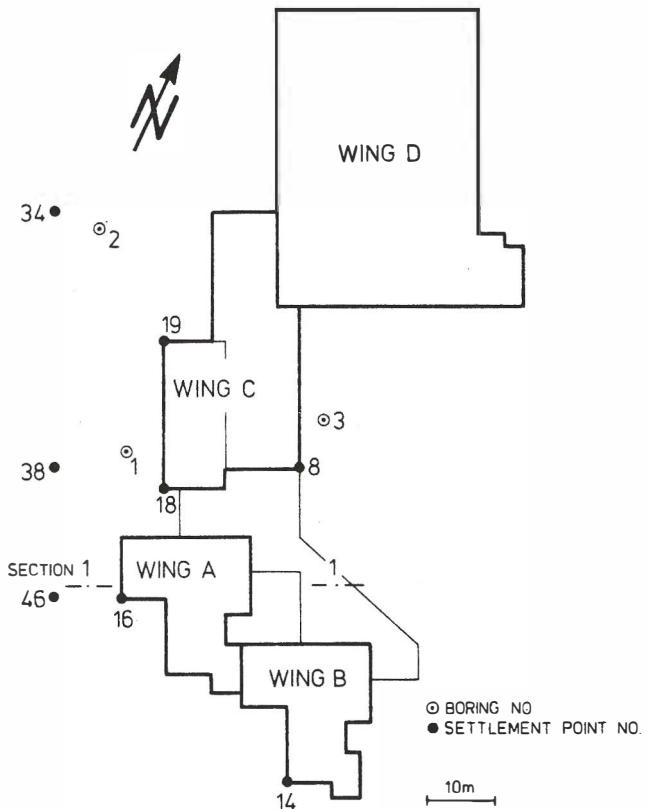


Fig. 1 Plan of the building with location of borings and settlement points

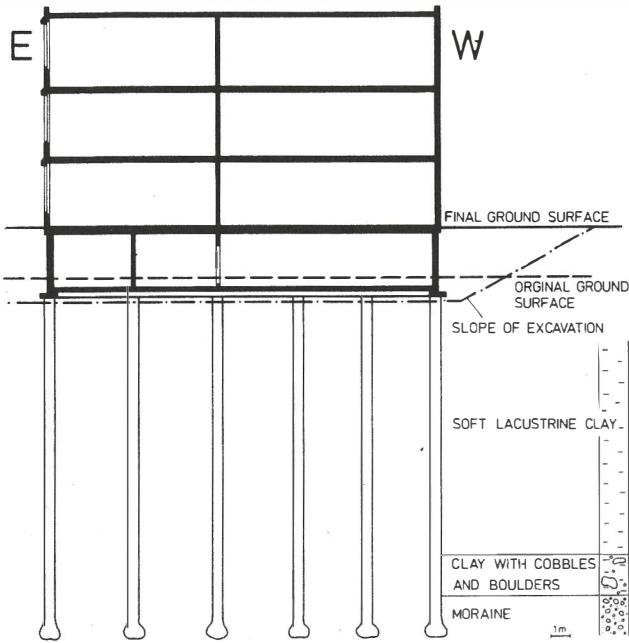


Fig. 2 Section 1-1 of fig. 1 with soil profile

- 0 - 2 m organic material and fill material
- 2 - 4 m marl, with shells and reed grass, very soft, grey
- 4 - 16 m lacustrine clay, soft, grey to grey-blue
- 16 - 18 m clay with cobbles and stone boulders, firm to stiff, dark grey
- below 18 m moraine, silty sand with gravel, cobbles and boulders, hard to very hard, grey

The physical properties were obtained from field and laboratory tests. The mean values for the two main layers, the lacustrine clay (1) and the moraine (2), are given below:

	(1)	(2)
USCS	CL	SC-CL
w_L	36 %	20 %
w_p	18 %	11 %
I_p	18 %	9 %
w	35 %	11 %
< 0.002 mm	40 %	6 %
< 0.06 mm	98 %	39 %
< 2 mm	100 %	73 %
ρ_d	1400 kg/m ³	2200 kg/m ³
c_u	8 kPa	
c_u/σ'	0.23	
N(SPT)		> 35

The pore water pressures were observed with quartz-sand filters installed in boring 1. At the beginning of the underpinning works, when the first reading was taken, the pressure at a depth of 15 m corresponded to a water level 0.95 m above ground level, and the pressure at

a depth of 7.5 m to one 0.60 m below ground level. The ground water level was at a depth of about 2 m. The main reason for the excess pore water pressures in the lacustrine clay was an extensive fill of 2.5 m height, which had been placed five years previously on the area adjacent to the west side of the building.

REASONS FOR THE PILE FOUNDATION FAILURE

With regard to the remedial measures to be taken the reasons for failure had to be investigated. In this investigation a number of possible reasons had to be considered, and it is likely that not only one, but the combined effect of more than one reason has resulted in the excessive settlements of wings A and C (Bucher, 1971).

The pile type employed was a driven cast-in-place concrete pile. For this pile type it is most important that the equilibrium of the fresh concrete column when the casing is withdrawn has to be maintained by a sufficient lateral strength of the soil. Otherwise necking of the concrete pile will occur. To avoid soil squeeze the following condition must be satisfied (Huder, 1972):

$$\gamma \cdot z + N_c \cdot c_u > k \gamma_c z_c$$

where γ : unit weight of soil

z : depth of soil

N_c : bearing capacity factor

c_u : undrained shear strength of soil

γ_c : unit weight of concrete

z_c : height of concrete column

for $z_c = z$ the minimum value of c_u is

$$c_u > (k \gamma_c - \gamma) z / N_c$$

or in relation to the effective overburden pressure $\sigma' = \gamma' z$

$$c_u/\sigma' > (k \gamma_c - \gamma) / N_c \gamma'$$

A high water cement ratio was selected to produce a smooth pile surface and thus to reduce the negative skin friction. Therefore, the ratio of the horizontal to the vertical stress in the fresh concrete $k = \sigma_3/\sigma_1$ may be assumed to be 1.0. Assuming further $\gamma_c = 24 \text{ kN/m}^3$, $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$ and $N_c = 8$ it follows that

$$c_u/\sigma' > 0.07$$

In the undisturbed condition of the clay the value of c_u/σ' was 0.23, which is well above the required value of 0.07. However, driving caused a certain disturbance of the lacustrine clay. The relative displacement due to driving (volume of the piles to the volume of the soil within the pile group) was about 3 %. For such a value, the reduction in shear strength could have reached 50 % (Orrje and Broms, 1967). Thus, it is very unlikely that necking could have damaged the piles taking into further consideration the fact that the piles were reinforced throughout the whole length.

A second critical situation to be considered existed due to the slope about 3.5 m in height adjacent to the piles on the west side of the

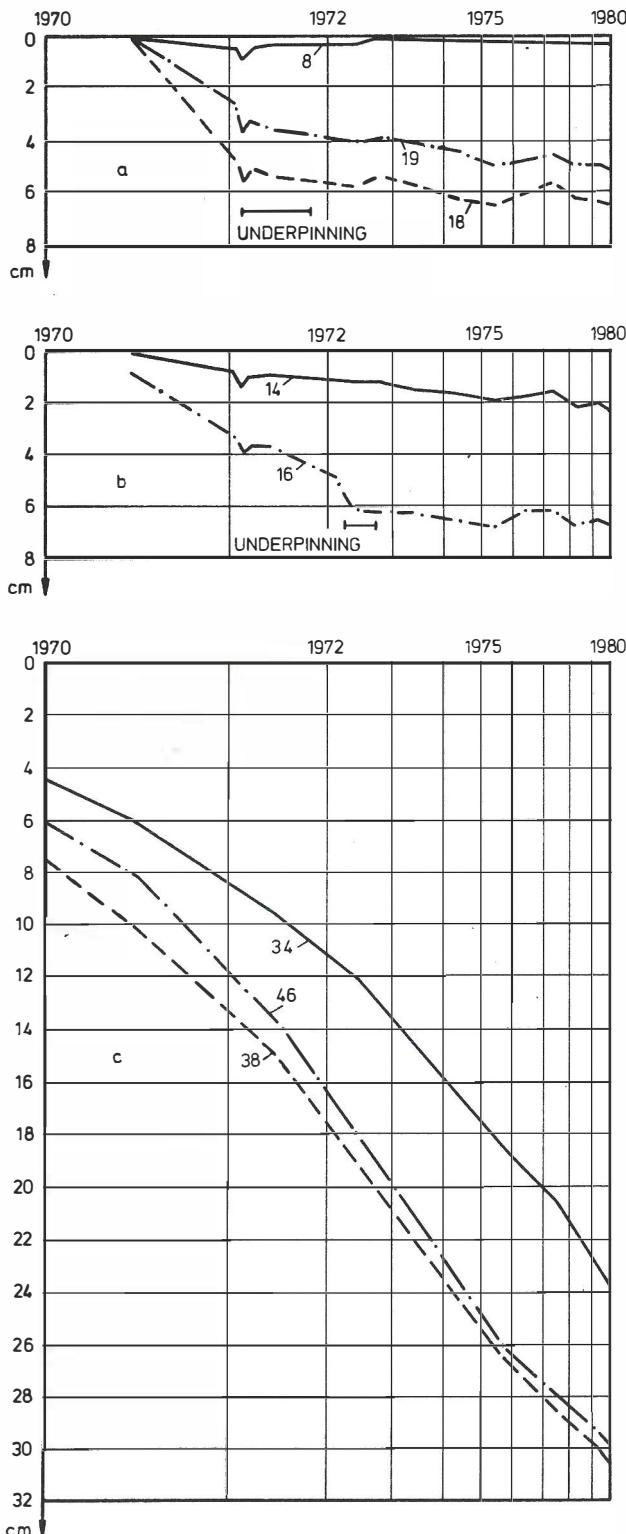


Fig. 3 Results of settlement measurements for a) wing C, b) wing A and c) ground surface around the building

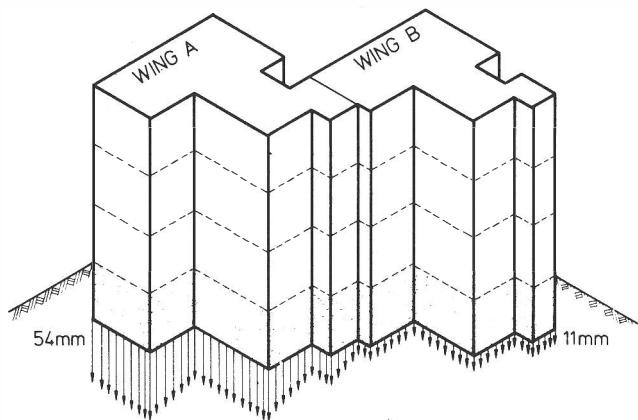


Fig. 4 Settlements of wings A and B before underpinning of wing A

building. From the beginning this slope had only a small safety factor against a slip failure. The shear strength was further reduced due to the driving of the closed end casings for the piles. Thus movements of the slope were observed, and it is likely that due to these movements some of the piles were loaded laterally before the concrete had sufficiently hardened to withstand the accompanying forces.

To achieve the final ground level (Fig. 2) the excavation was backfilled. Although this was done in stages the very low permeability of the clay did not allow a sufficient gain in strength within the time allowed (a few months). It should be mentioned that wing C had no base slab on the west side. Further, it was observed that in some parts of the building with a base slab the soil separated from it due to consolidation settlement. Thus it was possible for the soil to flow laterally and even fill up the space below the base slab. This would occur if the overburden pressure σ_1 at the level of the slab (Broms, 1972) exceeds

$$\sigma_1 = N_c \cdot c_u$$

With $N_c = 5.5$ and $c_u = 8 \text{ kPa}$, i.e. not reduced due to disturbance, a limiting pressure σ_1 of 44 kPa is obtained. This value is greatly exceeded by the pressure of the backfill, which amounts to about 70 kPa. The yielding soil would have subjected the piles to a lateral load of about $9 \cdot c_u \cdot D$ (D : pile diameter) i.e. 18–36 kN/m' depending on the degree of disturbance (Broms, 1964). This pressure must have damaged the piles by bending or shear as is quite apparent from the recorded settlements of wings A and C.

REMEDIAL MEASURES

In figure 3a the settlements of three selected points of wing C are shown. At the end of 1971 after completion of the backfilling the measured settlements of point 19 reached a value of almost 4 cm, and that of point 18 almost 5 cm. As point 8

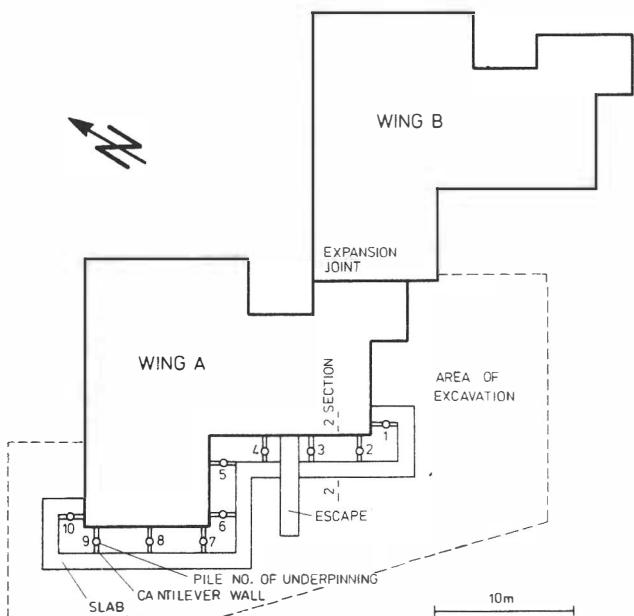


Fig. 5 Plan of wing A showing details of the underpinning system

settled by 1 cm the measured differential settlement was 3-4 cm. By that time cracks had already developed in the walls of the building and the settlement increased by about 5 mm/week. Remedial measures were then started with the partial excavation of the backfilling which resulted in a small heaving of the building as shown in figure 3a. Subsequently 4 jacked nondisplacement underpinning piles were installed from inside the building and loaded by a total of 3800 kN. Similarly early in 1972 wing A had reached a maximum settlement of 6 cm (point 16). Figure 4 represents the tilting of the entire wing A which occurred without any cracks or damage in the building due to the very stiff basement and the expansion joint for wing B. As the tilt came close to a value of 1/300 and the settlements increased rapidly the excavation of the backfill and the underpinning of wing A was considered to be necessary (Fig. 5). In the case of wing A it was not feasible to install the underpinning piles inside the building. Instead, 10 additional piles were bored along the outside wall at a distance of 1 m. Two photographic views of the underpinning system are given in figures 6 and 7, and a scaled section in figure 8. The underpinning piles were founded at about the same depth as the original piles of the building. As any further settlement of wing A had to be kept to a minimum the underpinning piles were loaded by Freyssinet type pressure cells (Fig. 9) as was the case also in wing C. At a load of 750 kN the average settlement of the piles was 2-3 cm. The volume of the excavated material was 430 m³. Outside the underpinning structure 190 m³ of Leca (a light-weight material) was backfilled, the rest remaining hollow.

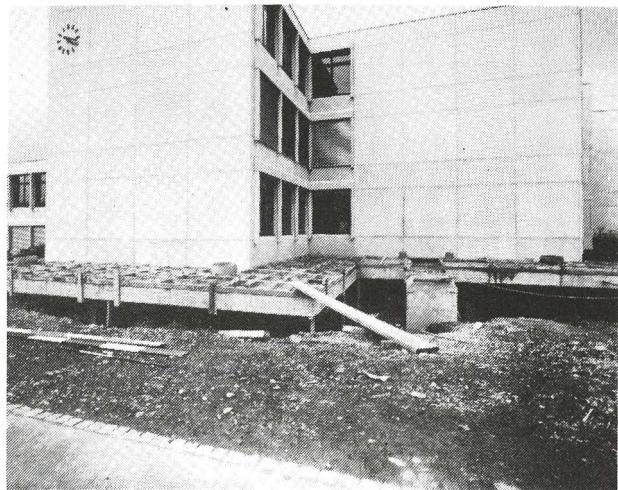


Fig. 6 View of wing A showing underpinning system

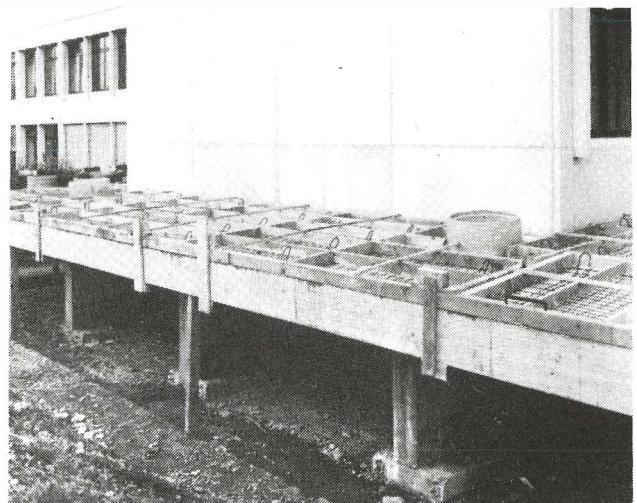


Fig. 7 Detail of the underpinning system (wing A)

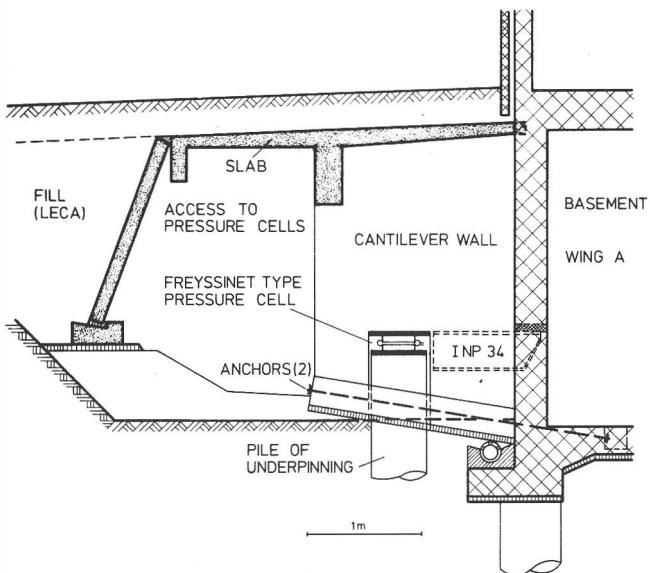


Fig. 8 Section 2-2 of figure 5 showing details of the underpinning system

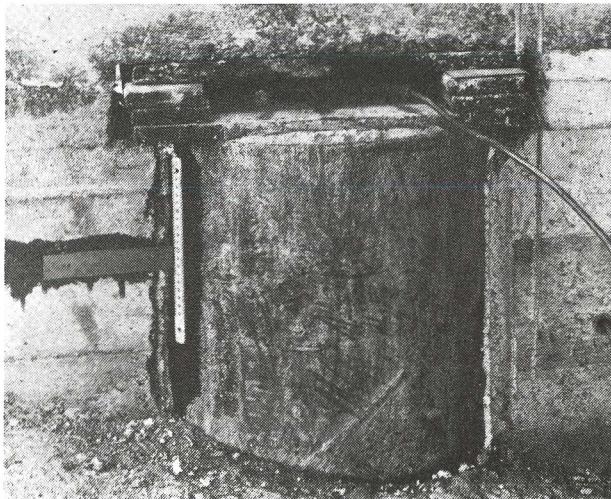


Fig. 9 View of an underpinning pile with Freyssinet type pressure cell (wing A)

CONTROL MEASUREMENTS

The performance of the building after the underpinning has been monitored by settlement measurements. The result is shown in figure 3. After completion of the underpinning the settlement of wing C increased by about 1.4 cm (points 18 and 19 in figure 3a) and by about 1.0 cm for wing A (point 16, figure 3b). In contrast to this, the settlement of the ground around the building has increased by 11 cm and has reached a total measured value of 31 cm (point 38, figure 3c). In the logarithmic time scale the settlement curve is almost linear, and it may be extrapolated to show that an additional 6 cm of settlements could be expected within the next 10 years.

The measurements of the pore water pressures indicate that until 1980 the pore water pressure dropped by 1.75 m at a depth of 15 m and by 1 m at a depth of 7.5 m. Based on laboratory compression tests this drop corresponds to a settlement of not more than 6 cm as boring 1 is located in the area where the backfill has been removed and some drop in pore water pressure occurred before the first reading was taken.

REFERENCES

- Broms, B.B. (1964). Lateral resistance of piles in cohesive soils. ASCE J. Soil Mech. Found. D., March, 27-63.
- Broms, B.B. (1972). Stability of flexible-structures (piles and piles groups). Proc. 5th Europ. Conf. Soil Mech. Found. Engg., (2), 239-269, Madrid.
- Bucher, F. (1971). Gegenseitige Beeinflussung von Schüttungen und Pfahlfundationen. Strasse und Verkehr, 553-559.
- Huder, J. (1972). Stability of bentonite slurry trenches with some experiences in Swiss practice. Proc. 5th Europ. Conf. Soil Mech. Found. Engg. (1), 517-522, Madrid.
- Orrje, O. and Broms, B.B. (1967). Effects of pile driving on soil properties. ASCE J. Soil Mech. Found. D., September, 59-73.

Confortation de la Cathédrale St Pierre à Genève

Underpinning of Saint Peter's Cathedral in Geneva

CH. COMTE
G. STENCEK Ingénieur EPF-SIA Solexperts SA, Dufourstrasse 147 — Zurich
 Ingénieur EPF-SIA Ingénieur Conseil, 8 Chemin Rieu — Genève

Résumé: La cathédrale St Pierre à Genève fait l'objet d'une restauration qui s'accompagne de fouilles archéologiques. Les sondages de reconnaissance ont montré que les fondations sont posées à faibles profondeurs, sur une succession de terrains fins quaternaires de 100 mètres d'épaisseur. Une confortation au moyen de 399 micro-pieux Ropress-Tubfix, reliés par une dalle de chainage, améliore la stabilité pendant les excavations et à long terme.

Objet des travaux

La cathédrale St Pierre à Genève a été érigée entre 1150 et 1230 environ.

L'architecture est typique de la période de transition du style roman au style gothique. Le plan cruciforme est une variante du type bénédictin, avec chapelles latérales rectilignes de tradition cistercienne. Les murs romans massifs de la nef sont percés de petites fenêtres en plein cintre, alors que les piliers intérieurs et les voûtes à croisées d'ogives forment un ensemble gothique aux proportions harmonieuses.

Les deux tours, placées exceptionnellement sur le transept et la chapelle au sud du portail, sont postérieures, du XIV^e et XV^e S respectivement.

L'édifice a connu de nombreuses vicissitudes, la plus importante étant la démolition au XVIII^e S du narthex ancien et son remplacement par un porche monumental, néo-classique, qui constitue à tous points de vue un élément distinct.

D'importants travaux de restauration commencèrent en 1976 et comprennent un programme de 4 ans, de 1978 à 1982, pour ce qui concerne l'intérieur de la cathédrale. Parmi les objectifs, tels que ravalement des façades, dont les grès tendres et même les calcaires sont attaqués, figure le remplacement du système de chauffage placé sous le sol de la nef. Les travaux d'excavation s'accompagnent de fouilles archéologiques à l'intérieur et à l'extérieur de l'édifice. L'importance de celles-ci n'a fait que croître en raison de l'intérêt considérable des trouvailles. Elles embrassent maintenant toute la place et les rues voisines.

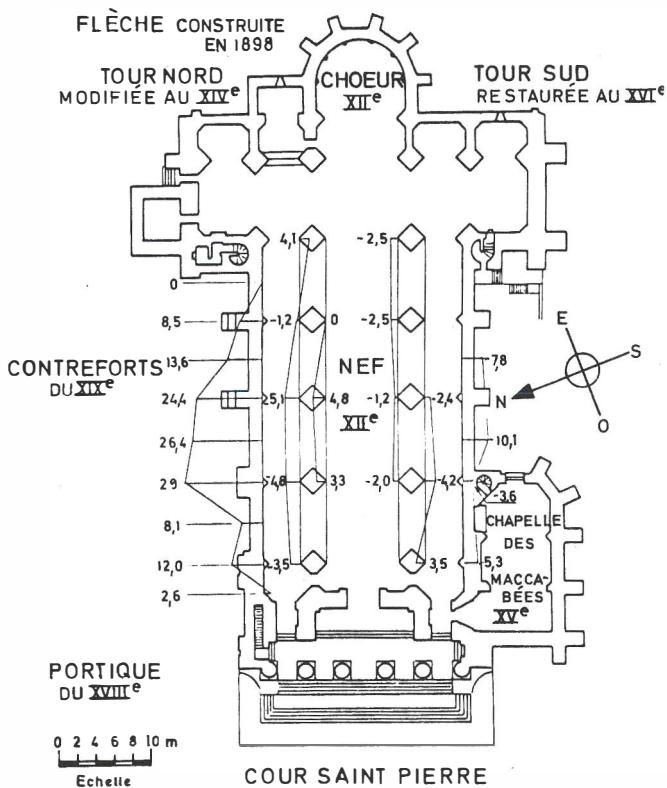


Fig 1 Plan avec valeurs des déformations mesurées à 9.00 m du sol intérieur (en cm)

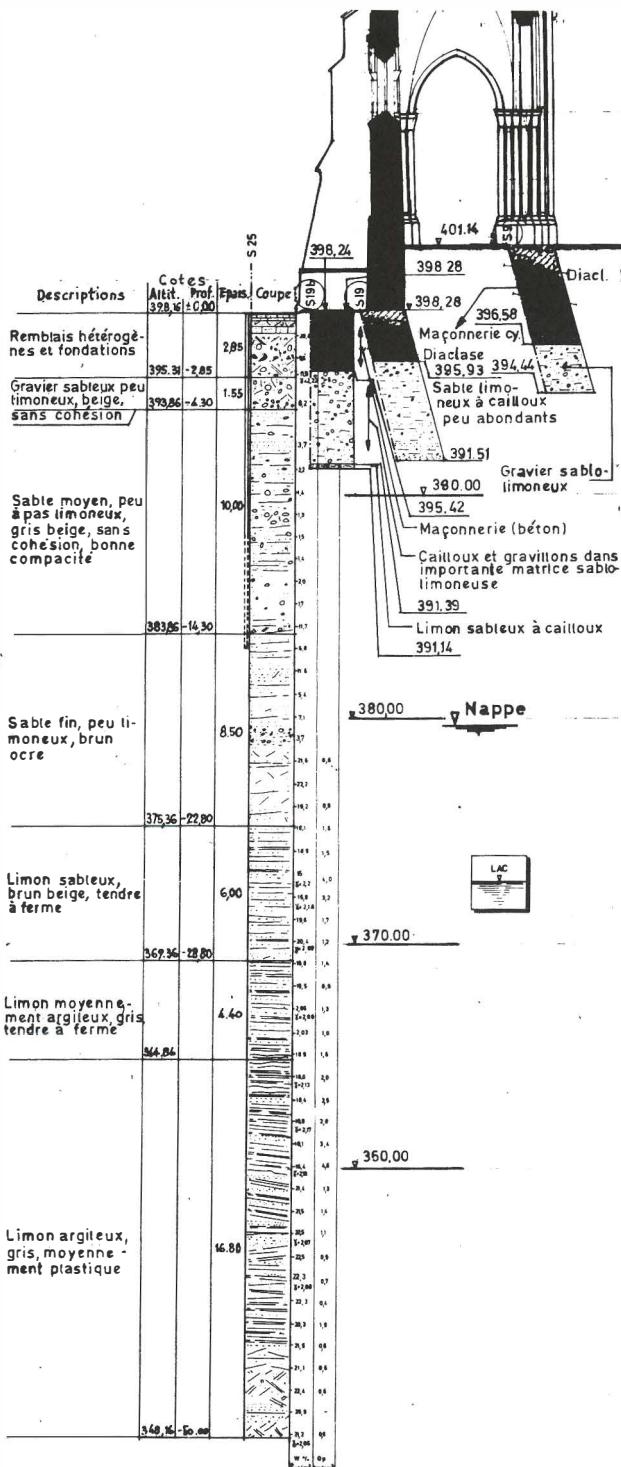


Fig 2 Sondage de reconnaissance géologique traversant la partie supérieure des dépôts quaternaires et forage incliné d'auscultation de la maçonnerie.

Les auteurs ont été chargés, dès le début des travaux, de vérifier les conditions de stabilité lors des différentes phases d'exécution en étroite collaboration avec les architectes A. Galeras et E. Martin responsables de la restauration. Les études étaient particulièrement difficiles, comme c'est souvent le cas pour d'anciens édifices, en raison du manque de plans et de renseignements précis. En particulier on ne connaît ni les dimensions, ni les profondeurs exactes, ni l'état des massifs de fondation. La superstructure avait fait l'objet de relevés minutieux au début du siècle¹⁾ mais on ne possédait pas d'éléments précis sur sa disposition à l'origine, ni surtout sur diverses reconstructions et interventions qui modifièrent le jeu des forces.

On constatait que le mur nord présentait un hors-plomb important de 32 cm et que le porche avait été reconstruit après avoir présenté au XVIIe siècle des signes évidents de risques décroulement.²⁾ (Voir Fig 1)

L'exécution de fouilles, devant atteindre 4 à 5 mètres autour des fondations, mettait celles-ci en danger.

Travaux de reconnaissance

Les travaux de reconnaissance furent conduits simultanément avec divers objectifs.

D'une part il s'agissait d'apprecier l'état de la structure et de déterminer avec suffisamment de précision la répartition des charges.

D'autre part il fallait examiner la qualité et les dimensions des fondations, ainsi que les caractéristiques du sous-sol.

L'inspection visuelle de la superstructure, le contrôle des dimensions et niveaux ont été complétés par un relevé photogrammétrique partiel de l'intrados des voûtes.

Le poids total de l'édifice est très proche de *26 000 t et il en résulte sur les divers éléments de fondation, des charges au sol entre *20 et 50 t/m², ce qui ne paraît pas très élevé. Les voûtes maçonnées sur la nef, sont en réalité de minces voiles très légers, en tuf calcaire, avec par endroit une épaisseur de moins de 25 cm. Il en résulte des poussées horizontales si réduites qu'elles ne peuvent en aucun cas expliquer le déversement des murs massifs extérieurs.

L'auscultation des maçonneries de fondation et la reconnaissance du sous-sol revêtaient de ce fait une importance particulière.

On a utilisé pour cela de nombreux puits et tranchées superficiels pratiqués à la main, mais surtout une série de forages mécaniques.

* (26 000 t métriques = 260 MN
20 et 50 t/m² = 200 et 500 KN/m²)

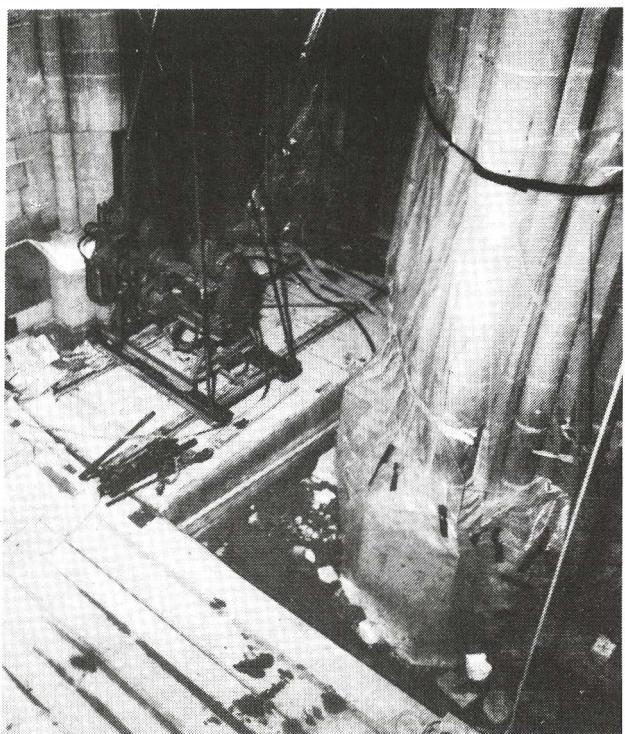


Fig 3 Exécution de forage dans la maçonnerie pour la pose de micro-pieux

19 sondages à rotation à diamant, inclinés, dans la maçonnerie ont livré un carottage continu de celle-ci et la profondeur exacte du niveau de fondation. Ils ont été prolongés de 2 à 3 m, pour donner une reconnaissance du sol sous-jacent. Dans le périmètre de la chapelle des Macchabées 3 sondages plus profonds et dans celui de la cathédrale 3 autres sondages, dont l'un à 50 m de profondeur (Fig 2), ont permis de préciser les conditions géologiques et géotechniques, au sujet desquelles subsistait à l'époque un certain nombre d'équivoques.

En fait, la cathédrale repose sur une colline étroite, constituée par près de 100 m de formations quaternaires provenant des phases de retrait des glaciers wurmiens. Au sommet, qui se trouve 30 m au dessus du niveau actuel du lac de Genève, on trouve une formation sablo-limoneuse contenant quelques horizons caillouteux d'épaisseurs limitées. Cette zone d'une vingtaine de mètres d'épaisseur est suivie par une zone limo-argileuse, qui passe elle-même à la zone argileuse non consolidée sur près de 50 m d'épaisseur, bien connue par les travaux dans les Rues Basses.

Ce n'est qu'à 70 m sous le lac, soit à 100 m sous la cathédrale, que l'on atteint une mince moraine de fond, garnissant les sillons d'érosion de la molasse grise chattienne.³⁾

Le niveau actuel de la nappe phréatique se situe à quelques 7 m au dessus du lac. On a pu s'assurer qu'il se trouvait au moyen-âge, à l'époque de la construction, à une douzaine de mètres plus haut. Il est descendu par étapes, correspondant au développement de l'agglomération, essentiellement parce que celui-ci coupait son alimentation.⁴⁾

De leur côté les forages dans la maçonnerie de fondation ont montré que celle-ci a été fondée à très faibles profondeurs, pratiquement au niveau du terrain vierge de l'époque préhistorique. Les massifs de fondation, qui en atteignant pour certains une hauteur de 5 m étaient importants pour les constructeurs de l'époque, n'ont fait que traverser divers remblais. Ceux-ci contiennent d'ailleurs des vestiges romains et les restes de 4 cathédrales successives.⁵⁾

Les maçonneries quant à elles sont au moins de 4 types distincts

- a) Maçonnerie cyclopéenne, formée de boulets de nature très hétérogène, liés par un mortier de chaux hydraulique, très résistant.
- b) Maçonnerie cyclopéenne à éléments essentiellement calcaires, moins soignée.
- c) Maçonnerie en gros moellons de molasse, de qualité générale bien inférieure.
- d) Maçonnerie de béton, placée lors des consolidations du XIX^e S.

Il résultait de cette situation que l'ouverture de fouilles archéologiques très importantes et la création de locaux en sous-sol, pouvaient réduire considérablement la sécurité de l'édifice et même provoquer des désordres ponctuels graves, dans un ensemble de haute valeur historique et artistique.

Mais il a apparu encore plus important aux auteurs que la stabilité générale a été de tous temps insuffisante. Les conditions géologiques, défavorables, bien entendu insoupçonnées des constructeurs, sont à l'origine même des désordres graves apparus au cours des siècles.

Les restaurateurs précédents, qui ne disposaient pas de la technique nécessaire, n'ont pas reconnu la vraie nature des difficultés et ont appliqué des solutions, contestée pour le porche au XVIII^e S ou inefficaces par adjonction des contreforts de la nef, au XIX^e S.

Des fissures dans les superstructures, en particulier de la chapelle des Macchabées, mais aussi dans les fondations du collatéral nord, montrent que l'instabilité s'est manifestée après les dernières réfections, jusque pendant le XX^e S.

Dans l'évaluation des sollicitations on a tenu compte d'un faible degré de séismité de la cuvette genevoise. On peut mentionner le séisme du 17 avril 1936 avec une intensité $I_0 = VII - VIII$ avec épicentre à 20 km au sud-ouest de Genève.

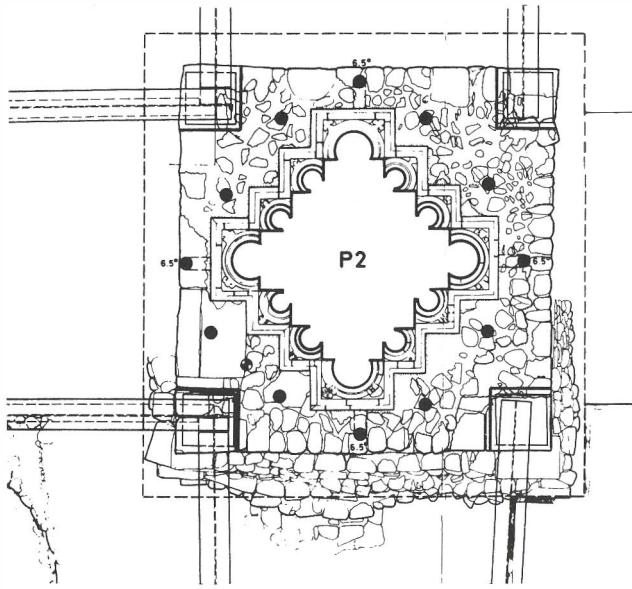


Fig 5 Disposition caractéristique des micro-pieux dans un massif de fondation

Principe de la confortation

Dans cette situation les ingénieurs sont arrivés à la conviction qu'il serait irresponsable d'aborder les travaux par petites étapes, en improvisant des consolidations à chaque apparition de troubles. Ils ont alors proposé au Maître de l'Oeuvre une confortation préalable qui devrait répondre à des impératifs sévères.

1. Réaliser au niveau du sol un chainage efficace des porteurs
2. Assurer à ce niveau un encastrement des porteurs
3. Assurer le centrage des charges
4. Augmenter la sécurité à la rupture
5. Limiter strictement les nuisances
6. Éviter toute dégradation du site, par exemple, chapiteaux gothiques et restes archéologiques encore inconnus
7. Rapidité d'exécution assurant strictement le respect des délais serrés

Des six techniques spéciales étudiées en détail soit pieux forés, pieux au vérin, terre armée, sous œuvre maçonné, injections, pieux aiguilles, micro-pieux à mise en charge, seule cette dernière méthode permettait de remplir réellement toutes les exigences. Au lieu de la dalle de chainage en béton armé envisagée à l'origine, une construction mixte avec poutrelles métalliques, dalles préfabriquées et couche de béton spécial, assure la même fonction en respectant encore mieux le site.

La solution comporte finalement 399 micro-pieux "Ropress" de 50 t de capacité, dont la fonction est de transmettre une partie des charges à plus grande profondeur. Les têtes des micro-pieux dans les massifs de fondation sont noyées dans la dalle assurant le chainage d'un mur extérieur à l'autre.

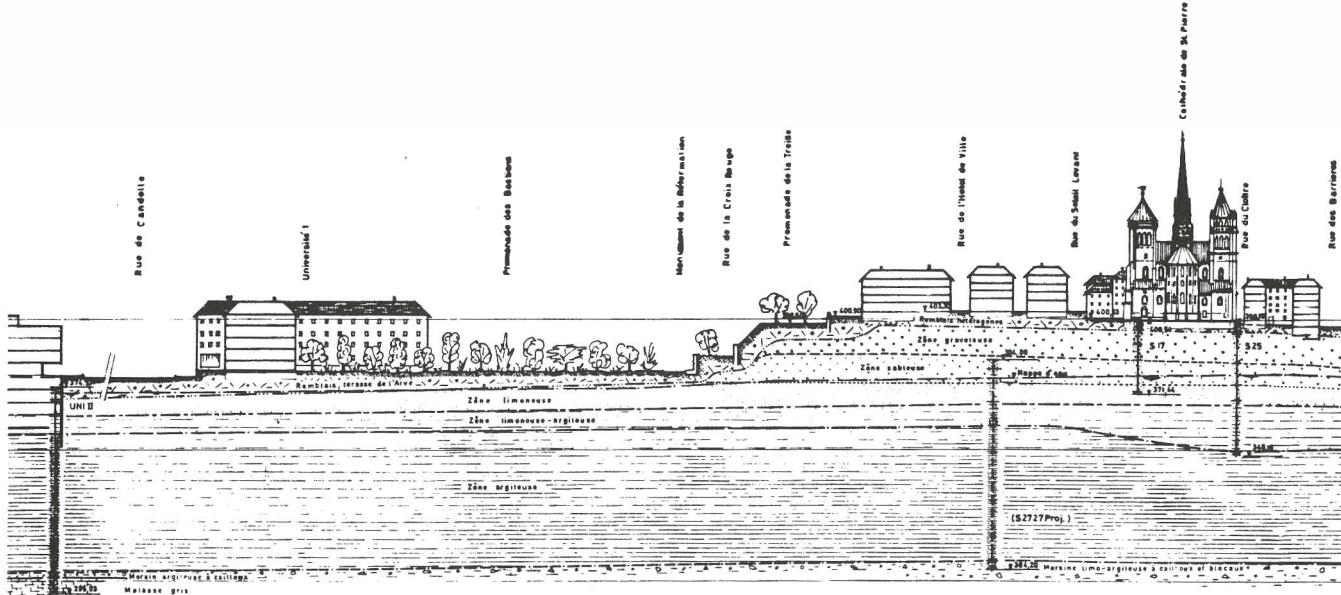


Fig 4 Coupe géologique générale nord-sud à travers la Vieille Ville à Genève, avec sondages pour la cathédrale et divers projets

Les micro-pieux ont en principe une longueur de 11 m et sont exécutés selon une technique très étudiée en plusieurs phases. Dans la première on a exécuté un forage à rotation à diamant à travers la maçonnerie. Ce forage de ϕ 120 à 150 mm, suivant les cas, permet de reconnaître en détail la qualité de la maçonnerie à chaque emplacement et de décider au besoin d'une intervention spéciale, tels une préinjection ou un soutènement supplémentaire si une défaillance locale apparaît.

En général on disposait d'une épaisseur de maçonnerie de 5 m, mais dans quelques cas, elle était réduite à moins de 3 m. On scelle alors un élément de traction tubulaire à l'intérieur duquel est posé le micro pieu proprement dit, formé par un tube métallique épais. Celui-ci est injecté à son extrémité dans le terrain par la méthode "Tubfix"⁶⁾ avec un coulis de ciment sous pression. Après une dizaine de jours on passe à la phase suivante de mise en charge par la technique "Ropress"⁷⁾ telle qu'elle a été mise au point par les entreprises du groupe RODIO.

En prenant appui sur la maçonnerie on a chargé les micro-pieux par paires pour éviter les efforts excentriques.

Par ce procédé chaque micro-pieu a été essayé à la charge de 50 t, pour laquelle on obtient la valeur réelle des déformations, puis déchargé complètement et fixé finalement à 25 t⁸⁾.

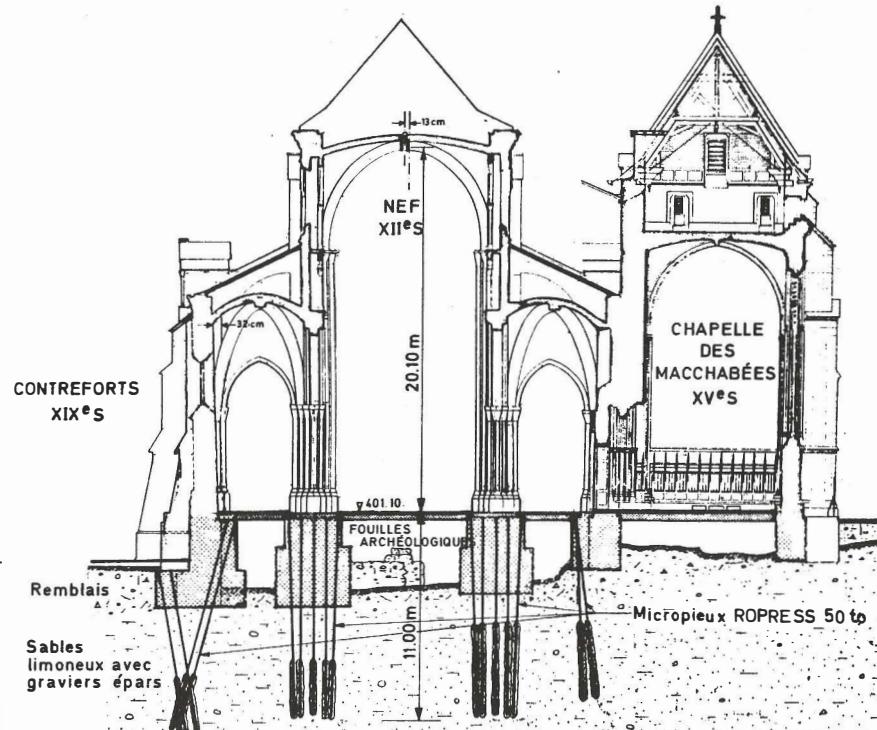
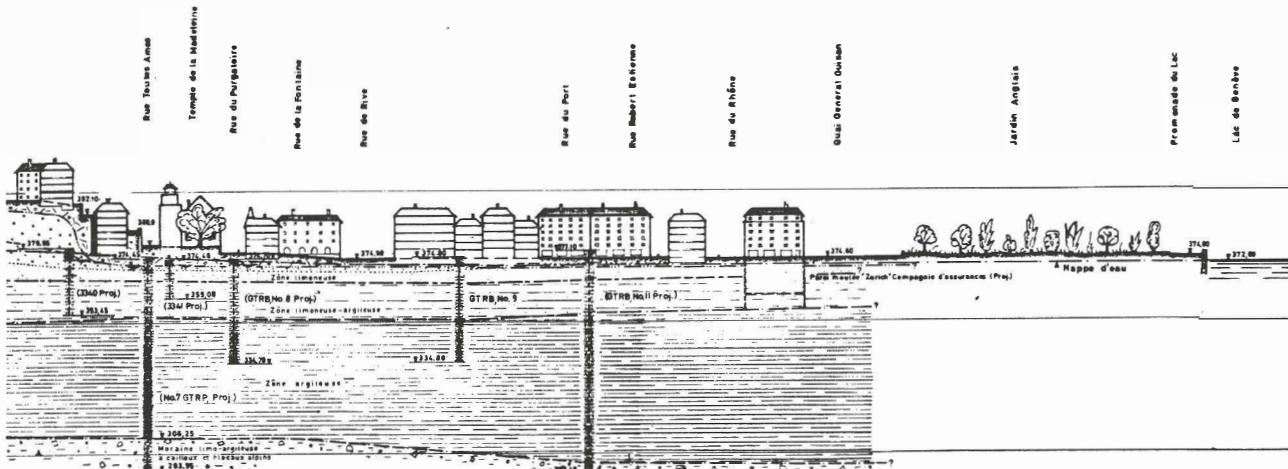


Fig 6 Principe de la confortation au moyen de micro-pieux Ropress-Tubfix et dalle de chainage

En principe pour les parties les plus préoccupantes de l'édifice, la charge d'essai représente le 100 % des efforts.



Interprétation conforme aux documents du Service Cantonal de Géologie

Dr. es sc G. Amberger

Contrôle et conclusions

Pour maîtriser une succession aussi complexe d'opération on a utilisé deux systèmes de surveillance.

Un nivelllement de précision suivi par le géomètre officiel assurait un contrôle général de l'édifice.

En outre une instrumentation conçue et installée par Solexperts, après consultation avec le Prof E. Recordon de l'Ecole Polytechnique de Lausanne, comportait des pendules dans la nef et transept, des axes de mesures au niveau du sol et dans les combles. En outre un certain nombre d'extensomètres "Unirod" ont été utilisés pour la surveillance de groupes de micro-pieux lors du forage, de l'injection en pression et de la mise en charge.

Les deux tours ont été surveillées spécialement par visées optiques.

L'ensemble de ces mesures assurées essentiellement par les collaborateurs du bureau Bourquin et Stencek, chargé également de la direction des travaux, permet de conclure qu'aucun désordre n'est intervenu tout au long des opérations parfois délicates.

L'ensemble de l'édifice a été soulevé d'une quantité proche de 1 mm par cumul de toutes les influences. Mais à aucun moment ne sont intervenus des mouvements brusques ou violents qui auraient été néfastes à une maçonnerie de pierre fragile.

Les travaux spéciaux, sondages, micro-pieux, scellement ont été exécutés par l'entreprise Swissboring SA, dont le devis original a été tenu, performance particulièrement remarquable pour une reprise en sous-œuvre.

On peut ajouter que les experts préoccupés par la conservation de l'édifice et des trésors archéologiques ont tous apprécié la propreté, la précision et l'efficacité des méthodes, servies par un personnel compétent.

Il reste à louer les délégués de l'Eglise protestante de Genève, propriétaire actuelle de la cathédrale. La Fondation des Clefs de St Pierre sous l'impulsion de son Président M. P.Ch. George et de son conseiller technique, M. G. Friedrich a su faire preuve de l'ouverture d'esprit nécessaire à la maîtrise d'une tâche aussi inhabituelle. Elle a consacré aux travaux invisibles de consolidation un 20 % des travaux de restauration de l'édifice chargé de prestige.

A la question: est-ce le sol ou la maçonnerie qui a trahi les constructeurs? On a pu répondre de façon irréfutable, c'est le sol, d'où la solution la plus efficace et la plus respectueuse de l'édifice.

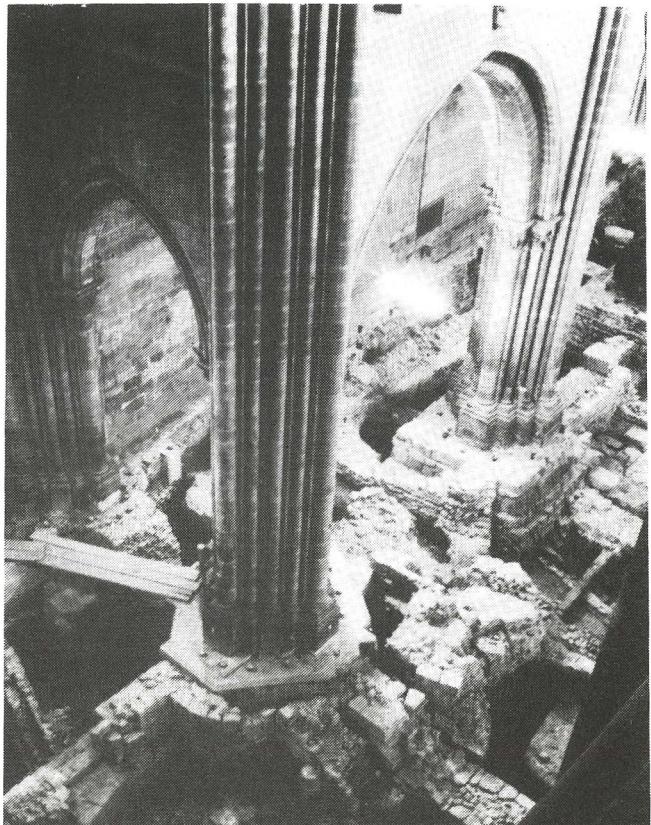


Fig 7 Aspect des fouilles archéologiques avec les piliers et mur sud de la nef

Références:

1. Martin C. Saint Pierre - Ancienne Cathédrale de Genève Association pour la Restauration de St Pierre - Kündig - Genève 1910
2. Buscarlet D. La Cathédrale de Genève Delachaux et Niestle, Neuchâtel 1969
3. Amberger G.F. Dr Géologie du Canton de Genève Publ. No 82 SSMSR 1971
4. Blondel L. Le Développement de Genève à travers les Siècles F. Roth et Cie, Lausanne 1946
5. Bonnet Ch. Chapelle des Macchabées Fond. des Clefs de St Pierre, Genève 1979
6. Comte Ch. Technologie des Tirants Fond. Kollbrunner/Rodio, Zurich 1976
7. Mascardi C. Il Comportamento dei Micro-pali sottoposti a Sforzo assiale Fond. Kollbrunner/Rodio, Zurich 1970
8. Blandenier M. Le Micro-pieu et ses Applications Publ. No 99 SSMSR 1978

Swiss Standard for Vibrational Damage to Buildings

Norme Suisse sur les Dégâts dus aux Vibrations

J. STUDER
A. SUESSTRUNK

Head Soil Dynamics, Institute of Foundation Engineering and Soil Mechanics, ETH Zurich, Switzerland
Professor of Applied Geophysics, University of Berne, Switzerland

SYNOPSIS The new Swiss standard SN 640 312 "Effects of vibrations on structures" is based besides other considerations on the results of vibration measurements carried out in Switzerland since the early nineteen sixties. These results are summarized in a graphical representation and the basic concepts underlying the new standard are discussed. On the basis of this investigation guidelines could be fixed, giving limiting values which compared to those previously used in Swiss practice are distinctly higher. In contrast to other codes a substantially stronger weighting of the frequency content of the vibration has been introduced. Further evaluation showed that a reliable prediction of vibration intensity using well-known formulas is not possible, at least for the given situation in Switzerland.

INTRODUCTION

Parts of Switzerland are quite densely built-up, and civil engineering works often cause disturbances and damage of various kinds to both residential and other buildings. One important aspect is the effect of vibration due to blasting and pile-driving works etc. Up till recently there existed no generally accepted criteria taking into account local conditions within Switzerland.

The Association of Swiss Highway Engineers (VSS) initiated a working group financed by the Federal Office of Highways to collect and analyse as many results of measurements carried out since about 1960 on vibrations as possible. The aim was to produce criteria for the damaging effects of vibrations on buildings and aids for predicting approximately the vibrations caused by certain building works. Herein particular results of this investigation are briefly presented.

BASIC PRINCIPLES

General aspects

Vibrations can disturb persons, prevent equipment from functioning properly and even damage buildings. The corresponding limiting values can be very far apart. Humans react very sensitively to vibrations, and levels of vibration well below those causing damage to buildings may be very troublesome. Admissible intensities of vibration for equipment and machines differ widely according to type. Depending on the circumstances the expert has to decide what has priority - persons, equipment or the building. The limiting values will be correspondingly different. By considering these three categories

separately an optimum protection of building and occupants as well as the economics of the constructional process can be given due consideration.

Consequently a clear division of the guide values with regard to the object to be protected is made in Switzerland. The standard discussed here is only concerned with the protection of buildings. The corresponding permissible levels for the protection of persons against vibrations will be published shortly by the Federal Office for the Protection of the Environment. Limiting values for apparatus and equipment have to be fixed specifically by the manufacturer or experts. At the present time these exist solely in certain requirements for military purposes and equipment installed in aircraft.

The aim of the Standard (Norm SN 640 312) is to set guide values below which light damage to buildings is improbable. Light damage is understood as formation of cracks, falling away of plaster, breakage of windows not properly fixed. Damage to the basic support structure of a building is excluded.

The occurrence of such light damages does not lead to a reduction of the usability or commercial value of a building. This aim corresponds to the highly estimated concept of property ownership in Switzerland and leads to relatively low limiting values. From the viewpoint of the overall economic benefits it would be quite reasonable to raise the limiting values and accept certain light damages. For this reason the limiting values in countries with a less developed protection of private property are generally somewhat higher.

Collection of data on vibration measurements

In the first phase of the investigation the available Swiss data for vibration measurements covering the last two decades was evaluated. We were provided with either the original recordings or the evaluated results of about 200 investigations, involving long-term observations containing numerous measurements. As far as was possible the measurement data was supplemented by other information, e.g. layout of the detectors, type of construction and condition of the structure, source of vibration (blasting charge, disposition of explosives, delay amount of charge, performance of the pile-driving equipment, etc.), geological and local ground conditions.

The measured value was taken uniformly throughout the investigation to be the total vector of peak particle velocity of the measuring point. For more recent recordings this value was obtained directly from the instantaneous values of three components of the velocity vector. In the case of older investigations it was necessary sometimes to assume that the individual maxima of the three orthogonal components could be considered, although their instant of occurrence did not coincide.

For the measurements mainly moving-coil seismometers were used, connected to amplifiers and direct recorders (Phillips-Oscilloscript) or UV recorders with an overall frequency range of 6-150 Hz in the earlier period (circa 1970), and later up to 500 Hz. Occasionally instruments were employed, which only recorded the peak value per event, giving no information regarding frequency content. The vibrational frequencies were determined approximately by counting the sinusoidal oscillations of the range of maximum response in the recording. The source of vibration was predominantly blasting for excavations of foundations, pipelines, tunnelling etc. Generally, relatively small charges (0.3-10.0 kg) per delay amount were used. In Switzerland chamber blasting hardly ever occurs in the neighbourhood of residential areas. Normally delayed deep drill hole detonations are used in rock quarries.

It was soon observed that the major part of the data related to relatively weak vibrations, i.e. peak particle velocities < 10 mm/s. Further, only few measurements existed in connection with proven damage. Thus the body of data gave somewhat limited information about minimum vibration intensity levels below which no damage results. Thus it may be concluded from the data that for most of the objects stronger vibration levels could have been permitted. The data analysis was restricted to peak particle velocities in excess of 3 mm/s. The frequency analysis of the data showed that usually the frequency was in the range of 15-50 Hz, with an upper limit at about 150 Hz for private dwellings and 300 Hz for factories, bridges, etc. Only very occasionally vibrational frequencies below 8-10 Hz were registered, as in the case of pile driving in the vicinity of buildings founded on soft sediments e.g. at the shore of a lake, and in silted-up areas. Fig. 1 contains the relatively few data out of the whole collection, for which fairly reliable information regarding vibration

frequency and building type exist. Also shown are the guide values decided upon by the working group. Of course these limits are the result of a compromise. They lie substantially below those values proposed by the special investigator, but still well above the values previously used in practice in Switzerland.

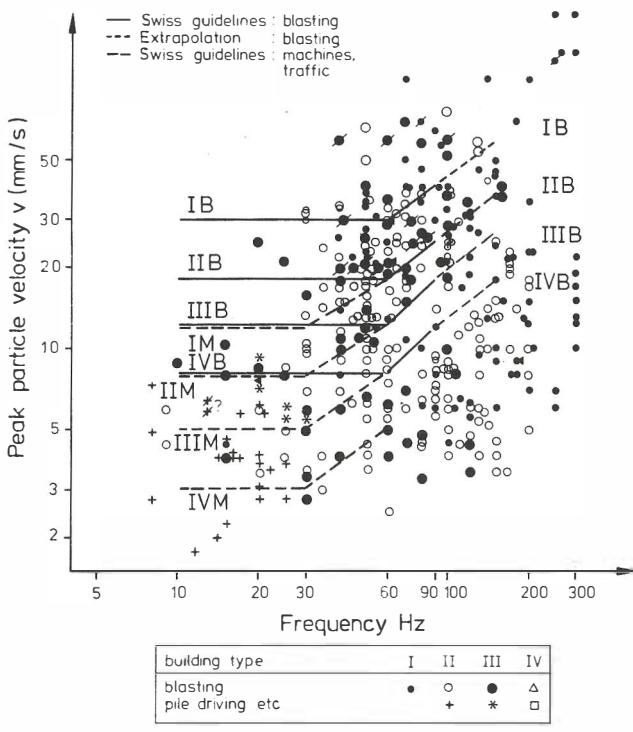


Fig. 1 Summary of measurement data for which it was possible to define frequency, source of vibration and building type.

Factors influencing damage occurrence

The most important factors relating to damages are:

- source of vibrations
- constructional type
- condition of building
- geological conditions

These 4 factors are considered in the standard and are discussed separately in the following sections.

Source of vibrations

The vibrational source is above all due to civil engineering works such as blasting, pile-driving, vibro-driving as well as railway and highway traffic.

The vibrational source determines the frequency content and duration of vibration. The relatively short duration (impulse-type loading) of blasting vibrations does not lead to any important resonant effects in building components. However, with periodic excitation due to pile-driving, vibrators and traffic considerable resonance effect is sometimes possible.

This fact is recognized in the Swiss Standard by assigning lower guide values to periodic excitation.

Type of construction

The climate, the locally heterogeneous ground conditions and the high standard of living led in Switzerland to fairly expensive, rigid forms of construction as compared to those in neighbouring lands. For a long time now in the cities and urban areas wood has not been used extensively as a structural element, contrasting e.g. with Scandinavian and American building practice. Thus, a direct adoption of guidelines from other countries did not seem to be appropriate.

Buildings consist of a multitude of parts capable of vibrating. High amplitudes, i.e. significant stresses in a structural component only arises in the region of its eigenfrequency. The significant eigenfrequency of the assembled structural components (floors, walls, columns) usually falls in the range 10-60 Hz, whereas that of the complete structure is below 10 Hz. For the vibration frequency spectrum normally encountered (cp. Fig. 1) resonance effects are likely to be important only in the case of floors and walls. Especially in the case of blasting vibration an excitation of the fundamental frequency of the whole building is very improbable. But for low frequency machine vibrations and relatively stiff structures this case may arise. If the structure as a whole is excited its stiffness and the ground conditions play a different rôle than when only individual components are excited. For this reason vibrations with frequencies under 10 Hz are excluded in this standard.

With respect to structural components excited near their resonant frequencies of foremost importance are the value of the particle velocity and the material damping. This is the reason why velocity is regarded, in practically all criteria of vibrational damage, as the decisive factor.

The probability of a strong excitation of a structural component within a building is greatest at frequencies < 60 Hz. For frequencies well above the eigenfrequencies these components are still excited but the amplitudes are small compared to that of the source motion. The induced stresses are thereby approximately proportional to the amplitude of the forced vibration. Since for the same particle velocity of the exciting vibration the amplitude of deformation and thus of stress also decreases with increasing frequency higher limiting values may be stipulated for frequencies higher than about 60 Hz. For this reason the standard makes a subdivision of the guide values at a frequency of 60 Hz. Relatively few observations of damage have been made at frequencies above 60-100 Hz.

Pile driving equipment (hammer or vibrator) work predominantly in a frequency range of 10-30 Hz. From experience it is also known that strong resonance effects are quite probable in this range. Thus the standard fixes particularly low values for this range of frequency.

The occurrence of damage due to weak vibrations can be conceived as follows. As is well-known in the course of time fine cracks develop in every building. They arise from thermal stresses, drying out, induced structural stresses, settlements etc. This is particularly evident in the plasterwork, as the material can be stressed locally near to its failure strength. The additional dynamic stresses, even for very weak vibrations, may be enough to cause the rupture of the material. Thus the vibration causes cracks to develop prematurely, which would probably have occurred later in any case. A small increase of existing cracks should not therefore be regarded as a true damaging effect of the vibrations.

Depending on the type of construction a building may respond differently to vibrational effects. This fact is recognized in the standard by considering 4 constructional types (cp. Table III), which commonly occur in Switzerland. Unfortunately no accurate statistics exist about the distribution of these building types. However, some information could be obtained from the building fire insurances, which are obligatory in many parts of Switzerland. In Table I the distribution of these building types in rural, semi-urban and urban areas is shown for Canton Zug, which may be considered in this respect to be representative for the whole of Switzerland.

Structural type III, wooden structures as well as groups I + II may be derived directly from the statistics. The percentage for I was estimated on the basis of the year of construction. The differences between rural, semi-urban and urban conditions is shown clearly in the table. Building types II and III generally predominate in all areas, whereby type II is more widespread in urban and semi-urban areas.

Condition of building

The condition of a building has a big influence on its susceptibility to developing cracks due to vibration. Especially in the case of recently renovated buildings the old cracks become quickly visible again and this process can be accelerated by vibrational effects. Therefore, for freshly renovated buildings and buildings in a poor condition a reduction of the limiting values is necessary. From experience it is known that such buildings have effectively a reduced stiffness and thus in the standard they are put in the next lower category.

Geological conditions

Geological and local ground conditions have a twofold influence on damage occurrence. The subsoil between the vibrational source and the object changes the frequency content, e.g. high frequencies are rapidly filtered out in loose, soft soils. Thus the soil properties are implicitly contained in the vibrational characteristics of the motion at the foundation of the building. The flexibility of the ground can greatly influence the fundamental frequency of the soil-structure system. Higher eigenfrequencies associated with the response of individual components are less affected.

TABLE I Distribution of structural types in Canton Zug

Area	Buildings	Structural types according to Table III								
		Total	%	I & II Number	I estimated %	II %	III Number	&	Wooden Structures Number	%
rural community	6502	100		2208	34	2	32		483	7
semi-urban community	4741	100		2544	54	3	51		315	6
urban community Zug	3084	100		2147	70	2	68		112	3
Canton total	14327	100		6899	48	2	46		910	6

TABLE II Approximate distribution of soil types in the Jura, Mittelland and Alps

Geological Conditions	Estimated distribution as % of building zones (existing or possible) in		
	Jura	Mittelland	Alpine Regions
soft sediments (lacustrine, etc.)	10 %	10 - 20 %	5 %
compact moraine or gravel	35 % (only small occurrence of moraine)	60 - 70 %	35 %
stiff soils and bedrock	50 %	20 - 30 %	60 %

Compared to other European countries ground conditions in Switzerland (esp. in the Mittelland where the bulk of the population lives) are favourable for the support of structures, consisting mainly of compact moraine and river gravel outwash. Table II summarizes typical soil conditions. This information is based on a rough estimate in per cent of actual and possible building land. This quantity, however, is not easily definable, since e.g. in the Alpine regions large areas must be categorized as unsuitable for building purposes. It is evident that good bearing soils predominate.

The evaluation of the vibration data did not lead to the recognition of any specific dependences on soil conditions, at least not sufficiently to be considered in the standard. The actual geological and soil conditions are in any case not so easy to judge for a particular object. Therefore, soil conditions are not handled explicitly in the standard. In part they are included in the frequency spectrum of the measured vibrations. By omitting this parameter the limiting values could be presented in a simpler manner.

THE SWISS STANDARD (NORM SN 640 312)

The guidelines contain criteria and limiting values to protect buildings from damage caused by vibrations as well as recommendations for carrying out vibration measurements and the detection of damage.

The decisive parameter for estimating the likelihood of damage due to vibrations is the peak particle velocity (maximum value of total vector). The guide values of velocity are given in mm/s and assumed to be measured on the foundation of the building. If, in higher floors, stronger vibrations occur in individual structural components, these must be given special consideration. In Table III below the 4 structural types are distinguished.

For vibrations acting over a period of years (traffic, machines in continual use) damage may arise even if the corresponding guide values are not exceeded. In this case especially older buildings are to be placed in the next lower category. Occasional exceedance of the guide values by an amount of 30-50 % only increases slightly the probability of damage. For peak particle velocities twice as high as the given guide values damage is to be expected.

TABLE III Structural Types

Structural Type	
I	Reinforced concrete and steel construction (without plaster) such as industrial and commercial buildings; retaining walls, bridges, towers, above-ground pipelines. Underground structures like caverns, tunnels, galleries with or without concrete lining.
II	Building with foundation walls and floors in concrete with walls in masonry (brickwork, stonework) or concrete. Retaining walls of ashlar construction. Underground structures like caverns, tunnels and galleries with masonry lining. Pipelines buried in soft ground (soil).
III	Buildings with foundations and basement floors of concrete construction, with wooden beam construction in upper floors, brickwork walls.
IV	Buildings which are especially sensitive or worthy of protection.

PREDICTION OF VIBRATIONS DUE TO BLASTING

It would be desirable to be able to predict vibrations on the basis of empirical formulae. It was planned to incorporate such relationships in the standard. Thus the whole body of data was analysed with the intention of producing reliable prediction formulae, if possible.

However, the scatter in the data for all the different sources of vibration was much greater than expected. We shall illustrate this result in the case of blasting vibration results. In certain cases the data can be well represented by the well-known relation:

$$v = c \cdot Q^a \cdot R^b$$

in which v is the peak particle velocity

c is a constant

Q is the charge per delay

R is the distance from the blasting source to detector

a, b are constants

The most frequently used values for the exponents a and b are:

$$1/3 < a < 1/2, -2 < b < -1$$

whereby b is dependent upon R .

is shown in Fig. 2 (reduced to an equivalent charge of $Q = 1$ kg per delay assuming $a = 1/3$) obtained from blasting in compact rock (molasse and limestone). All data comes from measurements on the foundations of buildings, which were practically at bedrock level. Thus conditions were fairly uniform. Nevertheless the scatter is clearly too great to permit a useful prediction formula to be developed.

TABLE IV Guide values

Structural Type	Source of Vibration M:machines, traffic, constructional equipm. S:blasting	Frequency (Hz)	Guide Values v_{max} : value of total velocity vector mm/s
I	M	10..30 30..60	12 12..18*
	S	10..60 60..90	30..40**
II	M	10..30 30..60	8 8..12*
	S	10..60 60..90	18 18..25**
III	M	10..30 30..60	5 5...8*
	S	10..60 60..90	12 12..18**
IV	M	10..30 30..60	3 3...5*
	S	10..60 60..90	8 8..12**

Remarks:

* The lower value applies at 30 Hz, the upper one at 60 Hz. For intermediate frequencies interpolation is necessary.

** The lower value applies at 60 Hz, the upper one at 90 Hz. For intermediate frequencies interpolation is necessary.

Fig. 3a,b presents the results of a detailed investigation involving a roof gallery being driven in uniform, relatively brittle gneiss of good quality. During the complete excavation process the same drilling and disposition of explosive charges was used practically all the time. The charge per delay was 1-2 kg (Altorfit & Volumex). It is evident from Fig. 3 that, although data for a single measuring station fits the above relationship quite well, here again the analysis of the data from all stations reveals that the data exhibits a very considerable scatter in spite of the homogeneous conditions. The conclusion is that the various published formulae and tables (relationship between charge, distance from source and vibration intensity) for excavation blasting with relatively small charges are not reliable for prediction purposes, at least for Swiss conditions. For this reason it was decided not to introduce such formulae into the standard. Reliable prediction information may thus be obtained only from preliminary tests.

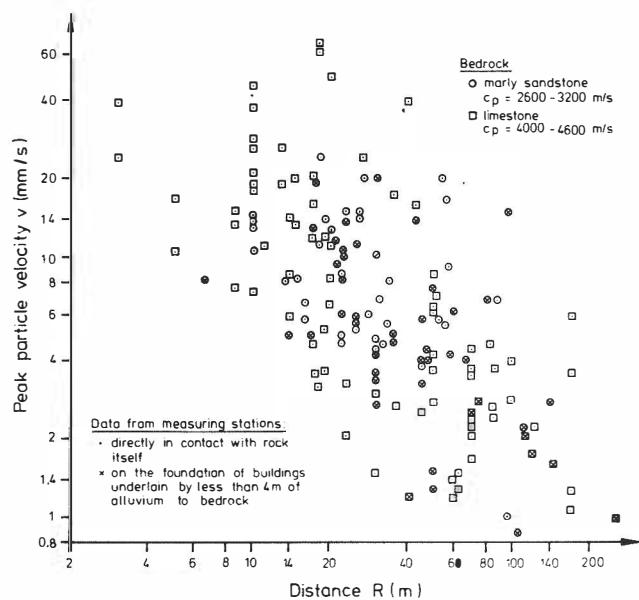


Fig. 2 Peak particle velocities due to blasting for excavations and quarrying as a function of distance R.

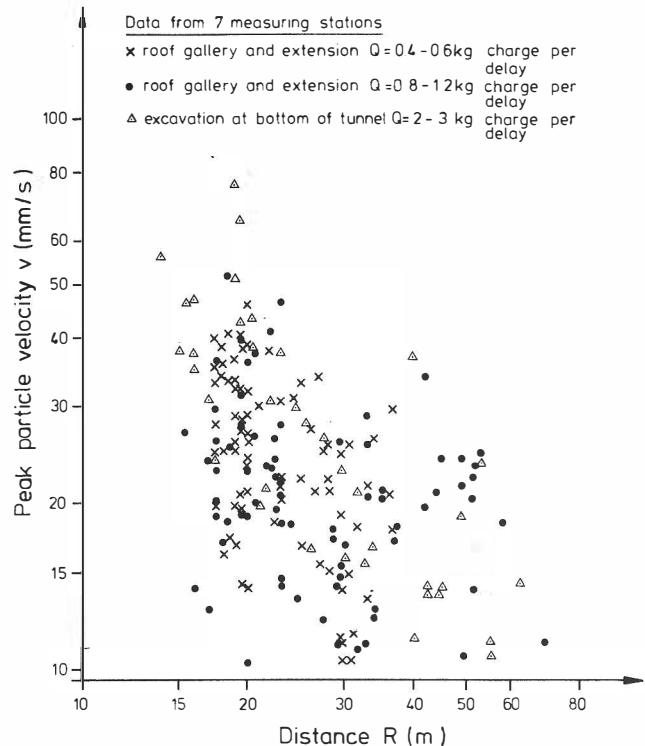


Fig. 3 b) Overall data.

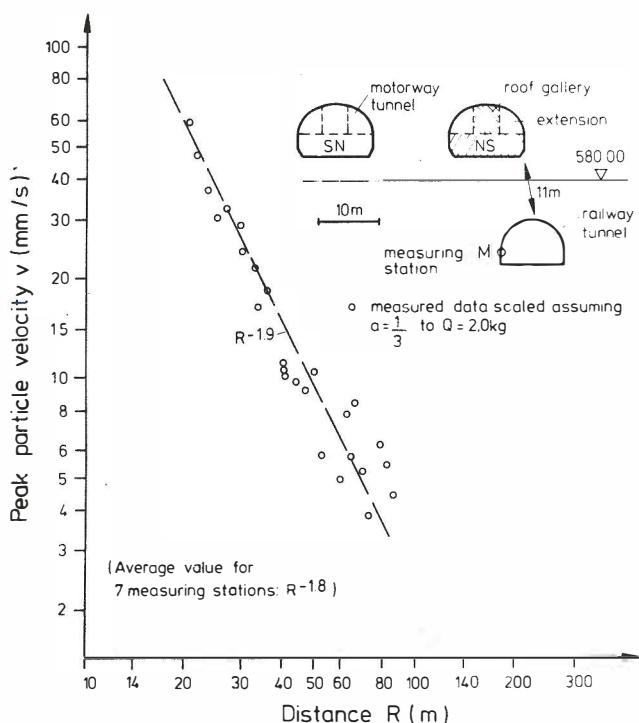


Fig. 3 Illustration of the scatter of peak particle velocity for relatively homogeneous conditions.

a) Data from a single measuring station (M). Rock: Gneiss (excavation of profile without lining).

EXECUTION OF VIBRATION MEASUREMENTS

To guarantee a satisfactory determination of peak particle velocities the standard lays down the minimum requirements for measuring and registration equipment and the arrangement of measuring stations. The normal equipment per station (one measuring point) consists today in Switzerland of a 3-component seismometer (moving-coil type with natural frequency of about 6 Hz) and a small UV-recorder which is assembled with a simple amplifier, and often combined with an analogue computer to find the total vector, whose output is registered on a separate track. For extensive investigations the same type of equipment is used with larger registration devices.

ACKNOWLEDGEMENTS

The authors wish to express their hearty thanks to the Swiss Association of Highway Engineers for permission to publish this work, to the Building Insurance Office of Canton Zug for the statistical data and to Dr. E.G. Prater for the English translation.

REFERENCES

- SN 640 312 "Erschütterungseinwirkungen auf Bauwerke", Schweizerische Normenvereinigung SNV, Zürich.
- Geotechnische Karte der Schweiz, 1:200'000, Blatt 1 bis 4, Schweizerische Geotechnische Kommission, 1963-1967, Kümmel & Frey, Bern.

Fluage des Formations Argileuses Alpines

Creep in Alpine Clayey Formations

M. DYSLI

Chef de Section, Ecole Polytechnique, Fédérale de Lausanne ISRF, - Laboratoire de Mécanique des Sols,
Département de Génie Civil

E. RECORDON

Professeur de Mécanique des Sols, Ecole Polytechnique, Fédérale de Lausanne ISRF, - Laboratoire de
Mécanique des Sols, Département de Génie Civil

RESUME L'étude de glissements de terrain dans les formations argileuses des Préalpes et du Plateau suisse a montré que, dans un mouvement gravifique, les sols argileux devaient être considérés comme un solide ou un liquide visqueux plutôt que comme un solide rigide - parfaitement plastique. Les lois des matériaux proposées jusqu'à aujourd'hui ne conviennent cependant pas à ces écoulements visqueux. Les auteurs tentent d'expliquer cette différence et exposent les premiers résultats d'essais réalisés notamment avec un nouvel appareil de cisaillement rotatif.

INTRODUCTION

L'instabilité des formations des Préalpes et du Plateau suisse se manifeste par de lents mouvements dont la cinématique n'a que peu de chose à voir avec celle découlant de la théorie classique de la stabilité d'une pente. Un sol argileux paraît se comporter beaucoup plus comme un liquide visqueux que comme un matériau rigide - parfaitement plastique, base de la théorie classique.

Ces mouvements sont lents, mais cependant la cause de dégâts importants aux immeubles et voies de communication, car ils se produisent sur la plupart des pentes des Alpes, Préalpes et du Plateau suisse.

Les moyens confortatifs utilisés pour réduire leur importance découlent le plus souvent d'analyses rigides - parfaitement plastiques (le syndrome du cercle !) et sont ainsi parfois mal adaptés à ralentir l'écoulement d'une pente visqueuse.

Cette brève communication décrit et commente tout d'abord trois "glissements visqueux" typiques, rappelle quelques lois de matériaux visqueux déjà proposées et les compare avec la réalité observée sur ces trois glissements typiques et avec les premiers résultats d'essais entrepris en laboratoire au moyen d'un nouvel appareil de cisaillement rotatif.

ETUDES DE CAS

Glissement du Bois Carrien (Fig. 1 à 4)

Ce glissement est situé dans la banlieue de Genève sur la rive gauche du Rhône. Il se développe dans des formations morainiques würmien reposant sur des cailloutis de retrait würmien ou rissien de grande résistance mécanique. Dans les formations morainiques supérieures, la présence et la géométrie de lentilles d'argile intra-morainique légèrement surconsolidée et de faible résistance résiduelle au cisaillement prédisposait ces terrains de la rive gauche du Rhône à un déséquilibre par rupture progressive. Ce phénomène progressif et très lent a été amorcé, il y a plusieurs milliers d'années, par l'érosion naturelle qui a approfondi le vallon

du Rhône et détruit ainsi la butée retenant les terrains du versant actuellement en glissement. Le phénomène de rupture progressive se poursuit aujourd'hui dans la partie supérieure du glissement, alors que les zones au-dessous se déplacent vers l'aval par fluage des lentilles d'argile intra-morainique.

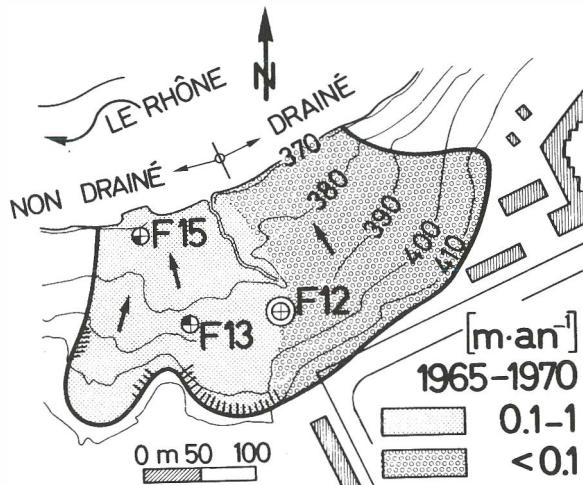


Fig. 1 Glissement du Bois Carrien - Situation

Ce glissement a été découvert lors de la construction en 1962 du remblai sous la route visible en bas à gauche de la figure 1. Ce remblai fut la cause de mouvements très importants de la pente pouvant atteindre un mètre/an; ils ne furent cependant pas, à cette époque, exactement mesurés. La vitesse décrut assez rapidement et la route pu être achevée. Un drainage superficiel de la partie Est fut aussi exécuté à cette époque. La mesure précise des déplacements ne débuta qu'en 1965 avec un réseau de polygones. En 1972, un puits pendule (F12) et des tubes clinométriques vinrent compléter ce réseau, notamment ceux dénommés F13 et F15 sur les fig. 1 + 2.

Aujourd'hui, l'effet de la débâcle de 1962 ne se fait, depuis longtemps, plus sentir et le fluage de la pente sous la niche d'arrachement est à nouveau en régime permanent. Ce fluage a lieu dans la couche d'argile intra-morainique, et probablement sur toute son épaisseur (2 à 3 mètres); ceci sauf au pied du glissement où, comme le montre la figure 4 (F15), l'épaisseur en fluage est plus faible que l'épaisseur de la couche, ce qui s'explique par des variations des caractéristiques géotechniques que la figure 2 ne peut représenter.

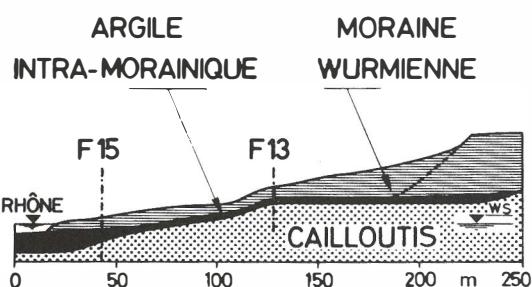


Fig. 2 Glissement du Bois Carrien - Coupe sur clinomètres F13 et F15

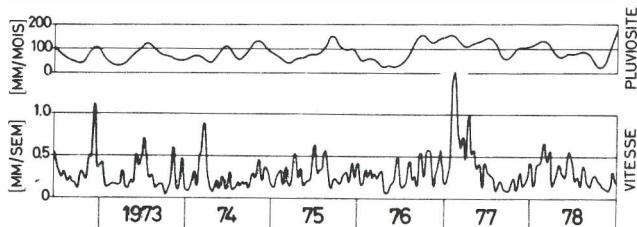


Fig. 3 Glissement du Bois Carrien - Vitesse et pluviosité

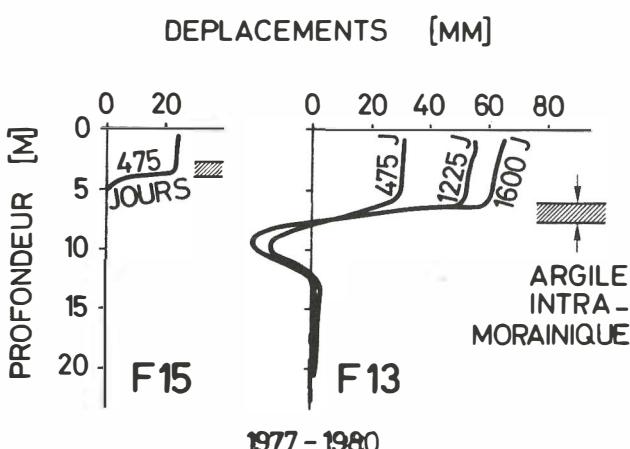


Fig. 4 Glissement du Bois Carrien - Clinométrie

Les caractéristiques géotechniques de cette couche d'argile intra-morainique font l'objet de la dernière ligne du tableau 1. On y remarque notamment que l'angle de frottement résiduel ϕ'_R est approximativement égal à la pente. L'allure des mouvements actuels est illustrée par les figures 3 et 4. La figure 3 décrit les mouvements enregistrés au moyen d'un pendule inversé placé dans le puits F12; on y constate que la vitesse du mouvement est quasi aléatoire, quoique un peu liée à la pluviosité.

Glissement de Villarbeney (Fig. 5 et 6)

Le glissement de Villarbeney est situé sur le versant N-O des Préalpes fribourgeoises. Il se développe sur des pentes recouvertes de forêts et de pâturages et n'a pas ainsi de conséquences économiques importantes. Il est étudié surtout pour des raisons scientifiques, car il est typique par sa nature et exceptionnel par sa vitesse élevée.

A Villarbeney, on ne peut plus vraiment parler de glissement, car les mouvements ne sont plus la conséquence d'une rupture d'équilibre sous la surface du sol. Les matériaux en mouvement proviennent de l'érosion et de ruptures locales d'équilibre dans les falaises surmontant le glissement. Ces falaises sont constituées par des marnes oxfordiennes surmontées par des calcaires marneux du Malm; elles ne sont pas représentées sur la figure 5.

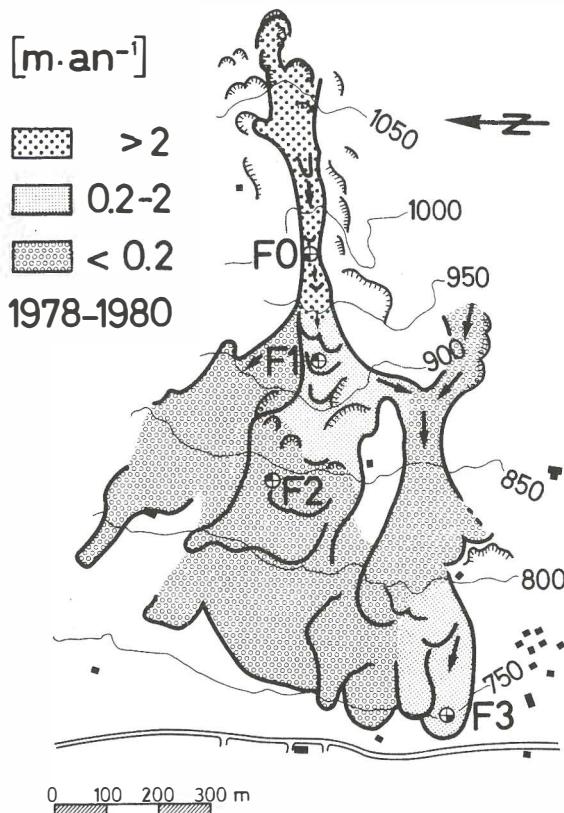


Fig. 5 Glissement de Villarbeney - Situation

Les matériaux produits par cette érosion et ces glissements locaux sont très argileux et se comportent au-dessous comme une pâte visqueuse qui s'écoule dans le ravin étroit du haut de la figure 5, pour venir se répandre sur les pentes dominant la route cantonale. Tout en s'écoulant, une langue d'argile visqueuse se consolide sous son propre poids et sa viscosité augmente petit à petit, ce qui tend à ralentir sa vitesse. Une autre langue peut alors s'écouler par-dessus. Si les matériaux la constituant sont moins visqueux de par leur constitution minéralogique ou leur degré de consolidation que ceux de la langue inférieure, la nouvelle langue peut dépasser l'ancien front.

Toute la masse glissée est constituée ainsi par des langues d'écoulement visqueux, de largeur variable, se superposant les unes aux autres. Ce glissement est équipé d'un réseau de points topographiques observés par polygonation et triangulation, par des tubes clinométriques placés dans quatre forages et par des cellules de mesure de la pression interstitielle placées à différents endroits et à différentes profondeurs.

Les principales caractéristiques des sols en mouvement font l'objet des trois premières lignes du tableau 1. On y remarque notamment que l'angle de frottement résiduel est toujours beaucoup plus élevé que la pente.

Le mode et les vitesses du mouvement sont illustrés par la figure 6. Elle montre que dans le ravin supérieur (F0), l'épaisseur de la masse en fluage est de quelque 7 mètres et sa vitesse superficielle d'environ 3 mètres/an. Seules deux mesures ont pu être réalisées dans ce tube, car sa forte courbure n'a pas permis de descendre le clinomètre une troisième fois; les mouvements superficiels à cet endroit sont cependant observés régulièrement par deux polygones de points de mesure. Au forage F1, le fluage ne se produit plus que dans une couche de quelques mètres d'épaisseur située à environ 15 mètres de profondeur. Avant l'exécution du forage F1 et la pose du tube clinométrique, des vitesses superficielles d'environ un mètre/an avaient été mesurées à cet endroit. Quant à la langue terminale (F3), elle flue sur toute son épaisseur à une vitesse de quelque 0,2 mètre/an. Un point topographique placé au-dessus de ce clinomètre a accusé un déplacement de 23 mètres en 54 ans.

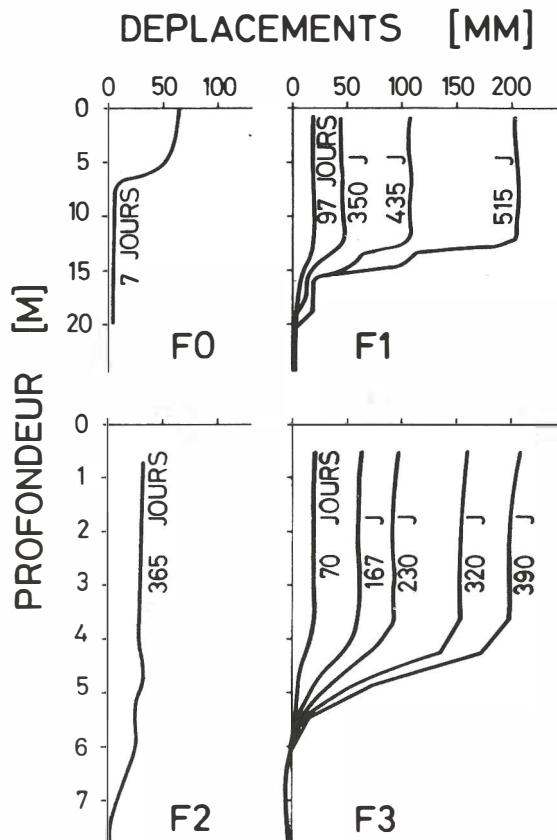


Fig. 6 Glissement de Villarbeney - Clinométrie

Glissement des Luges (Fig. 7)

Le glissement des Luges est un des glissements les plus célèbres de Suisse, car il coupe trois voies de communication importantes. Sur la situation de la figure 7 n'est représentée que la partie inférieure de ce mouvement gravifique; cette figure est tirée d'une description de ce glissement par Bersier, Blanc et Weidmann (1975).

	pd [t·m ⁻³]	w (4) [%]	wL [%]	I _P [%]	< 2 μ (4) [%]	> 0.5 mm [%]	φ' [°]	φ _R ' [°]	β [°]
VILLARBENEY F0 (1)	1.54 ± 0.10	30.1 ± 6.0	40.8 ± 2.2	22.6 ± 2.2	20.5 ± 4.0	42.5 ± 7.5	—	24	13
VILLARBENEY F1 (2)	1.46 ± 0.10	31.1 ± 10.1	46.2 ± 1.1	23.3 ± 5.6	26.0 ± 8.0	25.0 ± 12.0	22.4	22	14
VILLARBENEY F3 (1)	1.09 ± 0.30	65.0 ± 35.0	48.9 ± 15.0	24.4 ± 7.6	20.5 ± 7.4	45.0 ± 20.0	—	—	12
BOIS CARRIEN (3)	1.66 ± 0.06	25.1 ± 3.0	49.4 ± 8.4	27.9 ± 6.1	42.0 ± 14.0	10.0 ± 2.0	18 ± 4	11 ± 1	12
(1) Toute la masse en fluage	(2) De 15 à 18 m de profondeur								
(3) Argile intra-morainique	(4) Sur la fraction 0 - 0.5 mm								
β = Pente du glissement									

Tableau 1 Bois Carrien et Villarbeney - Caractéristiques géotechniques

La partie supérieure dénommée "Glissement de la Cornalle" alimente le secteur des Luges avec un matériau argileux provenant de l'éboulement continu d'une falaise de Molasse marno-gréseuse (probablement Stampien supérieur). Dans le secteur de la Cornalle, ce matériau a les caractéristiques moyennes suivantes: 23% de sable et gravier, 44% de limon et 33% d'argile; la fraction argileuse ($< 2 \mu$) est composée de 10-30% de kaolinite, de 15-40% de chlorite, de 40-45% d'illite et de 5-15% de montmorillonite. Dans le secteur inférieur des Luges, l'épaisseur de la masse en fluage varie de 5 à 15 mètres et sa pente moyenne est de 18 degrés.

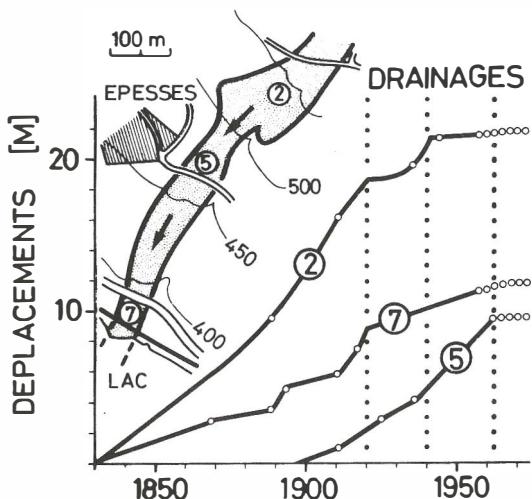


Fig. 7 Glissement des Luges - Situation et déplacements dans le temps

Nous avons voulu citer ce glissement car les plans cadastraux très précis de cette zone de vignoble ont permis d'estimer les mouvements en différents points depuis 1830. La figure 7 montre que la vitesse de ces mouvements a tout d'abord tendance à augmenter avec le temps, puis qu'elle est ralentie de façon significative par les trois séries de travaux de drainage exécutés depuis 1920. Dans les environs du point 2 de la figure 7, après l'exécution, en 1920, des premiers travaux de drainage, l'accélération du mouvement provient très certainement de la destruction progressive des drainages.

LOIS DES MATERIAUX

Lois proposées et réalité

Les lois du matériau classiques de la mécanique des sols ne considèrent pas le sol comme un matériau visqueux; cependant, en 1931, Terzaghi tentait déjà cette approche. Ensuite, de nombreux auteurs étudièrent, par des essais en laboratoire et théoriquement, le sol comme un solide (déformations finies pour un temps infini) ou un liquide (déformations infinites pour un temps infini) visqueux. Citons par exemple: Haefeli (1953), Singh et Mitchell (1968), Bishop et Lovenbury (1969), Shibata et Karube (1969), Yen (1969), Biarez et Boucek (1973), Ter-Stepanian (1975).

Il n'est pas possible ici de faire la synthèse de ces recherches, mais nous pouvons rapidement énumérer leur principaux enseignements:

- La limite de fluage ou limite de mobilisation, soit la limite entre l'état solide et l'état liquide, n'est pas égale à la résistance résiduelle du sol, sauf peut-être pour les sols surconsolidés où le domaine liquide compris entre la résistance résiduelle et la limite de fluage est très étroit. Les modèles, à première vue très plaisants, du type Bingham, avec une limite de fluage égale à la résistance résiduelle du sol (Yen, 1969), ne sont donc pas généralement applicables.
- En-dessous de la limite de mobilisation, certains essais ont montré que, pour un tenseur constant avec le temps, la déformation est approximativement linéaire en fonction du logarithme du temps, ceci aussi bien pour la déformation volumétrique que pour la distorsion. D'autres essais ont eux montré que c'était plutôt le logarithme de la vitesse de déformation qui est une fonction linéaire du logarithme du temps et que la constante initiale de cette fonction est proportionnelle au tenseur des contraintes ($\log \dot{\epsilon} = C_1 + C_2 \cdot \log t$ avec $C_1 = f(\text{tenseur contraintes})$, $C_2 = \text{constante}$).
- La détermination de la limite de mobilisation s'est faite avec des conditions de déformation très variées: torsion simple, torsion tri-axiale, compression simple, compression tri-axiale, cisaillement direct, etc., et des degrés de consolidation, de remaniement et des conditions de drainage tout aussi variées; la synthèse des résultats obtenus est ainsi hasardeuse. En outre, il est difficile de dire si cette limite est la même pour tous les teneurs et chemins de contrainte. A notre avis, cela n'est pas le cas.
- Au-dessus de la limite de fluage, soit dans l'état liquide, la plupart des essais démontrent une accélération très rapide (incontrôlée?) des déformations, ceci à l'exception des essais de Ter-Stepanian (1975) qui ont permis de quantifier un peu mieux le fluage liquide.
- Les relations donnant la déformation ou la vitesse de déformation en fonction du temps impliquent de très fortes variations de la viscosité dynamique. L'usage de la viscosité statique est ainsi préférable (viscosité statique = viscosité dynamique/temps).

L'observation in-situ du fluage de pentes argileuses montre qu'aucun des modèles tirés des résultats d'essais connus ne convient. On observe, en effet, et nous avons tenté de le montrer dans la première partie de cette communication, un fluage presque stationnaire à long terme avec des accélérations et des décélérations à première vue aléatoires, quoique souvent en relation avec la pluviosité ou des chargements et déchargements à la surface de la pente ou sous la couche en fluage (sous-pression). Les variations de la viscosité dynamique y sont donc faibles.

A notre avis, cette différence provient du fait que dans la réalité, trois phénomènes contradictoires se combinent:

1. Un fluage solide sous le tenseur sphérique des contraintes (consolidation).
2. Un fluage solide ou liquide sous le déviateur des contraintes.
3. Sous l'influence de ce déviateur, une déconsolidation (relaxation) du sol par distortion, la limite de mobilisation correspondant au point de déconsolidation maximum où il n'y a plus d'orientation préférentielle des particules.

La figure 8 essaye de schématiser ce triple processus. On peut constater que ce schéma utilise la décomposition traditionnelle de la théorie de l'élasticité du tenseur des contraintes en un tenseur sphérique et en un déviateur. Une partie des essais très rapidement discutés ci-dessus concerne la loi No 1 de la figure et l'autre la loi No 2.

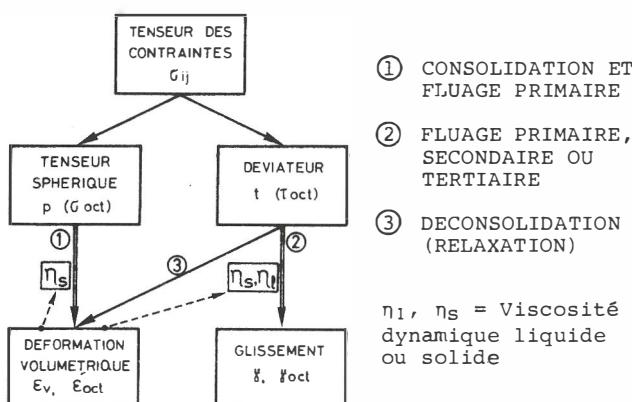


Fig. 8 Schéma du processus consolidation - fluage - relaxation

Dans un processus naturel de fluage, il ne faut pas non plus négliger les effets de l'excès de pression interstitielle. Dans un sol argileux et dans certaines conditions de drainage, une surcharge peut produire un excès de pression interstitielle qui peut mettre plusieurs années à se dissiper, et cet excès a une influence importante sur la viscosité du sol.

Dans le cas du Bois Carrien, la construction du remblai de la route a produit, dans la couche d'argile intra-morainique, une augmentation aussi bien du déviateur des contraintes que du tenseur sphérique. La forte accélération qui en a résulté est certainement la conséquence de l'augmentation du déviateur et de la mise en pression de l'eau interstitielle par le tenseur sphérique. Sa lente décélération est la conséquence, elle, d'une reconsolidation sous l'effet de l'accroissement du tenseur sphérique. L'exemple du glissement des Luges montre, entre autres, l'effet d'un drainage superficiel. Ce drainage agit de deux manières différentes: par diminution de la poussée d'écoulement sur la hauteur de la couche en fluage et par accroissement du degré de consolidation du sol sous un

tenseur sphérique augmenté par l'abaissement du niveau phréatique.

La partie supérieure du glissement de Villarbeney (F0) est en fluage liquide; la vitesse d'écoulement y est, en effet, actuellement presque constante, et la pente bien inférieure à l'angle de frottement résiduel. Plus bas, dans les environs du forage F1, la couche où des mouvements ont été constatés, est probablement en fluage solide; la pente générale du glissement à cet endroit est cependant aussi bien inférieure à la résistance résiduelle du sol (14° contre environ 22°). La langue inférieure (F3) est elle probablement en fluage liquide qui est certainement dû à une relaxation par distortion de terrains préalablement consolidés.

Enfin, il est intéressant de noter qu'un moyen confortatif ponctuel, tel un ancrage, n'aura que peu d'effet si l'on considère le sol comme un solide ou un liquide visqueux. S'il est précontraint, il peut avoir un effet de courte durée et local par augmentation du degré de consolidation du sol.

Essais en laboratoire

Les essais de fluage ont été exécutés, sur des échantillons prélevés dans le glissement de Villarbeney, avec l'appareil de cisaillement direct GEONOR H12 et avec un appareil de cisaillement rotatif, développé par nous-mêmes, dont les principales caractéristiques sont les suivantes:

- Rayon moyen du canal : 130 mm
- Largeur du canal : 60 mm
- Profondeur du canal : 50 mm
- Contrainte verticale max. : $800 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$
- Vitesse de rotation asservie à l'effort tranchant par un dispositif électronique et un moteur pas à pas.
- Distorsion libre sur toute la hauteur de l'échantillon: pas de surface de glissement obligée.
- Distorsion mesurée sur toute la hauteur de l'échantillon par un dispositif à rayons-X (billles de plomb).
- Mesure complémentaire de l'effort tranchant et de l'effort normal par des "jauges de Cambridge" placées au fond du canal et sur la partie mâle de l'anneau.

Les résultats obtenus avec l'appareil GEONOR H12 font l'objet de la figure 9. Ils ont été réalisés sur des éprouvettes prélevées dans le forage F1 du glissement de Villarbeney. Ils confirment les résultats des quelques chercheurs cités précédemment et notamment ceux obtenus par Ter-Stepanian. La figure 9a décrit la relation $\log \dot{\gamma} = f(\log(t))$. On peut y remarquer que le point de mobilisation M a été atteint pour l'essai avec $\tau/\sigma = 0.30$. Avec le déviateur de 0.37, l'essai a été interrompu avant, car la vitesse de distorsion était trop faible pour la précision des instruments de mesure. La figure 9b représente la relation entre la viscosité statique et la contrainte verticale; on remarquera sur la figure 9a que cette viscosité statique n'est pas tout à fait une constante avec le déviateur de 0.37.

L'appareil de cisaillement rotatif décrit plus haut a été construit pour tenter d'analyser ensemble les différents phénomènes qui se combinent dans un phénomène de fluage d'une pente. Sa mise au point a été plus longue que prévue et nous ne pouvons présenter ici que les tous premiers résultats obtenus.

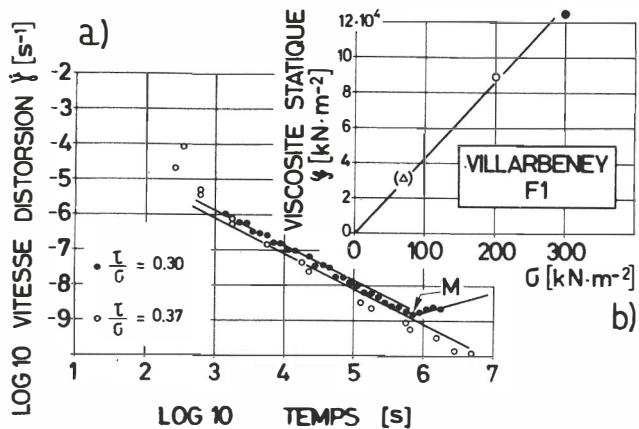


Fig. 9 Résultats essais de fluage avec l'appareil GEONOR H12

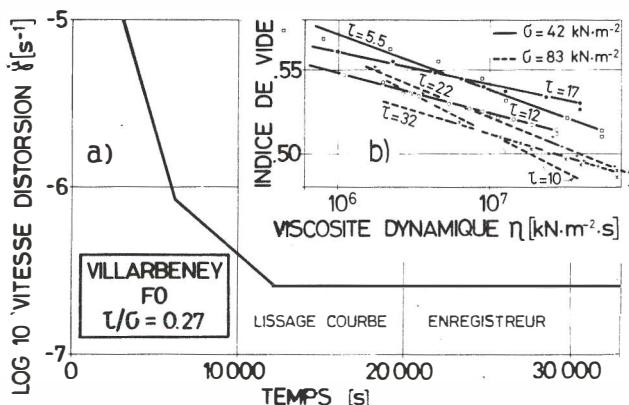


Fig. 10 Résultats essais de fluage avec l'appareil rotatif

Ces résultats sont tirés d'essais où les processus de consolidation et de cisaillement ont été exécutés en parallèle; autrement dit, la force verticale et l'effort de cisaillement ont été appliqués en même temps sur des éprouvettes annullées non consolidées.

Un exemple des premiers résultats fait l'objet de la figure 10; la figure 10a décrit un essai typique par la relation $\dot{\gamma} = f(\text{temps})$ et la figure 10b réunit tous les résultats déjà obtenus dans un diagramme donnant la viscosité dynamique en fonction de l'indice de vide. Sur cette dernière figure, on constate une tendance bien marquée dans la relation $n = f(e)$: pour les deux contraintes verticales de référence (42 et 83 kN.m^{-2}), plus la contrainte de cisaillement est élevée et plus la pente est faible. Trois phases de consolidation - fluage apparaissent sur les diagrammes $\dot{\gamma} = f(\text{temps})$: une première où les vitesses de distorsion sont très élevées mais décroissent rapidement, une deuxième avec des vitesses plus faibles et une décroissance moins rapide, et une troisième où la vitesse de distorsion est constante. A la fin

de la première phase correspond probablement l'annulation de l'excès de pression interstitielle qui n'est pas encore mesurée. Ces résultats sont en contradiction avec ceux obtenus avec l'appareil GEONOR H12 et ceux obtenus par Ter-Stepanian avec un appareil de cisaillement rotatif quant à la variation de la vitesse de fluage en fonction du temps; ils proviennent cependant de mesures de courte durée et doivent encore être confirmés par des essais de plus longue durée.

CONCLUSION

L'analyse de la stabilité et des mouvements gravifiques des pentes constituées de sols argileux du type de ceux rencontrés sur le Plateau suisse, dans les Préalpes et dans les Alpes (Huder, 1976) doit, à l'avenir, être menée en considérant le sol comme un solide ou un liquide visqueux plutôt que comme un solide rigide - parfaitement plastique; ceci, entre autres, de façon à mieux choisir les moyens confortatifs. Enfin, l'examen des causes du hiatus entre le comportement réel de ces sols et les résultats des essais en laboratoire doit être poursuivi.

BIBLIOGRAPHIE

- Bersier, A.; Blanc, P.; Weidmann, M. (1975). Le glissement de la Cornalle - Les Luges. Bull. Soc. vaudoise des Sc. Nat. No 347, Vol. 72, Fasc. 4
- Biarez, J.; Boucek, B. (1973). Viscoplasticité de l'argile in-situ et en laboratoire. Proc. 8th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Moscou, Vol. 1
- Bishop, A.W.; Lovenbury, H.T. (1969). Creep characteristics of two undisturbed clays. Proc. 7th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Mexico, Vol. 1
- Haefeli, R. (1965). Creep and progressive failure in snow, soil, rock and ice. Proc. 6th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Montréal, Vol. 3
- Huder, J. (1976). Creep in Buendner schist. L. Bjerrum Memorial Vol., Oslo
- Shibata, T.; Karube, D. (1969). Creep rate and creep strength of clay. Proc. 7th Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Mexico, Vol. 7
- Singh, A.; Mitchell, J.K. (1968). General stress-strain-time function for soils. J. of Soil Mech. and Found. Div. ASCE, SML
- Ter-Stepanian, G. (1975). Creep of clay during shear and its rheological model. Geotechnique 25, No 2
- Terzaghi, K. (1931). Static rigidity of plastic clays. J. of Rheology, Vol. 2, No 3
- Yen, B.C. (1969). Stability of slopes undergoing creep deformation. J. of Soil Mech. and Found. Div. ASCE, SM4

Safety Considerations for Cut in Unstable Slope

Sécurité d'une Tranchée dans une Pente Instable

J. HUDER
R. DÜERST

Professor of Civil Engineering, Institute of Foundation Engineering and Soil Mechanics, ETH Zurich, Switzerland
Civil Engineer, Institute of Foundation Engineering and Soil Mechanics, ETH Zurich

SYNOPSIS A well-known slope prone to slides in the Jura region was cut through over a fairly large distance at the tunnel approach for a new double track railway line. The depth of soil to bedrock is 12-15m and necessitated the use of various construction techniques over a short stretch: a bored pile wall with permanent anchors; excavation walls with temporary anchors in the cut and cover section of tunnel and the ground freezing method in the remaining part of the soil deposits up to the compact rock face. The techniques are briefly presented and the calculated risks in controlling the situation are discussed. The new Swiss code (Norm SIA 191, english tr. 1980) is briefly mentioned and relevant aspects to the problem in hand are discussed.

INTRODUCTION

The Born tunnel constructional site lies close to the river Aare on the east slope of the Jura hills between Olten and Rothrist. The construction work is for a double track railway line of the Swiss Federal Railways (SBB), which was necessitated by the extensions to the station at Olten. Traversing the Born ridge entails the construction of a tunnel and approach cuttings. The northern approach to the tunnel is in a known landslide area, which is cut into over



Fig. 1 North portal of the Born tunnel with anchored pile wall and ground freezing (photo SBB)

a stretch of 250 m reaching a depth of 13 m at the tunnel portal. The sides of the cutting are supported by an intermittent bored pile wall. Due to the given soil overburden of 12 to 15 m various constructional methods were employed over a relatively short stretch, namely excavation walls supported by permanent anchors in the northern cutting giving way to temporary anchors in the region of the cut and cover stretch of construction and finally use of the ground freezing technique in the soil material allowing full face excavation (Figs. 1 and 2 resp.); in the section with rock material mining techniques were applied to excavate the tunnel.

GEOTECHNICAL SITUATION

The hillside in front of the north portal of the Born tunnel is moderately undulating and wooded with an average slope of 28° towards the east. The foot of the slope running down to the river Aare is much flatter. The bedrock is formed of pushed-up mesozoic sediments of the Jura range consisting of marly limestone susceptible to weathering (Argovian/Effingerschichten) and is overlain by an 12 to 15 m thick layer of talus material (Fig. 3). These slope deposits are very heterogeneous, the matrix comprising a clay of plasticity index PI = 18.5 %.

The site investigation was carried out by means

TABLE I
Average soil properties of samples tested

wet unit weight	$\gamma = 22 \text{ kN/m}^3$
water content (natural)	w = 12 %
degree of saturation	$s_r = 80 \%$
plasticity index (standard deviation)	$PI = 18.5 \pm 6 \%$
activity (after Skempton 1948)	A = 0.8
permeability	$k = 10^{-9} - 10^{-10} \text{ m/s}$

of a large number of rotary borings. However, no undisturbed samples could be taken from the slope deposits. The average soil properties for this material are shown in Table I.

The average grain size distribution curve is shown in Fig. 4, whereby it is evident that all

fractions are more or less equally represented. The fines ($< 0.06 \text{ mm}$) predominate and determine the soil mechanics properties.

The permeability of the material is very low; nevertheless several water-bearing passages were observed. The pore water pressures, which were

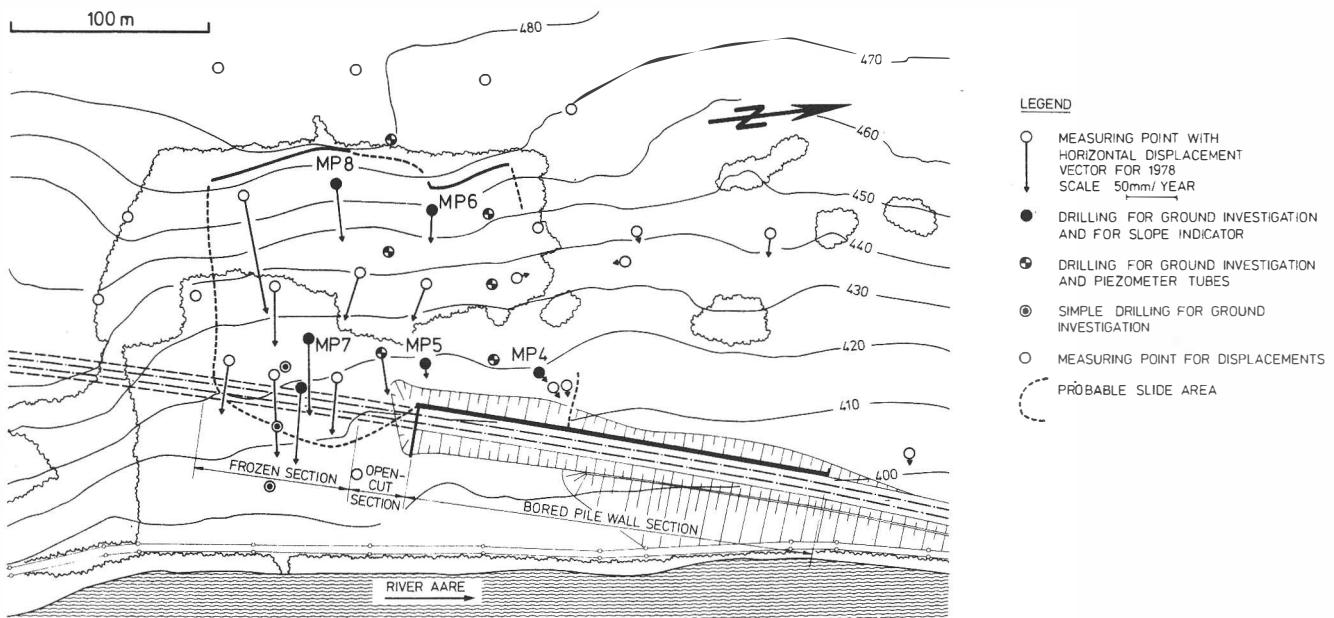


Fig. 2 Situation of the slope at the Born tunnel showing the measuring stations and in some cases the horizontal displacement vectors for the year 1978

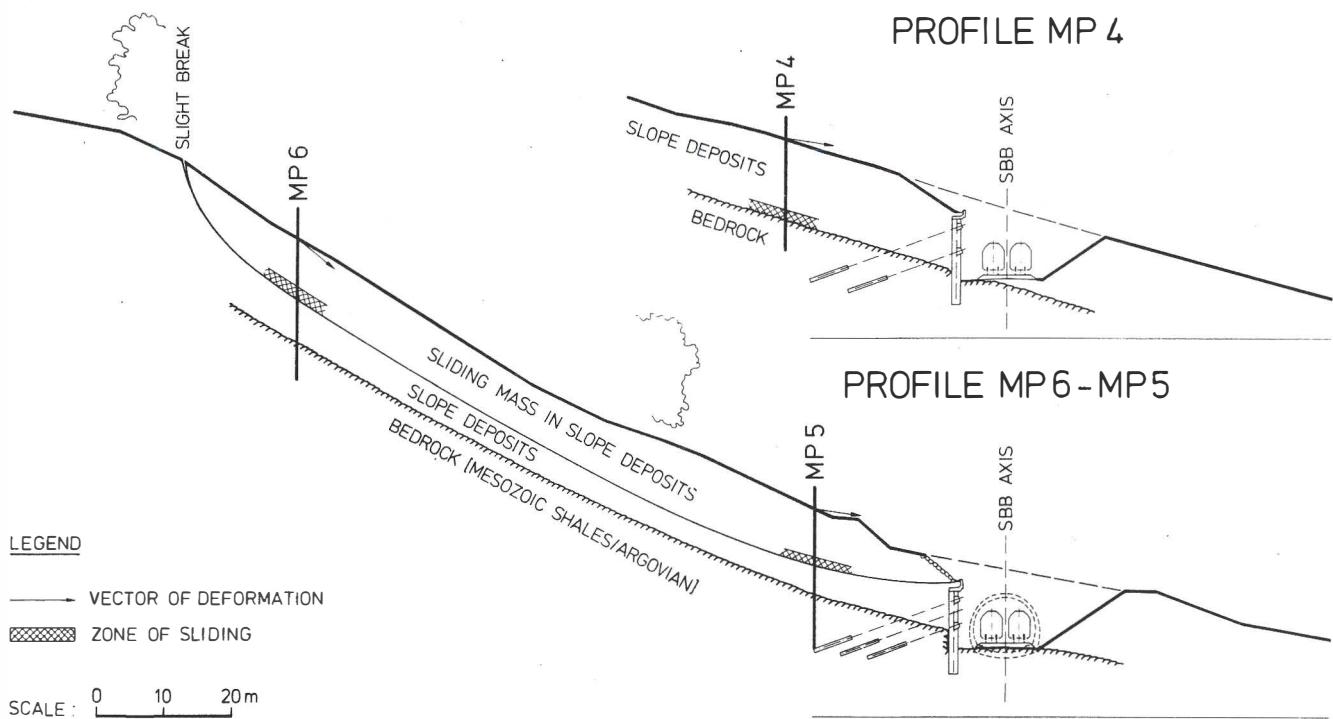


Fig. 3 Geotechnical cross-section in the area of the permanently tied back intermittent bored pile wall, with details of the sliding surface

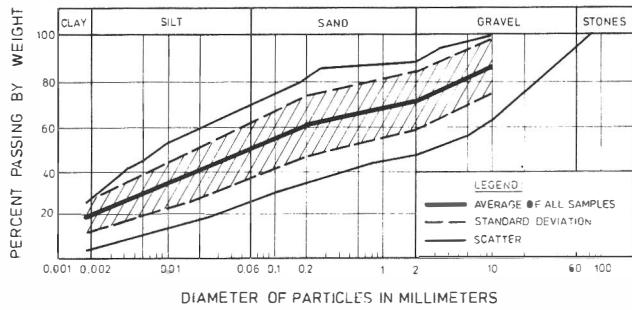


Fig. 4 Average grain size distribution of all samples investigated with scatter for 30 samples

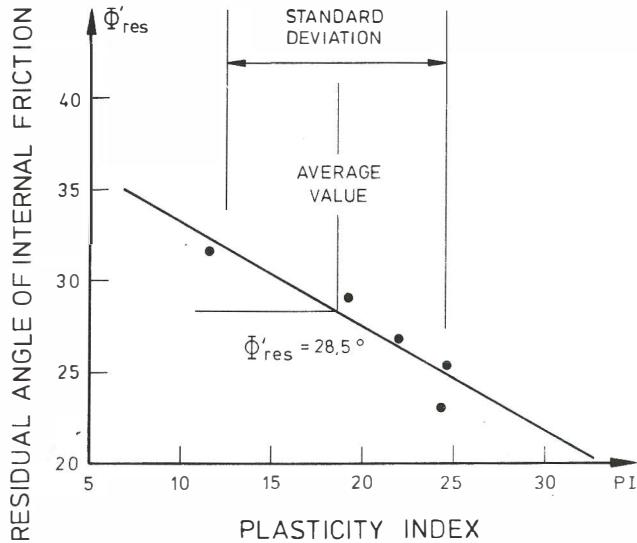


Fig. 5 The dependence of residual strength ϕ' (ring shear apparatus) on the plasticity index

measured by piezometers placed at various depths in the boreholes, were small. A ground water table is not present. It is more a case of water entrapped in various disconnected layers. Thus the ground is, in general, not saturated. Several samples were tested in the ring shear apparatus. The results are presented as a function of the plasticity index in Fig. 5. The residual shear strength corresponding to the average value of $PI = 18.5\%$ would be $\phi'_{res} = 28.5^\circ$. The post failure behaviour of the material is characterized by a very small loss of shear strength or even none at all. At large deformations, therefore, the shear resistance is comparable to the value at the peak stress.

The slope may be described as a talus-creep slope. To detect its movements points on the surface were surveyed geodetically and slope indicator measurements were carried out in special purpose-built tubes (Fig. 2).

PROJECT

Various schemes were studied. The chosen one was an intermittent bored pile wall, using permeable concrete as lagging. In this way a worsening of the instability due to the build-up of water from the permeable layers is avoided. The spacing between the 1.16 m reinforced concrete piles is 2.50 m. The piles are about 13 m long and embedded to a minimum of 3 m in the bedrock (Molasse).

The earth pressures are resisted by ground anchors. In the part in which the bored piles are permanently active the anchors are permanent and the support load is applied via reinforced concrete walings, while in the cut and cover section the anchors are temporary and act directly on the piles. For both types of tieback the conditions of the Swiss code must be fulfilled.

The Swiss code (SIA-Norm 191, Ground Anchors) permits permanent anchors to be considered as structures. However, distinct requirements are laid down: Permanent anchors must be replaceable. To know when they must be replaced periodic control is necessary. Depending upon the risk class of the structure - altogether there are 3 classes - the amount of control work and the chosen safety factor will be different.

In the present case deformation measurements and force measurements on about 10 % of the anchors was stipulated. The safety factor against sliding of the supported earth structure was $F = 1.5$, while for the load capacity of the anchors it amounted to $S = 2.0$. F and S are defined as follows:

$$F = \tau_f / \tau$$

$S = V_U / V_G$ in which

τ_f = failure shear stress

τ = working shear stress

V_U = load bearing capacity

V_G = working load

For permanent anchors in contrast to temporary anchors an effective corrosion protection must be guaranteed. In addition, before construction

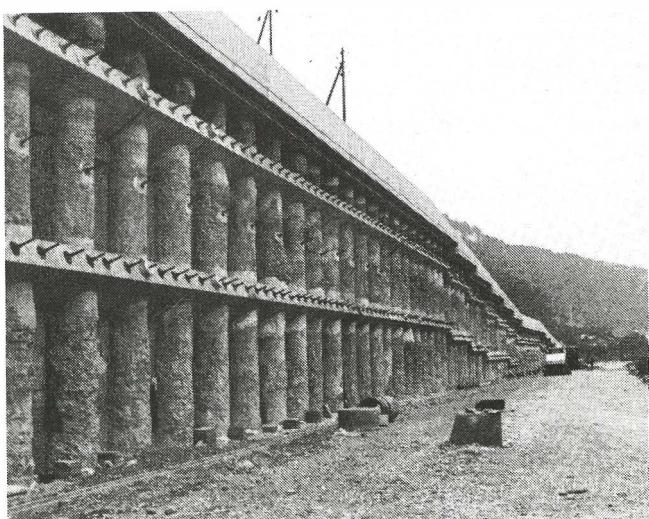


Fig. 6 Intermittent bored pile wall with 3 rows of permanent anchors in the area of the present tunnel portal

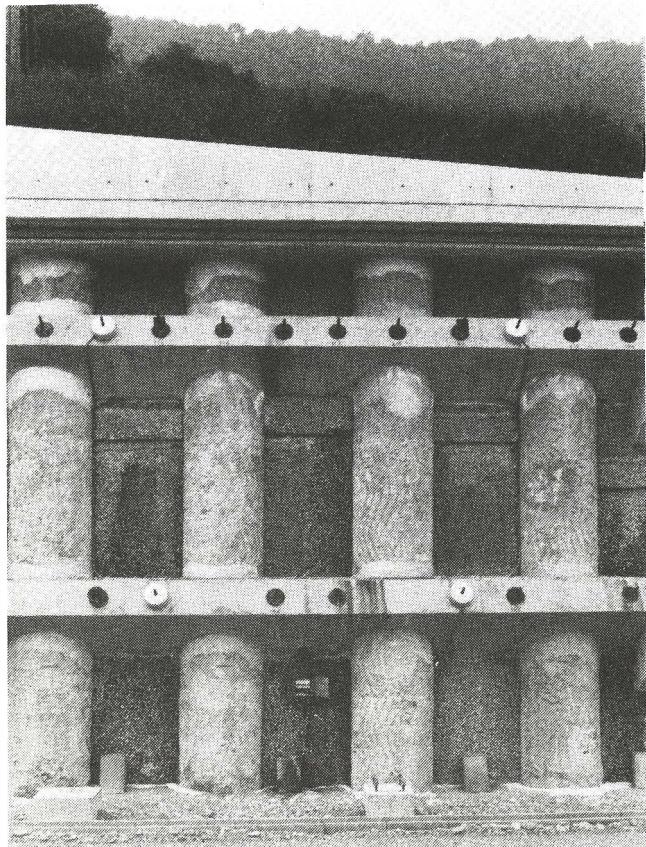


Fig. 7 Intermittent bored pile wall with permanent anchors: reinforced concrete piles of 1.16 m dia. and 2.50 m. spacing. Anchor spacing 0.85/1.70; 4 anchors are used as test anchors

begins special tests on test anchors must be executed. A minimum of either 3 anchors or 2 % of the total number of anchors to be installed must be tested, the number depending upon the degree of risk of the structure. The verification of their load capacity rests on 4 conditions, which must be fulfilled by measurements during the stressing operation, namely

1. creep or relaxation values
2. repeatability of loading
3. method of introduction of force
4. permanent deformations

During the anchor installation an additional 6 % (approx.) of the anchors are subjected to extensive stressing tests. Simple stressing test controls are carried out on the remaining anchors. The overall load capacity of the anchored wall system can be evaluated on the basis of stressing test results.

ANCHOR DESIGN

The determination of the necessary anchor force V needed to stabilize a slope may be carried out by means of a stability calculation e.g. using Janbu's method.

$$V = (FT-R)/a_J$$

in which V = anchor force
 F = factor of safety against sliding
 T = sum of the driving (shear) forces
 R = sum of the resisting forces
 $a_J = \left[F(1-\tan\delta\tan\alpha) + \frac{\tan\delta\tan\phi'}{n_\alpha} \right] \cdot \cos\delta$
 $n_\alpha = \cos^2\alpha (1 + \frac{\tan\delta\tan\phi'}{F})$

From the above relation it is clear that V is smallest for large values of a_J , which in turn is dependent mainly on the angle α and the angle of inclination of the anchors δ . An example is considered here (Fig. 8), in which the potential failure surface defined by the angle α corresponds to the sloping rock surface. It is seen for this case that the anchor force is smallest for the anchors approximately horizontal, which would require generally a large free anchor length l_{fr} . For a simple geometry the free anchor length can be expressed in terms of the height h_1 , i.e.

$$l_{fr}/h_1 = \sin(90^\circ - \alpha)/\sin(\delta + \alpha)$$

This ratio, in effect a normalized free anchor length, decreases with increasing δ (Fig. 8).

To obtain a rough estimate of the most economical angle of inclination δ , it is assumed that the average anchor cost is proportional to the anchor length, whereby the cost of the fixed anchor part is also assumed to be constant. Thus an optimum anchor inclination

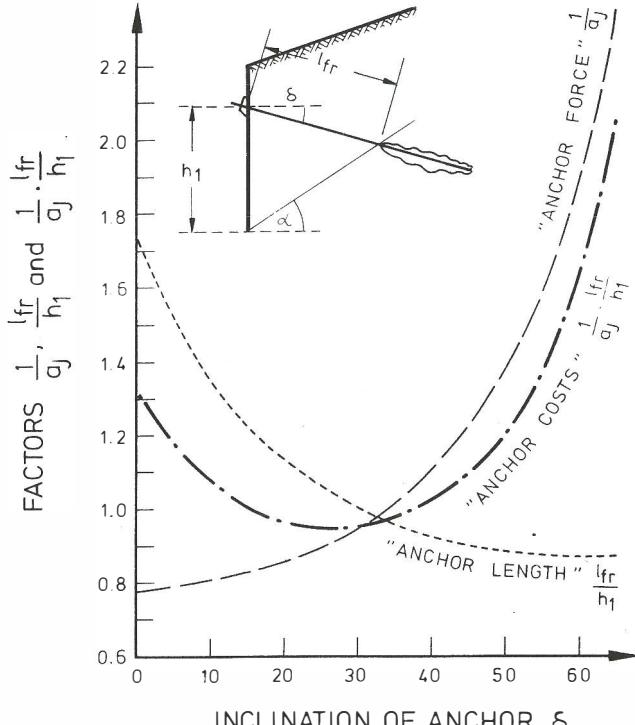


Fig. 8 Factors $1/a_J$, l_{fr}/h_1 and $1/a_J \cdot l_{fr}/h_1$ for estimating the anchor force, the free anchor length and the anchor costs, illustrated by means of an example $\phi' = 30^\circ$, $\alpha = 30^\circ$, and $F = 1.3$

can be found from the minimum value of the product of l_{fr}/h_1 and γa_j . For a load capacity V_u in soils the following prices hold at present in Switzerland:

V_u (kN)	Cost per metre (of total length) per kN (Sw.Frs.)
500	0.300
1200	0.200
2100	0.175

It should be noted that the cost factor l_{fr}/a_j for the anchor is relatively insensitive to variations of the anchor inclination δ (Fig. 8).

EXECUTION OF WORKS

The relatively small cut for installing the plates for the anchor tests initiated the first slide. Fissures situated about 140 m up the slope were a confirmation of this movement. At this point control stations for geodetical survey of the surface and inclinometers were installed and periodic measurements begun. The movements prior to the start of constructional works are not known. However, the measurements allow a fairly accurate picture of the sliding zone to be formed, as well as a soil mechanics back-analysis. The inclinometers indicate a definite slip surface at a depth of 8 to 10 m, which lies predominantly in the soil sediments and not at the interface soil/rock.

These occurrences during preliminary works acted as a warning for special care to be taken

during the main excavation works. The bored piles embedding in the underlying rock presented no great difficulties, little ground preparation work being necessary at the surface. The concreting was done using the tremie method. Supported by the piles the excavation work could be executed (step wise), installing the permeable concrete lagging up to the top waling. After completing the first stage of excavation the first row of anchors was installed and the anchors stressed to the stipulated load before excavating further. One or two rows of anchors were necessary, depending on the wall height. Sometimes additional anchors were installed, which acted directly on the piles. (Fig. 6)

The anchors were designed for a safety factor of 1.5 against sliding and 2.0 against failure of the tendons. Corrosion protection was necessary for the permanent anchors. The anchors were inclined at 20° to the horizontal and fixed in compact rock. Due to strong weathering of the surface of the rock greater anchor lengths were required. Anchoring in the slope deposits was avoided on the basis of the slide observed early on. Despite the care taken in the excavation work and the support of the pile wall, ground movements in the talus slope could not be completely prevented.

SLIDING BEHAVIOUR

In the course of the excavation work an acceleration of movements was noticed. The greatest movements (up to about 300 mm/year) lasted

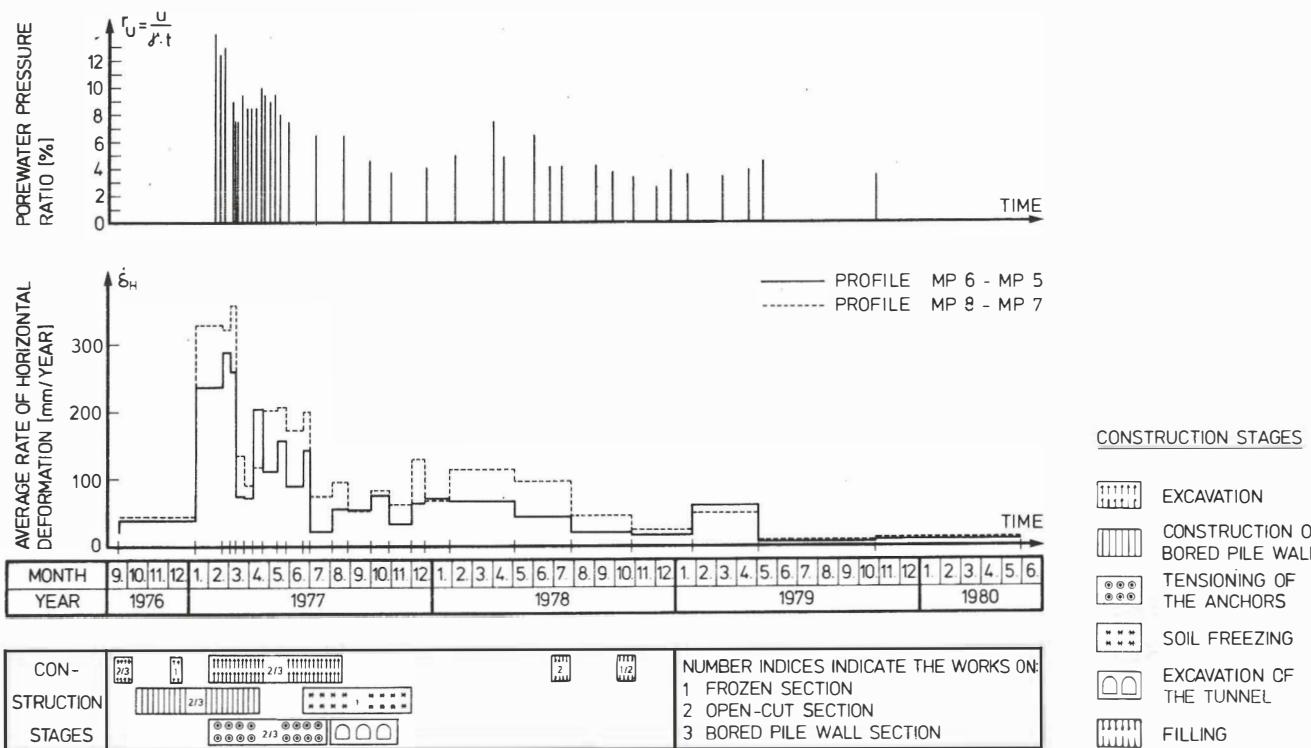


Fig. 9 Variation of rates of horizontal movement $\dot{\delta}_H$ in two sections and of the average pore water pressure factor r_u in the region of the sliding surface with details of the main constructional works

until the middle of 1977, i.e. till the excavation was complete and the wall tied-back. Thereafter the rate of deformation decreased (Fig. 9).

The measurements of pore water pressures in layers close to the sliding zone has generally shown a reduction up to the present time. The pore water pressures are presented as the ratio $r_u = u/\gamma h$ whereby h is the overburden height. The reduction of r_u can be attributed to the dewatering measures during construction of the pile wall. The value of r_u also varies seasonally, reaching a maximum in Spring and a minimum in Autumn. A connection between pore pressure fluctuations and slope movements is evident, the movements in Spring also being greatest.

The stability calculation with a mean residual friction angle $\phi'_{res} = 28.5$ shows that for $r_u = 0.045$ the slope will become unstable and small cuts could lead to sliding. The tests carried out in situ and in the laboratory confirm these values. Thus it may be concluded that the talus slope either behaves as a granular material without cohesion effects or that the slope already contains a developed failure surface on which the cohesion has been lost due to earlier movements.

EVALUATION OF SLOPE STABILITY

The construction of a tieback pile wall for the new stretch of railway line has improved rather than worsened the stability condition in the slope, due to the relief of pore water pressure in the water bearing layers by means of the permeable lagging in the wall. Thus the wall is, in effect, a stabilizing factor. Water has been drained away in various places, but the effectiveness of a comprehensive drainage scheme would have been questionable, since the pore water pressure ratio r_u is too low for its influence of the slope stability to be substantial. For the same reason dewatering systems were not employed.

The supporting effect of the structure does not improve greatly the stability of the whole slope, irrespective of the applied anchor forces. Despite this fact the bored pile wall itself was designed according to the relevant code or practice, fulfilling the stipulated safety regulations to exclude a structural failure. However, the unstable conditions in the upper portion of the slope endangers the railway traffic, as a slide over the top of the pile wall is conceivable under unfavourable hydrological conditions. The wall itself is designed to take the shear forces created by such an overtopping of material. The movements cannot be accelerated by a post peak loss of shear strength, as this was not observed in the tests. The only initiating cause could be high pore water pressures or unforeseeable building works in the area under consideration.

Instead of trying to eliminate the danger, it is consciously accepted. By means of a varied monitoring system to detect and measure the rates of deformation the slope is kept under continuous and close surveillance, whereby mean maximum values are specified. If these

are reached, previously agreed upon measures are introduced.

The present monitoring system consists of:

- observation of slope behaviour in short time intervals using simple visual methods supplemented by periodic measurements of:
- deformations of the wall and selected points in the slide area
- anchor loads
- pore water pressures

The position of the sliding surface is known from inclinometer readings. In addition, at the surface the slope movements and velocities are checked using geodetical means. For larger movements a buffer zone in the form of a cut behind the wall is provided. Thus material which would otherwise slide over the wall is collected in this space. This space will be emptied from time to time as the need arises. The proposed system was accepted by the consulting engineers (Elektrowatt, Zurich) and the client (the Swiss Federal Railway, Lucerne office).

SUMMARISING REMARKS

The cutting in the Born slope was stabilized using permanent anchors. The safety factor of the structure is guaranteed according to the relevant Standards. However, this did not ensure the safety of the slope as a whole. Instead of an expensive structural solution, the approach adopted was to carry out a comprehensive monitoring of the slope movements. This safety measure was possible only because the deformational behaviour was thoroughly studied during the constructional period.

ACKNOWLEDGEMENTS

We wish to express thanks here to the Swiss Federal Railway authorities (SBB) for the receipt of all data measurements, and also to the consulting engineers (Elektrowatt, Zurich) for the good cooperation during the whole of the constructional period.

RELEVANT LITERATURE

- Brandl, H. (1979): Design of high flexible retaining structures in steeply inclined unstable slopes. - VII. ECSMFE, Vol. 3: 157-166, Brighton.
- Huder, J. (1978): Boden- und Felsanker; Anforderungen, Prüfung und Bemessung. - Schweiz. Bauzeitung, 96 (Heft 40): 753-761, Zürich.
- Janbu, N. (1957): Earth Pressures and Bearing Capacity Calculations by Generalized Procedure of Slices. - IV. ICSMFE, Vol. 2: 207-212, London.
- SIA, Swiss Association of Engineers and Architects (1977): Boden- und Felsanker, Norm 191; Ground Anchors (Engl. Edition 1980). - SIA-Norm 191, 40 p., Zürich.
- Sommer, H. (1979): Stabilization of a creeping slope in clay with stiff elements. - VII. ECSMFE, Vol. 3: 269-274, Brighton.

Longterm Behaviour of a Dam in a Period of 108 Years

Comportement d'une Digue durant une Periode de 108 Ans

A. WACKERNAGEL Gruner SA, Basel/Switzerland

SYNOPSIS A dam constructed 108 years ago for the water supply of the city of Basle and having ever served its purpose is investigated with respect to safety. The construction materials are lake deposits. At the time of construction the safety of the dam is believed to have been close to unity. As creep has occurred during the life time the present safety factor is estimated to be near 1.14. It may be concluded that in the course of time the safety will increase. Regular checking of the deformation by measurements is, however, advisable.

CONSTRUCTION OF THE DAM AND OPERATION

The public water supply for the city of Basle, Switzerland, was started in the year 1866 and consisted of a number of springs in the hills of the Jura range, which were conducted to the city by a pipe line. To safeguard an even water supply of the springs, a reservoir of some 100'000 m³ was constructed in the year 1871. From there the springs are fed by infiltration.

The reservoir is formed by an earth dam having a height of 9.0 m. The upstream slope has an inclination of 1:3 and the downstream slope an inclination near 1:2.4. The length of the crest is 75 m. On the left abutment an open channel spillway having a capacity of 8.0 m³/sec is provided. The intake is formed by two steel pipes Ø 500 mm through the base of the dam (Fig. 1).

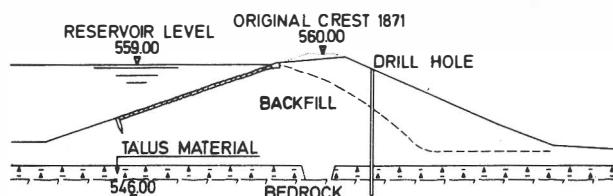


FIG.1 CROSS SECTION OF DAM
1978

About the construction of the dam no detailed records are available. The drawings would indicate an impervious core and pervious outer sections. This could, however, not be verified. The cross section is more or less homogeneous. The backfill was started early in the year 1871 by a contractor. It was planned to be completed by the end of June 1871. However, in June 1871, following heavy rains, a flood occurred and

breached the nearly completed dam. After this incident, construction was resumed and the dam was completed in November 1871. The filling of the reservoir was accomplished in steps in March 1872 and was checked weekly by experts. When the reservoir was full it was found to be "completely impervious".

The dam has been serving its purpose ever since completion. Today it is, however, only of minor importance for the city water supply. The dam is said to have been overtopped repeatedly by rainstorms. The last time it was overtopped in summer 1975 by some 0.20 m without heavy damage, the total discharge of the flood being some 15.0 m³/sec.

INVESTIGATION OF CONSTRUCTION MATERIALS

In the year 1977 the federal authorities asked for a check whether the dam did satisfy the regulations with respect to freeboard, crest width and spillway capacity. The freeboard was to be 1.50 m above maximum storage level, the crest width at least 3.0 m, the spillway capacity to be increased to 30.0 m³/sec.

To get information regarding the safety of the dam itself, an investigation was carried out in the year 1979. Two drill holes were executed on the downstream slope. Against expectation of coarse-grained materials in the outer dam sections the drill holes disclosed that the dam consisted of a material which could be identified as a lake deposit probably borrowed from a drained lake downstream of the dam site. It can be classified as a silty clay with low to high plasticity (CH,CL). Small lenses of peat, remnants of plants, wood and shells are interspersed. The material is saturated and of soft to very soft consistency. The dam is resting on a layer of talus material containing debris of limestone with some clay binder having a thickness of 1.3 m to 1.6 m. This layer can be classified as a silty to clayey gravel (GM,GC). Below the bed-

rock is met which is a dense lime stone in nearly horizontal layers with steep fissures filled with clay.

It may be assumed, as shown on the design drawings, that an impervious cutoff trench reaches through the talus to the surface of the bedrock. While drilling a waterlevel was met at a depth of 2.75 m to 3.80 m. This water level subsided to a stable level further down when the drill holes entered the talus materials.

The characteristics of 6 samples taken from the backfill material are the following:

Water content w:

27.5% - 50.0%, mean 35.7%

Liquid limit w_L :

40.8% - 57.2%, mean 49.8%

Plastic limit w_P :

23.0% - 31.6%, mean 25.4%

Consistency Index I_C :

0.28 - 0.64, mean 0.52

Dry density γ_d :

1.11 - 1.51 t/m³, mean 1.32 t/m³

Colloidal fraction < 0.002 mm:

10.4% - 34.5%, mean 22.8%

The grain size distribution of the backfill materials and the talus materials are shown in Fig. 2.

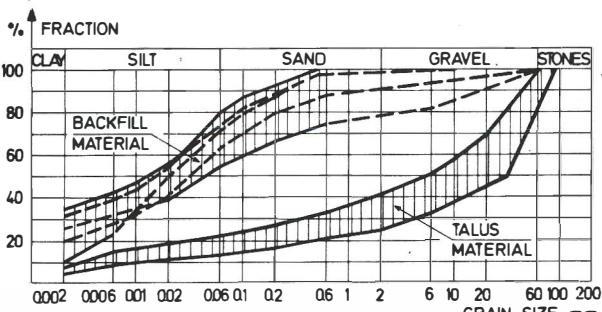


FIG.2 GRAIN SIZE DISTRIBUTION OF MATERIALS

The shear strength characteristics of four samples were determined by direct shear test and are the following.

Peak effective shear strength

$c' = 0.0 - 2.0 \text{ t/m}^2$, $\phi' = 21.3^\circ - 28.0^\circ$,
mean $c' = 0.95 \text{ t/m}^2$, $\phi' = 25.5^\circ$

Residual effective shear strength

$c'_r = 0.0 - 1.4 \text{ t/m}^2$, $\phi'_r = 15.1^\circ - 23.7^\circ$,
mean $c'_r = 0.70 \text{ t/m}^2$, $\phi'_r = 20.2^\circ$

SETTLEMENT OBSERVATIONS AND SETTLEMENT CHARACTERISTICS

During the life of the dam considerable settlements occurred. The magnitude of the settlements can be deduced from available records. Originally, the dam was constructed having a freeboard of 1.0 m. By the year 1918 the crest had settled 600 mm at the maximum section and was then heightened to the original level. By the year 1978 the crest had settled by another 450 mm, thus the average settlement within recent times being 7.5 mm/year. It is, however, a retarded movement.

The total settlement of the dam since construction is amounting to 1050 mm which is 12% of the height of the dam (Fig. 3).

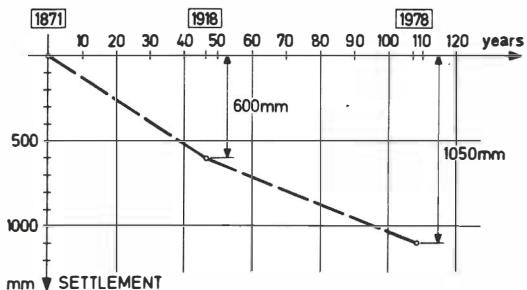


FIG.3 SETTLEMENT OF DAM CREST

The settlement to be expected from results of oedometer tests are not more than 470 mm. From this it may be concluded that the observed settlements of the dam crest are partly due to creep. From the results of oedometer tests it appears further that the present degree of consolidation of the dam is between 60% and 80%. Therefore, settlements will continue.

STABILITY OF EMBANKMENT

If a safety factor of $F = 1.0$ is supposed the stability analysis of the downstream slope indicates for $\phi' = 0$ a cohesion of $c' = 2.1 \text{ t/m}^2$.

This case $\phi' = 0$ would correspond to the state just after construction before consolidation had started. The cohesion of $c' = 2.1 \text{ t/m}^2$ would indicate very soft consistency of the construction materials used.

In order to determine the actual stability of the dam it is to be considered that in addition to consolidation the creep is being observed. Therefore as plastic displacements have occurred the residual shear characteristics are to be used. By applying the mean values $c'_r = 0.7 \text{ t/m}^2$ and $\phi'_r = 20.2^\circ$ and considering the pore water pressures due to consolidation and seepage the present factor of safety is estimated to be equal to $F = 1.14$. If allowance is made for the fluctuation of the characteristics the safety factor is still close to unity.

CONCLUSIONS

The behaviour and the safety of a dam after a life-time of 108 years has been checked by classical methods of soil mechanics.

Settlement of the crest is more than to be expected from consolidation theory. Therefore, plastic displacement is to be supposed. It is, however, a retarded movement. For judging the stability the residual shear strength is to be applied. It appears that some slight cohesion is acting besides the friction. When the dam was constructed the safety factor was close to unity. Although consolidation has occurred the present safety factor may be considered to be only slightly above unity.

The dam has served its purpose ever since construction. As the movements are retarded, the safety of the dam will increase as time goes on. The behaviour will have to be checked by regular surveys.

REFERENCES

- Skempton A.W. "Long Term Stability of Clay Slopes". Geotechnique 14, 1964.
- Skempton A.W., Hutchinson J. "Stability of natural Slopes and Embankment Foundations". State-of-the Art Report. Proceedings 7th International Conference on Soil Mechanics, Mexico 1969.
- Hauber L., Wackernagel A. "Baugrund und Fundationsprobleme in der Region Basel", Schweizerische Bauzeitung, Heft 36, September 1977.
- Morgenstern N., Blight G.E., Janbu N., Resendiz D., "Slopes and Excavations". State-of-the Art Report. Proceedings 9th International Conference on Soil Mechanics, Tokyo 1977.