

Schweiz. Gesellschaft für  
Bodenmechanik und Fundationstechnik



## Bibliothek

G. Schnitter

### Bentonit im Grundbau

R. Delisle et Ed. Recordon

### Le mur de soutènement de la gare de Genève-La Praille

Ch. Schaefer et G. Amberg

### Expériences faites avec des cellules à pression placées dans une culée d'une route en béton précontraint

Nr. 49

Oberreicht durch die

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

Offert par la

# Veröffentlichungen der Schweizerischen Gesellschaft für Bodenmechanik und Fundationstechnik

Nr.

1 1957 P. Siedek  
vergriffen Praktische Erfahrungen in der Frostforschung in Deutschland

2 1957 J. Zeller und H. Zeindler  
vergriffen Vertikale Sanddrains, eine Methode zur Konsolidierung wenig durchlässiger, setzungsempfindlicher Böden

3 1957 Ch. Schaefer  
vergriffen Zur Wahl von Dammprofilen bei Staudämmen

4 1957 W. Eggenberger, J. Zeller und G. Mugglin  
vergriffen Staudamm Göschenenalp  
Als Nr. 4a auch in italienischer Sprache erschienen

5 1957 A. von Moos  
vergriffen Dimensionierung der Straßen bezüglich Sicherheit gegen Frost

6 1957 B. Gigel et M. Gevard  
vergriffen Calcul de la perméabilité par des essais d'eau dans les sondages en alluvions

7 1957 Ch. Schaefer und M. Halder  
vergriffen Versuche über mechanische Grabenverdichtung in Einigen/Thun

8 1957 A. Wackernagel  
vergriffen Erddammbeauten in Indien und Pakistan

9 1959 Problèmes géotechniques dans le Val-de-Travers. Conférences tenues à la 2e Assemblée générale le 26 avril 1957 à Neuchâtel  
R. Ruckli: Eröffnungsansprache. — R. Haefeli: Die Pfahlfundation des Viaduktes von Travers. — R. Haefeli: Die Rutschung von Rosières. — E. Wegmann: Le cadre naturel des glissements de terrain du Val-de-Travers. — D. Bonnard et P. Schnitz: Reprise en sous-œuvre du pont de Travers et construction des murs de berge. — D. Bonnard et P. Schnitz: Viaduc du Crêt de l'Anneau (parallèle plus tard). — J. E. Bonjour: Du compactage des matériaux routiers

10 1958 Schweizerische Beiträge und Kurzreferate zum 4. Internationalen Kongreß für Bodenmechanik und Fundations-technik, London, 1957

Kurzreferate, gehalten am 8. November 1957 ähnlich der Herbsttagung des OAW. Als Beitrag zu Bericht über die Tagung in London.  
J. E. Recordon: Les propriétés fondamentales des sols et leur mesure. — H. J. Lang: Mechanische Eigenschaften der Böden. — A. von Moos: Technik der Felduntersuchungen und der Probeentnahme. — H. B. de Cérenville: Les fondations en général. — U. G. Peter: Pfähle und Pfahlfundationen am Londoner Erdbaukongress. — M. Stihel: Straßen und Flugpisten. — Ch. Schaefer: Erdruk auf Bauwerkunden Tunnels. — G. Schnitter: Erdräume, Böschungen und Einschnitte. — A. Wackernagel: Fundationsmethoden und Untersuchungsgeräte in England. — W. Groebli: Exkursion nach Schottland. Beiträge: R. Haefeli und H. B. Fehlmann: Messung der Zusammendrückbarkeit in situ mit Hilfe eines Modellpfahles. — E. J. Recordon: Détermination des caractéristiques des terres nécessaires au calcul des fondations sur sols élastiques. — E. Eggenberger, G. Mugglin und W. Schaad: Die Anwendung der flexiblen Betonbauweise im Straßenbau. — R. Schnittke und H. Blum-Keller: Der Betonstaudamm Staudamm Altenrhein. — J. Zeller und R. Willimann: Scherversuche an SÜHlzkörpermaterialien des Staudamms Göschenenalp. — J. Zeller und H. Zeindler: Einbausversuche mit großbläckigem Stützkörpermaterial des Staudamms Göschenenalp

11 1958 G. Schnitter und J. Zeller  
vergriffen Sickerströmungen als Folge von Staupiegelchwankungen in Erddämmen

J. Zeller und A. Schneller  
Einige bodenmechanische Eigenschaften künstlich verdichteter Lockergesteine

12 1958 H. Jückli  
vergriffen Die geologischen Verhältnisse bei Andelfingen. Fundationsprobleme im glazial vorbelasteten und eiszeitlich stark gestörten Baugrund

13 1958 F. Kobold  
vergriffen Geodätische Methoden zur Bestimmung von Geländebewegungen und von Deformationen an Bauwerken

Nr.

14 1958 D. Bonnard et E. Recordon  
vergriffen Les fondations des chaussées. Les problèmes de la portance et de la résistance au gel

D. Bonnard, R. Desponts et E. Recordon  
Influence du gel sur la stabilité des voies ferrées. Constatactions faites sur le réseau des Chemins de fer fédéraux — Mesures préconisées pour y porter remède

15 1958 G. Schnitter und J. Zeller  
vergriffen Geotechnische Untersuchung des Untergrundes für den Staudamm Göschenenalp

16 1958 W. Schaad  
vergriffen Praktische Anwendung der Elektro-Osmose im Gebiete des Grundbaues

17 1959 A. von Moos und H. Fuhr  
vergriffen Geotechnische Probleme der neuen Walensee-Talstraße im Gebiete der Linthebene  
A. E. Süßbrunk  
Schwingungsmessungen. Untersuchungen über das dynamische Verhalten des Straßendamms bei ungünstigen Baugrundverhältnissen

18 1959 G. Schnitter  
vergriffen Aufbau der Straße

19 1959 J. Hudler und M. Grobli  
vergriffen Die Entnahme von ungestörten Bodenproben

20 1959 H. Zeindler  
vergriffen Das Feldlaboratorium auf der Damm-Baustelle Göschenen-alp

21 1960 La construction du tunnel de Donnerbühl à Berne  
vergriffen R. Desponts: Construction d'un tunnel ferroviaire par la méthode du bouclier. — D. Bonnard/E. Recordon: Etude expérimentale de la poussée des terres sur le tunnel de Donnerbühl. — F. Panchaud/O. J. Rescher: Etude sur modèle par photoélasticité de la résistance d'une section type du tunnel de Donnerbühl. — P. Kipfer/H. Wanzenried: Calcul statique et fabrication des voûsoirs. — H. Ruppener: La construction du tunnel de Donnerbühl par la méthode du bouclier

22 1960 Flachgründungen. Vorträge, gehalten am 14. November 1958  
vergriffen

Ch. Schaefer: Considérations géotechniques relatives aux fondations sur roches. — A. von Moos: Géodynamische Voraussetzungen für die Errichtung von Flachgründungen erläutert an einigen Beispielen. — A. E. Süßbrunk: Geophysikalische Methoden als Hilfsmittel bei der Untersuchung von Fundationsproblemen. — H. Muhs, DEGERO, Berlin: Neuere Entwicklung der Untersuchung und Berechnung von Flachfundationen. — H. B. de Cérenville: Tossemens d'un grand radier bord d'un lac. — R. Henseler: Erfahrungen des projektierten Ingenieurs bei Flachgründungen an handeiniger Beispiele. — H. Eichenberger: Einige Beispiele von Flachfundationen aus der Praxis. — J. C. Ott: Fondation de l'Hôtel du Rhône, Genève, tassements calculés et tassements mesurés. — W. Schaad: Baugrund und Fundationserfahrungen beim Wohnhaus Hirzenbach in Zürich II

23 1960 Bodenmechanische und bautechnische Probleme der Ausgleichsbauwerke. Vorträge, gehalten am 12. Juni 1959 ähnlich der 4. Hauptversammlung in Sierre

G. Schnitter: Ausgleichsbauken. — W. O. Rüegg: Asphalt-Dichtungsbeläge für Ausgleichsbauken. — J.-C. Ott: Expériences faites au cours de la construction des bassins de compensation d'Eggen et du Bergli. — W. Kehrl: Die Ausgleichsbauken Wonna und Safen-Platz der Kraftwerksguppe Zervreila. — A. Robert: Le bassin de compensation de Motec, son projet et sa réalisation. — W. Lepori: Das Ausgleichsbecken Vissoie der Kraftwerke Gougra AG

24 1960 E. Meyer-Peter und G. Schnitter  
vergriffen Übersicht über die Entwicklung der Hydraulik und der Bodenmechanik

G. A. Mugglin  
Entwicklung der Einbaumethoden und Installationen bei Erddämmen

## Bentonit im Grundbau

DK 634.151:553.611.6

Vortrag, gehalten im Zürcher Ingenieur- und Architekten-Verein am 24. Februar 1960 von Prof. G. Schnitter, ETH, Zürich

**Einleitung**

Die Fundationstechnik hat in den letzten Jahren von verschiedenen Seiten Impulse erhalten, die zur Folge hatten, dass bewährte Methoden ausgebaut und vervollständigt, und dass neue Methoden entwickelt und angewandt wurden. Die junge Wissenschaft der Bodenmechanik führte zu einer vertieften Erkenntnis des physikalischen und mechanischen Verhaltens des Baugrundes und des in ihm vorhandenen Wassers unter ruhender und dynamischer Belastung. Neue Bauaufgaben in fast sämtlichen Zweigen des Tiefbaus (Gründung von Hochhäusern, von Brückenpfeilern auf tiefliegende Bodenschichten, Untertunnelungen in wasserführenden Lockergesteinen, Untergrund- und Tiefbahnen, grosse, tief in das Grundwasser reichende Baugruben, hohe Staumäme usw.) zwangen den Konstrukteur zu neuen Lösungen und den Unternehmer mit dem Baumaschinenhersteller zur Entwicklung neuer Geräte. Neue Baustoffe wie der Spannbeton dehnten ihren Anwendungsbereich auch auf die eigentlichen Gründungen aus. Aber auch neue Bauhilfsmittel kamen zur Verwendung. Unter ihnen hat sich der Bentonit in verschiedener Hinsicht einen bemerkenswerten Platz erobert. Er wurde sowohl im Ausland wie bei uns mehrfach verwendet. Ueber zwei besonders hervorzuhebende Anwendungsbiete des Bentonites, das *Gletschschachtverfahren* und die *Erstellung unverrohrter Bohrfächer und Betondiaphragmen*, werden heute abend zwei kompetente Referenten sprechen<sup>1)</sup>. Ich möchte außerdem auf die verschiedenen Möglichkeiten der Verwendung von Bentonit zu Abdichtungszielen im Wasserbau, zur Herstellung von Dichtungsdiaphragmen in Staudämmen und als Injektionsgut hinweisen. Die speziellen Eigenschaften des Bentonites gestatten es, durch seine Beimengung zu einer Tonuspension deren Injizierbarkeit zu erhöhen, d. h. ihr zu ermöglichen, in feinere, undurchlässigere Böden einzudringen und deren Abdichtung zu verbessern. Eine ähnliche und noch verstärkte Wirkung hat ein Bentonit-Wassergemisch. Ganz allgemein verbessert der Bentonit durch seine Schmierwirkung das Fließvermögen des Injektionsgutes und durch seine Quellfähigkeit und Thixotropie die Abdichtung des Baugrundes.

Die Versuchsanstalt für Wasserbau und Erdbau an der ETH hat im Zusammenhang mit dem Studium des Dichtungskernes des Erdamms auf der Göscheneralp mehrere Jahre dauernde Versuche über das Verhalten von Bentonit in bautechnischer Hinsicht durchgeführt. (Die Versuche standen unter der Leitung von J. Zeller, dipl. Ing.) Wenn schliesslich doch kein Bentonit, sondern Opalinuston als dichtender Zusatz zum Alluvionmaterial aus der Ebene der Göscheneralp für die Herstellung des Dichtungskernes verwendet wurde, so geschah dies im wesentlichen nicht aus technischen Gründen. Nur des Interesses wegen sei bemerkt, dass es ungefähr die vierfache Menge von Opalinuston aus Holderbank braucht gegenüber der einfachen Menge Bentonit, um mit dem vorhandenen Ausgangsmaterial gleichwertige Dichtungskerne zu erzielen (dabei handelt es sich um einen Natron-Bentonit mittlerer Quellfähigkeit).

**Allgemeines über den Bentonit**

Der Bentonit gehört zur Gruppe der Tonminerale. Diese sind nach Prof. Dr. H. Deuel sekundäre, OH-haltige Silikate mit kristalliner Schichtgitterstruktur und gewöhnlich

lich kolloider Grösse, d. h. mit Äquivalentdurchmessern vorwiegend kleiner als  $2\mu$ . Die Tone besitzen Kationenaustausch-eigenschaften, d. h. sie vermögen Kationen wie  $\text{Na}^+$  elektrostatisch festzuhalten und gegen andere Kationen wie  $\text{K}^+$  und  $\text{Ca}^{++}$  auszutauschen. Dieses Kationenaustauschvermögen beruht auf der negativen Ladung der Tonteilchen. Diese wird durch Kationen kompensiert, die außerhalb des Kristallgitters rein elektrostatisch festgehalten werden und daher leicht austauschbar sind. Der Austausch von Kationen kann eine wesentliche Änderung der Wasseraufnahme und Quellfähigkeit der Tone und damit ihrer dichtenden Wirkung zur Folge haben. Die Zusammensetzung des Bodens oder des Wassers im Boden kann diesen Austausch bewirken, worauf in der Baupraxis zu achten ist. So haben z. B. Untersuchungen des Göscheneralpsandnes ergeben, dass bei Verwendung des hochquellfähigen Na-Bentonites im Laufe der Jahre mit einer weitgehenden Umwandlung in den weniger quellenden Ca-Bentonit gerechnet werden müsste, obschon dieser Umwandlungsprozess sehr lange dauern kann. Dabei ist festzustellen, dass eine teilweise Umwandlung schon infolge Berührung mit dem Sande, d. h. schon während des Mischens des Kermaterials stattfindet.

Im Bentonit herrscht Montmorillon vor (benannt nach dem grossen Vorkommen bei Montmorillon in Südfrankreich). Der Name Bentonit stammt vom amerikanischen Geologen W. C. Knight, der um das Jahr 1880 im Gebiet des Bock-Creek-District in Wyoming USA nahe Fort Benton ein Bentonitvorkommen entdeckte. Ganz allgemein besteht Bentonit grösstenteils aus zersetzter Vulkanasche und Tuffen. Seine Farbe ist weiss, grünlich, gelblich bis rötlich, je nach Herkunft. Er wird im Tagbau gewonnen als weicher Fels, ähnlich anzusehen wie Kaolin, aufbereitet und zu dem im Handel erhältlichen Pulver verschiedenster Mahlfähigkeit zermahlen. Zur Zeit werden in vielen Ländern Bentonitvorkommen ausgebeutet: USA, Canada, Italien (Insel Ponza, Apulien, Foggia, Valdol), Deutschland, Österreich, Frankreich, Jugoslawien, Ungarn, Griechenland, Nord-Afrika usw. Unser Land besitzt keine nennenswerten Vorkommen. Der in den europäischen Gebieten abgebauten Ca-Bentonit geringerer Quellfähigkeit wird oft durch chemische Behandlung (z. B. mit Kochsalz) in den quellfähigeren Na-Bentonit umgewandelt, aktiviert. Die Tatsache, dass im Handel unter der selben Bezeichnung «Bentonit» Produkte stark verschiedener Qualität, insbesondere verschiedener Quellfähigkeit erhältlich sind, kann sehr leicht zu fehlerhaften Anwendungen führen, wenn der Käufer sich nicht sehr umsichtig nach den ihn interessierenden Eigenschaften erkundigt, bzw. sie unter Gewährleistungspflicht des Verkäufers in seiner Bestellung ausdrücklich verlangt. Die materialtechnische Ursache liegt darin, dass es einen läckenlosen Übergang von den verschiedenen Bentoniten zu den Tonen gibt.

Der Bentonit findet dank seinen speziellen Eigenschaften wie Quellfähigkeit, Wasseraufnahmefähigkeit, plastische Verformbarkeit, Thixotropie Verwendung in der keramischen Industrie, Giesserei, Reinigung und Klärung von Wasser, Herstellung von Plastik-Stoffen, Kautschuk-Industrie, Papierfabrikation, Seifenherstellung usw.

**Einige geotechnische Eigenschaften**

Das *spezifische Gewicht* ist nicht einfach zu bestimmen. Dementsprechend schwanken die Angaben in der Literatur sehr stark (es ist hier übrigens einzuflechten, dass über Bentonit eine umfangreiche Literatur besteht, z. B. La Bentonite

<sup>1)</sup> In der SBZ siehe Dr. J. Küller, 1958, H. 11, S. 151, und J. Jakob 1958, H. 10, S. 135, die ebenfalls Baueraufahrungen behandeln.

par M. Dérideré et A. Esme, Dunod, Paris 1951). Unsere eigenen Messungen ergaben Werte von 2,50 bis 2,95 t/m<sup>3</sup> je nach Herkunft. Ähnliches gilt für das *Trockenraumgewicht*, d.h. in diesem Fall das Schüttgewicht kleiner Mengen von bei 105° C getrocknetem und pulverisiertem Material (zur Berechnung des Transportvolumens wichtig!). Wir fanden dafür 0,83 bis 1,13 t/m<sup>3</sup>. Bentonit ist somit sehr locker gelagert; das entsprechende Volumenlager liegt zwischen 68 und 60 %. (In der Baupraxis muss bei der Abschätzung des Raumgewichtes die Einfüllförmigkeit beachtet werden; beim Einfüllen in Säcken kann das Raumgewicht grösser, bei der Silofüllung durch Einblasen eher kleiner sein).

Die *Kornverteilung* (Bild 1) zeigt das starke Überwiegen der Anteile kleiner als 0,002 mm (2  $\mu$ ). Diese Fraktion bezeichnen wir in der Bodenmechanik als Tonfraktion. Es ist bekannt, dass dieser Gehalt an Ton und kolloidalen Teilchen von ausschlaggebender Bedeutung für das Verhalten aller Lockergesteine ist. Entsprechend der Kleinheit der Teilchen ist die totale Oberfläche sehr gross. Es sind längliche, schuppen- bis stengelförmige Gebilde.

Der natürliche Anlieferungswassergehalt infolge der Lufteuchtigkeit wurde zwischen 5 % und 20 % gemessen. Die an der Oberfläche liegenden Teilchen quellen durch Wasseraufnahme auf und bilden dadurch eine mehr oder weniger wasserundurchlässige Hülle, die den Wassernachschub nach dem Innern erschwert, woraus sich der relativ geringe natürliche Wassergehalt erklärt.

Neben der Kornverteilung bilden die *Konsistenzgrenzen* nach Atterberg die wichtigste Charakterisierung eines bindigen Lockergesteines. Dabei werden unterschieden die Fließgrenze und die Ausrollgrenze. Die erstgenannte stellt den Wassergehalt in Prozenten des Trockenraumgewichtes dar beim Übergang eines Materials vom plastischen zum flüssigen Zustand, die zweite den Wassergehalt beim Übergang von unplastischen zum plastischen Zustand. Die Differenz zwischen Fließ- und Ausrollgrenze, die Plastizitätszahl, gibt ein Mass über das plastische Verhalten eines bindigen Bodens. Beim Bentonit werden auch im Handel zur Kennzeichnung des Produktes diese beiden Grenzen angegeben. Allerdings sind die Versuchsbedingungen, die zu den in den Prospekten angegebenen Werten führten, meist unbekannt, und leider beeinflussen diese gerade beim Bentonit die Resultate erheblich.

Natriumbentonite	Fließgrenze	330 ± 590 %
Calziumbentonite	Fließgrenze	90 ± 150 %
Tone (Schweiz)	Fließgrenze	35 ± 50 %
Bentonit	Ausrollgrenze von	25 ± 62 %

Eine der bemerkenswertesten und für die Baupraxis wichtigsten Eigenschaften des Bentonites ist sein Quellvermögen, d.h. seine Fähigkeit, in Wasser aufzuquellen und eine gelartige Masse zu bilden. Die Quellung macht ein Mehrfaches des Volumens der Festsubstanz aus. Sie beträgt

bei sehr guten Bentoniten	25–30 mal
bei guten Bentoniten	10–20 mal
bei landesüblichen Bentoniten	12–15 mal
bei Ca-Bentoniten absinkend bis auf 3 mal vergleichsweise: Opalinuston von Holderbank: 1,5 mal	das Festsubstanz-Volumen

Dabei ist die Aufquellung reversibel (abgesehen von Ausnahmen, bei welchen das Quellvermögen mit zunehmender Zahl von Quell- und Schwindprozessen abnimmt), d.h. der Bentonit schrumpft bei Wasserdurchzug (Trocknen) wieder zusammen, um bei erneuter Wasseraufnahme wieder zu quellen. Eine Auflast übt eine starke hemmende Wirkung aus auf das Quellvermögen (Bild 2).

Entsprechend der Quellfähigkeit variiert auch das *Wasseraufnahmevermögen*. Es lag bei unsern Versuchen beim 1- bis 5-fachen des Trockenraumgewichtes. Annähernd entspricht das Wasseraufnahmevermögen dem Wassergehalt bei der Fließgrenze (Bild 3). Darauf ist bei der Wahl des Bentonites zu achten; hohe Fließgrenze ergibt hohes Wasseraufnahmevermögen und starke Quellung, also Ausstopfen der Hohlräume im Boden und somit gute Abdichtung.

Auch die Temperatur hat ihren Einfluss. Es scheint, dass bei lang dauernder Einwirkung tiefer Temperaturen je nach der Bentonitart und evtl. auch bei Tonen mit einer Abnahme des Quellvermögens zu rechnen ist. Darauf muss bei der Silohaltung über den Winter Rücksicht genommen werden.

Die *Zusammendrückbarkeit*, ausgedrückt z.B. in der Zusammendrückungszahl  $\Delta e$ , das ist die prozentuale Zusammendrückung einer Materialprobe infolge Erhöhung der Vertikalspannung von  $\sigma = 1,0 \text{ kg/cm}^2$  auf  $\sigma = e = 2,718 \text{ kg/cm}^2$  bezogen auf die ursprüngliche Höhe, ist entsprechend außerordentlich gross, je nach Bentonitart bis rund 60 %, entsprechend einer Setzung um mehr als der Hälfte (Vergleichswert: Opalinuston  $\Delta e = 6,3\%$ , bei Fließgrenze eingebaut).

Die *Durchlässigkeit* ist dank der Feinheit der Materialbestandteile außerordentlich klein. Die normalen Messmethoden sind unbrauchbar. Der Durchlässigkeitsbeiwert nach Darcy dürfte kleiner als  $10^{-10} \text{ cm/s}$  sein (Vergleichswert: Opalinuston bei  $1 \text{ kg/cm}^2$  Belastung  $k = 8 \cdot 10^{-9} \text{ cm/s}$ ). Die *Scherfestigkeit* ist klein. Der Winkel der scheinbaren inneren Reibung ist zu 0,0 bis 2,0° anzunehmen. Die Kohäsion hängt stark vom Wassergehalt ab und erreicht Werte von 0,015  $\text{kg/cm}^2$  bei hohem und von 0,03  $\text{kg/cm}^2$  bei niedrigem Wassergehalt.

Neben dem Quellvermögen interessiert den Baupraktiker vor allem die mit der *Zähigkeit* der Bentonit-Wasser-Suspension verwandte Eigenschaft der *Thixotropie*: Damit wird die Erscheinung der mehr oder weniger schlagartigen Umwandlung einer Suspension beim Wechsel von Bewegung zur Ruhe aus dem flüssigen in einen gelartigen Aggregatzustand bezeichnet. Dieser Prozess ist reversibel. Wird ein Bentonit-Wasser-Gemisch von genügender Konzentration in

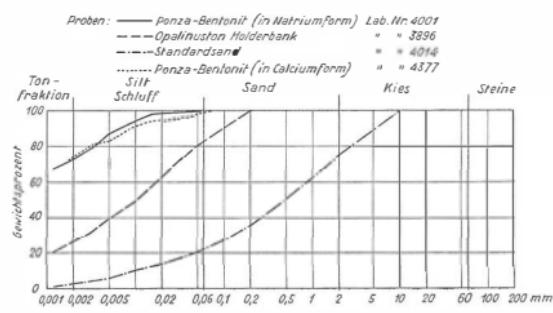


Bild 1. Kornverteilung in Summationskurven

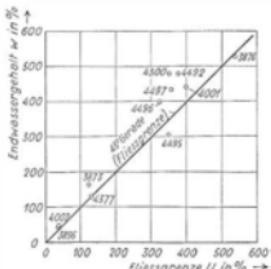


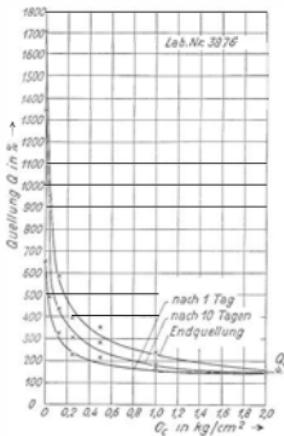
Bild 3. Endwassergehalt bei Quellversuch in Funktion der Fließgrenze

Bewegung gesetzt, z. B. durch einen Mischer und eine Injektionspumpe, so bewegt sie sich wie eine Flüssigkeit. Ihre Zähigkeit ist um so geringer, je grösser die Geschwindigkeit ist, also nicht unabhängig von der Geschwindigkeit wie bei den sogenannten Newtonschen Flüssigkeiten. Hört die Bewegung auf, z. B. wenn das Injektionsgut durch die Reibung in den Bodenohlräumen seine Bewegungsenergie aufgebraucht hat, so tritt die erwähnte Umwandlung in ein Gel ein. Würde das Gel erneut geschüttelt, so trüte der umgekehrte Vorgang ein, das Gel würde sich verflüssigen. Bei den Injektionen von Bentonit- oder Tonsuspensionen wird durch Beigabe von Chemikalien verschiedenster Art dieser Gelfizierungsprozess irreversibel gestaltet.

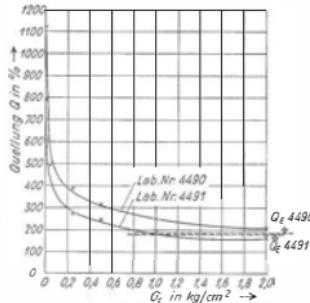
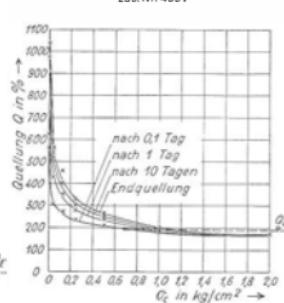
Für thixotrope Flüssigkeiten gilt bei Bewegung nicht mehr das bekannte hydrostatische Gesetz, dass der Wasserdruk in einem Punkt in allen Richtungen gleich gross ist (eine skalare Größe). Er ist vielmehr in Richtung der Bewegung grösser als senkrecht dazu.

Zum Schluss und im Zusammenhang mit der Thixotropie soll noch auf die erstaunlich hohe stützende Wirkung des Bentonit-Wasser-Gemisches in einer Bentonit-Bohrwand, in einem Bentonit-Bohrpfahl oder längs den Außenwänden eines Senkbrunnens hingewiesen werden. Teils kann sie erklärt werden durch das leicht höhere spezifische Gewicht der Bentonitsuspension gegenüber dem Wasser, teils durch die Bildung eines Films und eine Durchdringung der obersten Erdschichten durch die Bentonitschlämme.

Amerikanischer Volclay-Bentonit MX20



Italienischer Ponza-Bentonit Gel 220 Mesh Oberitalienische Valdol-Bentonite CD4  
Lab.Nr. 4001



# LE MUR DE SOUTÈNEMENT DE LA GARE DE GENÈVE-LA PRAILLE

PAR

R. DELISLE, ingénieur  
chef du bureau des constructions, CFF à Genève

ET

ED. RECORDON, ingénieur  
au Laboratoire de géotechnique de l'EPUL

---

Tiré à part du « BULLETIN TECHNIQUE DE LA SUISSE ROMANDE », N° 26 du 20 décembre 1958



## LE MUR DE SOUTÈNEMENT DE LA GARE DE GENÈVE - LA PRAILLE<sup>1</sup>

par MM. R. DELISLE, ingénieur, chef du bureau des constructions CFF, à Genève, et ED. RECORDON, ingénieur au Laboratoire de géotechnique de l'EPUL

## I. Introduction.

La construction de la nouvelle gare de Genève-La Praille se fait dans le cadre de la ligne de raccordement entre les gares de Cornavin et des Eaux-Vives. La gare de La Praille est située à l'extrémité du premier tronçon Cornavin-La Praille en cours de construction. A la base du plan général de la gare, établi il y a dix ans, les Chemins de fer fédéraux ont prévu le transfert complet du service des marchandises de Cornavin à La Praille ainsi que le point de jonction entre les réseaux C.F.F. et S.N.C.F. pour le service des marchandises. Ceci conditionne le dimensionnement des installations, qui occuperont une surface d'environ 38 hectares. La construction de cette gare, commencée en 1947, nécessita l'exécution d'une plateforme de 2000 m de longueur environ sur près de 300 m de largeur maximum, visible sur la figure 1, qui ne pouvait être réalisée qu'en entaillant la colline du Grand-Lancy (excavation de plus de 150 000 m<sup>3</sup> de matériaux), et en exécutant un mur de soutènement de 188 m de longueur totale et 6,25 m de hauteur maximum au-dessus du rail (hauteur maximum sur 112 m de longueur). La plupart des sols touchés par les excavations ainsi que ceux dont la stabilité devait être assurée par le mur de soutènement



Fig. 1. — Vue générale de la plateforme de la gare.  
A gauche le mur de soutènement.

ment sont des argiles grises feuilletées, chaque feuillettage étant séparé par une pellicule de limon ou de sable fin. Ces sols sont probablement des dépôts lacustres post-glaciaires et doivent reposer sur la moraine de fond würmienne.

Le projet du mur de soutènement fut établi par le Bureau des constructions C.F.F. à Genève, qui demanda au préalable au *Laboratoire de géotechnique de l'Ecole*

<sup>1</sup> Communication présentée à la conférence de Bruxelles 1958 sur les problèmes de la pression des terres, organisée par le groupement belge de la Société internationale de mécanique des sols et des travaux de fondation.

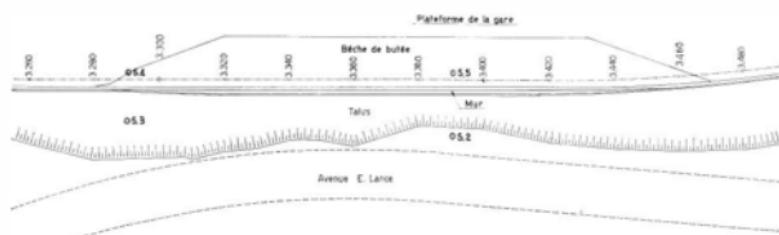
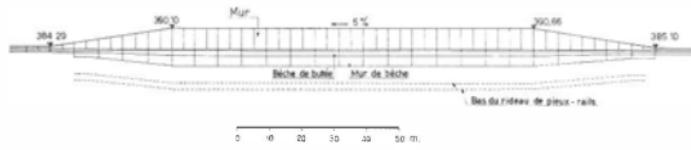
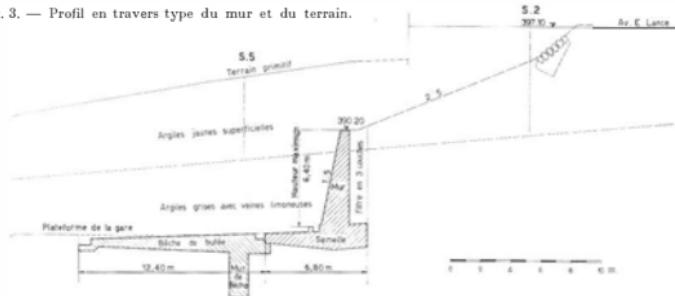


Fig. 2. — Profil en long et plan de situation.

Fig. 3. — Profil en travers type du mur et du terrain.



*polytechnique de Lausanne*<sup>1</sup> d'étudier les sols. La figure 2 donne le plan de situation et le profil en long de l'ouvrage, ainsi que la position des sondages exécutés. L'objet de cet exposé est de donner les résultats essentiels de l'étude géotechnique ainsi que les caractéristiques du projet et de décrire les difficultés principales qui furent rencontrées lors de l'exécution des travaux.

## II. Caractéristiques des sols.

Cinq sondages de 11 m de profondeur environ, avec prélevement de cinquante échantillons intacts furent exécutés. La coupe type du mur et le profil géotechnique sont donnés à la figure 3, alors que la figure 4 donne les courbes granulométriques de quelques échantillons d'argile. Les sondages ont mis à découvert les sols suivants :

Une couche de glaises argileuses ou sableuses jaunes de 2 à 4 m d'épaisseur, puis la couche d'argile grise veinée de limon, mentionnée au chapitre I, dont la limite inférieure n'a pas été atteinte.

La figure 5 montre l'aspect de la fouille entre les deux rideaux de palplanches. L'argile grise avec veines limoneuses peut être facilement coupée à la bêche.

Les caractéristiques moyennes de ces sols sont les suivantes :

	Couches superficielle			Argiles en profondeur		
	min.	max.	moy.	min.	max.	moy.
Poids spécifique apparent . . . . t/m <sup>3</sup>	1,95	2,09	2,00	1,90	2,12	1,98
Teneur en eau naturelle . . . . %	17,9	26,7	23,0	21,2	29,9	25,9
Limite de liquidité %	37,1	45,8	40,9	22,1	33,2	33,2
Limite de plasticité %	23,6	28,0	25,4	19,8	27,5	22,2
Indice de plasticité %	12,3	18,3	15,5	3,1	17,5	11,0
Angle de frottement interne . . . . °	50	170	120	11,5°	210	160
Cohésion . . . . kg/cm <sup>2</sup>	0,17	0,40	0,28	0,04	0,43	0,17

Le nombre des essais exécutés est donné ci-après :

	Couche superficielle	Argiles en profondeur
Poids spécifique apparent et teneur en eau naturelle . . . .	15	35
Limites d'Atterberg . . . .	6	15
Résistance au cisaillement . . . .	3	11

On remarque que le poids spécifique apparent de ces terres, voisin de 2 t/m<sup>3</sup>, est moyen, leur teneur en eau naturelle est moyenne, elle est voisine de la limite de plasticité. Toutefois pour les terres superficielles la teneur en eau est inférieure à cette limite, alors qu'en profondeur elle lui est supérieure. La limite de liquidité est grande alors que l'indice de plasticité est moyen. La composition granulométrique est formée de 35 à 60 % d'argile, de 35 à 50 % de limon et de 0 à 15 % de sable. A l'époque des sondages, les caractéristiques géotechniques des couches superficielles et profondes étaient peu différentes ; par contre à l'ouverture des fouilles leur comportement s'est révélé très différent.

La résistance au cisaillement a été déterminée lors de quinze essais à l'appareil de cisaillement direct (boîte de cisaillement) sur des échantillons intacts consolidés.

Quelques échantillons ont été soumis à des essais de compressibilité à l'edomètre ; ces terres sont de compressibilité moyenne.

L'étude géotechnique a montré que les sols touchés par les travaux sont compacts, que leur résistance au

<sup>1</sup> Etude faite sous la direction du professeur D. Bonnard ; collaborateur : R. Desponds, ingénieur.



Fig. 5. — Exécution de la fouille entre rideaux de palplanches. Point 3 de la méthode d'exécution (voir chapitre III).

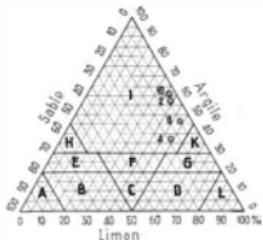


Fig. 4. — Courbes granulométriques de quelques échantillons du sol naturel. Les courbes granulométriques des matériaux des 2 couches du filtre doivent se trouver dans les zones hachurées.

cisaillement est faible. Les essais de perméabilité en laboratoire ont conduit à des valeurs très faibles pour le coefficient de Darcy. Ces valeurs ne correspondent pas à la perméabilité d'ensemble du terrain en place ; la présence des veines de sable et de limon sensiblement horizontales augmente notablement la perméabilité, surtout dans la couche superficielle.

### III. Caractéristiques du projet.

La figure 6 donne le profil type du mur, dont la hauteur maximum est de 6,25 m, comptée à partir

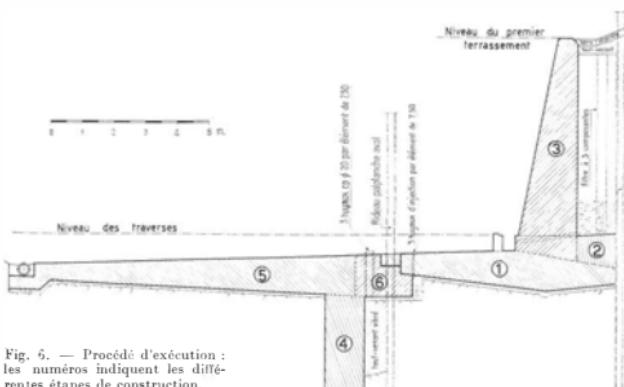


Fig. 6. — Procédé d'exécution : les numéros indiquent les différentes étapes de construction.

- A Sable
- B Glaise sableuse
- C Glaise
- D Glaise limoneuse
- E Glaise sableuse argileuse
- F Glaise argileuse
- G Glaise limoneuse argileuse
- H Argile sableuse
- I Argile
- K Argile limoneuse
- L Limon

du niveau du rail et la longueur totale de 188 m. La différence de niveau entre l'appui de la semelle et le haut du talus surmontant le mur est de 15 m environ. La figure 7 montre le mur, la semelle et l'extrémité de la bêche de butée.

Le profil présente les caractéristiques suivantes : talus 2 : 5 au-dessus du mur, mur à fruit 1 : 5, semelle et bêche de butée avec mur de bêche et dalle équilibrante. Tous ces éléments sont en béton armé. La stabilité au renversement du mur est assurée par la semelle, tandis que la bêche de butée, ainsi que son mur, ont pour rôle d'empêcher le glissement horizontal de l'ouvrage et d'augmenter la sécurité vis-à-vis d'un glissement d'ensemble mur-talus, en reportant vers l'aval l'extrémité de la surface de glissement.

Un soin particulier a été mis à l'exécution d'un filtre à trois composantes, à l'amont du mur (fig. 6). La composition granulométrique des deux composantes les plus fines est donnée à la figure 4, alors que la plus grosse est constituée de gravier. Cette précaution a paru indispensable, du fait de la présence des veines de limon et de sable fin.

La méthode d'exécution des travaux a été établie en tenant compte du degré de plasticité élevé des sols et de leur faible résistance au cisaillement. Les diverses phases des travaux prévus sont les suivantes (voir aussi figure 6) :

1. Terrassement général jusqu'au niveau du couronnement du mur. Le talus 2 : 5 est immédiatement exécuté avec son drainage superficiel.
2. Battre les rideaux de palplanches amont et aval.
3. Exécution de la fouille entre palplanches et étayage des deux rideaux de façon à permettre l'exécution en quinconce d'éléments de mur de 3,75 m sur toute la hauteur, sans reprise de bétonnage.
4. Ferrailage et bétonnage des éléments 1 et 2 (figure 6).
5. Ferrailage et bétonnage de l'élément 3.
6. Retirer le rideau de palplanches amont et poser le filtre simultanément. Le mur est stable dans cette phase, la poussée horizontale étant prise par le rideau aval.
7. Exécution du terrassement jusqu'au niveau supérieur de la semelle, à l'aval du rideau aval, en fonction de l'exécution de la bêche.
8. Exécution de la fouille, du ferrailage et du bétonnage du mur de bêche à l'aval du rideau aval.
9. Fouille, ferrailage et bétonnage de la dalle de bêche [éléments 4 et 5].

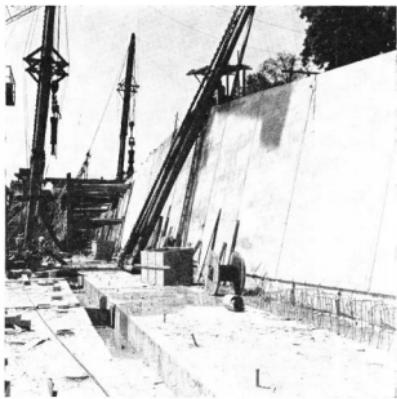


Fig. 7. — Mur, semelle et bêche de butée. Au fond, arrachage du rideau de palplanches aval.

10. Retirer le rideau aval.
11. Charger la dalle de bêche avec le ballast des voies entre les joints de bétonnage à claver ultérieurement.
12. Mise en charge de la bêche à l'aide de vérins horizontaux placés entre bêche et semelle. Clavage des joints entre éléments mis en charge.

**Remarque :** L'exécution de la bêche de butée se fait par éléments de 7,50 m de longueur. Supposons l'exécution d'un élément  $i$  quelconque. Pendant ce temps, la semelle du mur s'appuie d'une part sur les tronçons de bêche déjà exécutés  $i-1, i-2, \dots$ , d'autre part, contre le rideau de palplanches aval en lieu et place des tronçons  $i+1, i+2, \dots$ , à exécuter ultérieurement. La semelle du mur est capable de « porter » le vide pendant l'exécution du tronçon  $i$ .

#### IV. Calculs de stabilité de l'ouvrage.

Le calcul de la poussée des terres sur le mur a été basé sur les valeurs données par l'étude géotechnique :

Poids spécifique apparent :  $\gamma h = 2 \text{ t/m}^3$   
 Angle de frottement interne :  $\phi = 15^\circ$   
 Cohésion :  $C = 1 \text{ à } 2 \text{ t/m}^2$

Les valeurs suivantes ont été obtenues pour la hauteur maximum de 6,40 m (hauteur comptée entre niveau des traverses des voies et couronnement du mur) :

Cohésion $t/m^2$	1	1,5	2
Fiche $h = 1 \text{ m}$	$E = 46 \text{ t}$	35	25
Fiche $h = 1,5 \text{ m}$	53	41	30
Fiche $h = 2 \text{ m}$	61	47	36

La poussée horizontale  $E$  est donnée en  $\text{t/m}^2$  de mur. On a finalement adopté les valeurs correspondant à une cohésion de  $1 \text{ t/m}^2$ .

Le mur a été dimensionné de façon à assurer une répartition des contraintes uniforme sur le sol sous la semelle, grâce à la réaction horizontale créée en extrémité de semelle par le rideau de palplanches aval pendant les travaux, puis par la bêche de butée.

La poussée horizontale totale calculée, de  $53 \text{ t/m}^2$  de mur, est reprise ultérieurement par la bêche de butée.

La sécurité au glissement d'ensemble mur-talus a été calculée pour une série de surfaces cylindriques, partant au voisinage du haut du talus, passant par le pied du mur de bêche et aboutissant à l'extrémité aval de la bêche. La sécurité était de 1,07 à 1,35 suivant la surface considérée. Par précaution on a prévu le battage de pieux-rails de 4 à 6 m de longueur au-dessous du mur de bêche afin d'augmenter la sécurité jusqu'à une valeur estimée à 1,4.

Le dimensionnement de la fiche du double rideau de palplanches a également fait l'objet d'une étude approfondie pour garantir l'absence de tout écoulement de masses de sols plastiques par-dessous le rideau, vers la fouille, avant le bétonnage de la semelle.

Les tassements verticaux par consolidation des sols, sous l'effet de la surcharge du mur, étaient négligeables, les contraintes sous la semelle étaient inférieures à celles dues avant les travaux au poids des terres excavées.

#### V. Constatations faites lors de l'exécution des travaux.

Les travaux de terrassement débutèrent en automne 1953, alors que l'exécution du mur proprement dit ne commença qu'au printemps 1954. Tous les bétonnages furent achevés en novembre 1955. Les saisons de travaux 1954 et 1955, pendant lesquelles fut exécuté le gros-œuvre, furent exceptionnellement pluvieuses. Ces pluies vinrent déjouer quelques-unes des prévisions faites lors du projet.

Au mois de décembre 1954, un éboulement se produisit à l'amont du mur. Le talus de pente 2 : 5 se mit en mouvement sous l'effet d'une augmentation considérable de l'humidité des couches superficielles, bien qu'un important réseau de drainages en épis ait été construit sur toute la surface du talus. L'augmentation de la teneur en eau des couches superficielles n'était pas seulement due à l'action des pluies ruisselant sur le talus, car on a observé que le plateau de la colline du Grand-Lancy, contenant une importante couche de gravier, constituait une nappe supérieure qui cherchait un exutoire le long du talus ouvert par les travaux. Il fut nécessaire de construire un drainage longitudinal suivant la crête du talus pour couper cette nappe de hautes eaux exceptionnelles. La pente du talus de 2 : 5 prévue au projet s'est révélée trop forte dans les conditions hydrologiques très défavorables à l'époque des travaux.

Le principe du mur en L était bon, toutefois des difficultés sont apparues lors de l'arrachage des

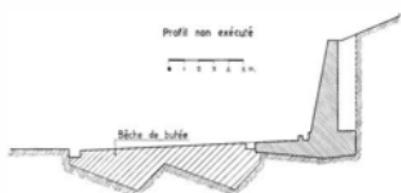


Fig. 8. — Profil d'une bêche de butée simplifiée, non exécutée.

palplanches. Le glissement a provoqué un allongement de la durée des travaux et une certaine déformation des palplanches. Ces difficultés ont disparu vers la fin du chantier où la cadence d'extraction a été normale.

Le mur de la bêche de butée s'est révélé difficile à exécuter. Une solution plus simple aurait consisté à concevoir une bêche ayant le profil de la figure 8. Le volume de béton aurait été plus grand, mais les travaux auraient été menés plus rapidement du fait que la fouille aurait été exécutée à la pelle mécanique, sans boisage, et le béton jeté massivement dans la fouille, en l'absence d'armature.

Le système de mise en charge de la bêche par vérins n'a pas donné de résultat vu que, l'éboulement ayant produit une poussée locale très importante, le mur s'est mis en charge naturellement et s'est déplacé horizontalement d'une dizaine de centimètres.

## VI. Conclusions.

La construction du mur de soutènement de La Praille a permis de faire une série d'expériences très intéressantes.

L'étude géotechnique a eu pour but de déterminer les caractéristiques des terres. L'introduction de ces valeurs dans les calculs du projet a montré qu'elles conduisaient à un dimensionnement correct des fondations avec un coefficient de sécurité normal. La construction se serait déroulée sans difficultés importantes si les conditions atmosphériques avaient été normales.

Le procédé d'exécution du mur était bien conçu, mais le profil de la bêche de butée aurait pu être simplifié pour obtenir une exécution moins sujette aux aléas inhérents aux conditions météorologiques.

Depuis son achèvement, le mur s'est parfaitement comporté, il est entièrement stabilisé et le fonctionnement du filtre semble correct.

# EXPÉRIENCES FAITES AVEC DES CELLULES À PRESSION PLACÉES DANS UNE CULÉE D'UNE ROUTE EN BÉTON PRÉCONTRAINTE

par Ch. SCHÄRER, Ing. civ. dipl. E.P.F., chef de la section de mécanique des terres des Laboratoires de Recherches hydrauliques et de mécanique des terres, annexés à l'Ecole polytechnique fédérale, Zurich

et G. AMBERG, Ing. mécan. dipl. E.P.F., collaborateur aux Laboratoires de Recherches hydrauliques et de mécanique des terres, annexés à l'Ecole polytechnique fédérale, Zurich.

## 1. Caractéristiques de la culée

En 1956, la S.A. Routes en Béton à Willegg (Suisse) a exécuté un tronçon de route d'essai en béton précontraint dans le cadre d'un aménagement routier entre Möriken et Brunegg (canton d'Argovie). Ce tronçon comporte une longueur de 360 m et une largeur de 5,50 m. Il est subdivisé en quatre dalles de 60, resp. 120 m de longueur (fig. 1). La précontrainte s'effectue

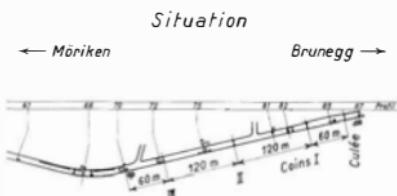


Fig. 1.

en trois points au moyen de coins disposés par paires, pointe contre pointe, et serrés l'un contre l'autre. Les poussées horizontales provoquées par la précontrainte ont dû être encaissées par des culées formant boutoir. A l'une des extrémités du tronçon, l'on a construit un massif capable de transmettre les poussées au sol ; à l'autre extrémité, la culée est constituée par la courbe de 140 m de longueur et 300 m de rayon. Pour empêcher un glissement de cette dernière, l'intrados a été muni d'un épéron fondé dans le terrain en place.

La culée a été dimensionnée pour pouvoir encaisser une poussée de 500 tonnes. Deux considérations statiques et constructives essentielles ont été à la base du projet : d'une part, la culée ne doit pas se dresser par suite de l'excentricité des forces agissant dans deux plans horizontaux distincts ; d'autre part, les déformations horizontales doivent rester aussi petites que possible pour éviter la dissipation de la précontrainte.

Le massif de butée, tel qu'il a été exécuté, est représenté à la figure 2. Il s'agit d'un ouvrage en béton armé précontraint, comprenant en plan une paroi médiane verticale de 20 m de longueur et trois pans transver-

saux de 5 m, resp. 5,50 m. Le sous-sol de fondation est constitué par des graviers sableux légèrement limoneux très peu denses sur les deux premiers mètres.

L'ouvrage est fondé à — 2,5 m de profondeur. La paroi médiane et deux pans transversaux sont arasés à — 1,0 m. La partie de la culée contre laquelle vient se coter la dalle de revêtement est arasée à ± 0. Les pans transversaux sont fortement armés. La paroi médiane a été précontrainte à l'aide de quatre câbles et la dalle de butée avec deux câbles du système B.B.R.V.<sup>1</sup> (fig. 2).

## Position des cellules à pression

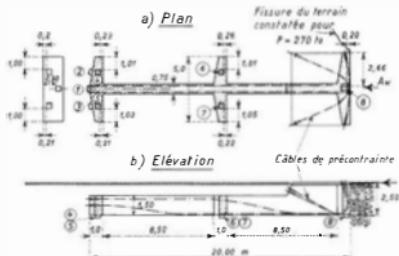


Fig. 2.

La culée a été bétonnée à même le terrain, sans coffrage, ceci après avoir mis les cellules à pression et l'armature en place.

Cette construction étant un prototype, il a paru intéressant de contrôler son comportement. Ce contrôle comprend l'examen du sous-sol, la mesure des pressions transmises au terrain, le contrôle des mouvements (translation, rotation, tassements, soulèvements) pendant la mise en contrainte et après la mise en service.

La mise en contrainte de la dalle s'est effectuée en serrant, par palier, les trois parties de coins à l'aide de trois câbles de précontrainte placés perpendiculairement à l'axe de la route. La charge finale atteint 270 tonnes. La force axiale dans la dalle, au droit des coins, s'élève alors à 626 tonnes. Deux mois et demi

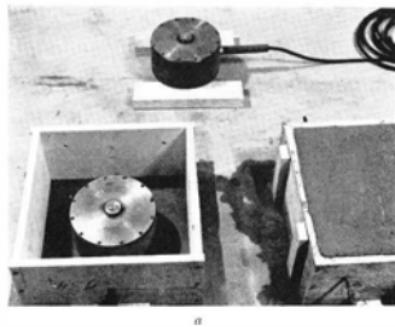
<sup>1</sup> Birkenmeier-Brandestini-Ros-Vogt.

après la mise en contrainte, la force dans les coins était encore de 145 à 180 t. Elle a été remise en contrainte à 240 t à laquelle correspond un effort longitudinal de 557 t.

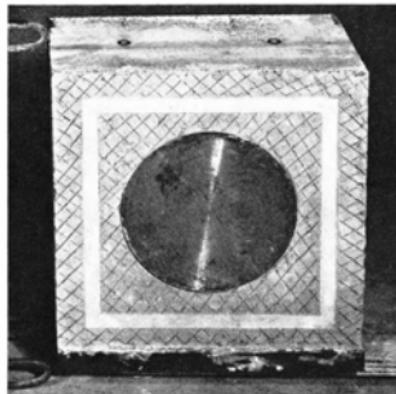
La poussée sur la culée est cependant beaucoup plus faible, soit 369 t. La différence est absorbée par le frottement de la dalle sur le sous-sol.

## 2. Mise en place des cellules à pression dans la culée

Afin de pouvoir suivre le comportement de l'ouvrage pendant la mise en tension, le Laboratoire fédéral d'essais de matériaux a été chargé d'installer dans la dalle une série de comparateurs et de repères ainsi que des thermomètres. Le Laboratoire de recherches hydrauliques et de mécanique des terres annexé à l'E.P.F., d'autre part, a eu le mandat d'examiner le sous-sol, puis de mettre en place une série de cellules à pression dans la culée et d'effectuer les mesures de contrôle. Huit cellules du type « Galileo » de Milan ont été placées sous la culée et dans les pans transversaux. Ces cellules fonctionnent selon le principe de la corde vibrante. Avant



a



b

leur pose, l'on a procédé à un dernier étalonnage au laboratoire. A cet effet, elles ont été encastrées dans un bloc de béton de 40/40/20 cm (fig. 3). Pour pouvoir étalonner avec une contrainte uniformément répartie, l'on a utilisé le montage suivant : une chambre à pression hydraulique présentant une membrane en caoutchouc sur l'une des faces a été serrée contre la cellule.

La disposition des cellules dans la culée est représentée à la figure 2. A cause de la forte armature, il n'a pas été possible de noyer les cellules dans le massif lui-même, comme prévu à l'origine. Elles forment des protubérances, soit sous la fondation, soit dans le plan vertical. Le sous-sol étant graveleux, il a été indispensable d'égaliser la surface de contact à l'aide d'une mince couche de sable. Les câbles d'alimentation ont été placés sous la fondation, à l'extérieur de la construction, également dans une gorge de sable. Le poste central de mesure se trouve en bordure de la route.

## 3. Résultats des mesures de pression

La variation des pressions mesurées est représentée aux figures 4 et 5. L'on a distingué trois phases : 1<sup>re</sup> bétonnage de la culée ; 2<sup>e</sup> mise en précontrainte de la culée ; 3<sup>e</sup> mise en précontrainte de la dalle elle-même.

Ce qui frappe dans la première phase de mise en charge, c'est que les pressions indiquées par les cellules (6), (7) et (8) sont supérieures au poids correspondant de la construction susjacente. La seconde phase provoque une nouvelle distribution des pressions sous la fondation : les cellules (4) et (5) sont déchargées et les cellules (6), (7) et (8) reçoivent un complément de charge (fig. 5).

La cellule (8) a réagi en premier lors de mise en contrainte de la dalle elle-même (3<sup>e</sup> phase) ; sous une poussée horizontale de 150 t dans la dalle, la partie antérieure de la culée s'est soulevée légèrement, ce qui a

Fig. 3. — Préparation de la cellule « Galileo » au Laboratoire de bétongage en vue de l'étalonnage et de la mise en place.



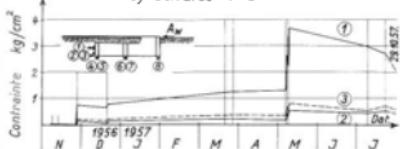
c

provoqué une décharge de la culée (8). Un accroissement de la poussée de précontrainte dans la dalle a causé un réarrangement dans la distribution des pressions transmises au sous-sol. Les contraintes se reportent de plus en plus sur les pans transversaux de la culée (cellules 1/2/3). La valeur extrême de  $3,2 \text{ kg/cm}^2$  a été mesurée dans la cellule (1). Les cellules (4) et (5),

placées sous la fondation, indiquent des pressions pratiquement constantes, quelle que soit la poussée de la dalle alors que les cellules (6) et (7) enregistrent des valeurs extrêmes de 3,2, resp.  $4,1 \text{ kg/cm}^2$ . La cellule (8) est complètement déchargée par suite du redressement de la culée. Relevons la dissymétrie entre les pressions mesurées dans les cellules (1) et (3).

### Culée Brunegg Contrainte sur le sol en fonction du temps

#### a) Cellules 1-3



#### b) Cellules 4-8

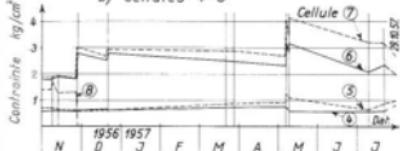


Fig. 4.

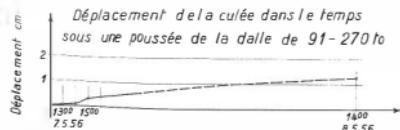
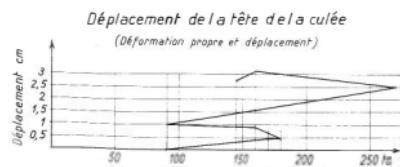
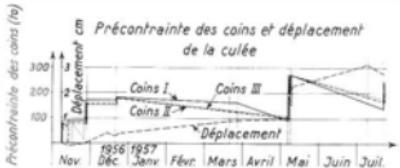


Fig. 6, 7 et 8.

#### 4. Remarque concernant la mise en place des cellules

Les résultats de mesures obtenus ne satisfont l'esprit qu'en partie. Les pressions de fondation semblent être trop élevées, ce qui apparaît clairement par les mesures en fin de bétonnage. L'erreur réside certainement moins dans le type de cellule lui-même, que dans la façon dont

#### Contraintes mesurées dans les cellules en fonction de la poussée de la dalle sur la culée

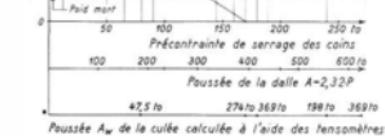
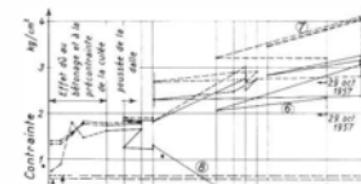
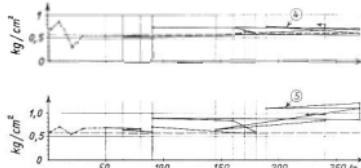
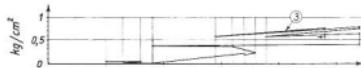
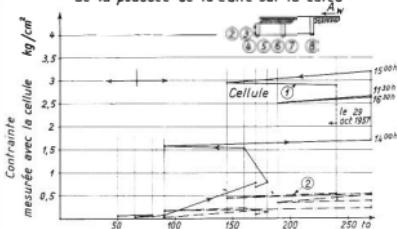


Fig. 9.

ces appareils ont dû être placés, à savoir hors du profil de la culée. L'excavation des logements pour les cellules dans le sous-sol a provoqué un remaniement local accompagné d'une diminution de la compacité (partant de la portance). Les cellules forment donc des points durs sur lesquels repose en partie la culée.

La mise en place des cellules dans des graviers comprenant des grains jusqu'à 60 mm de diamètre est également sujette à caution. L'expérience faite ici nous a conduit à concevoir — pour des mesures analogues — non plus des cellules isolées, mais des panneaux reposant sur trois cellules. Des observations similaires ont du reste été faites dans la mesure des pressions de la neige sur les ouvrages d'art.

Retenons toutefois que les appareils de mesure ont permis de suivre le comportement qualitatif de la culée lors de sa mise en charge. Les valeurs absolues enregistrées sont vraisemblablement trop élevées.

### 5. Mouvements de la culée

Les mouvements de la culée en fonction de la précontrainte et dans le temps sont représentés aux figures 6 et 7. Il est intéressant de relever la dissipation des forces dans les coins en fonction du temps, allant de pair

avec un accroissement des déplacements de la culée. La figure 7 permet de suivre la déformation de la tête de la culée. La valeur maximum atteint 3 cm. Une fissure dans le terrain est apparue vers la tête de la culée lors de la mise en contrainte pour une poussée horizontale de 270 t.

A la figure 8 sont reportés les déplacements observés les 7 et 8 mai 1956, lors de la mise en contrainte de la dalle.

### 6. Remarque finale et suggestions

Les expériences recueillies avec les mesures relatées ici corroborent les observations faites ailleurs ; les appareils de mesure permettent d'enregistrer des tensions statiques avec une précision suffisante. Toutefois, les conditions locales et la disposition des cellules à pression par rapport à l'ouvrage jouent un rôle déterminant dont il est indispensable de tenir compte pour interpréter les résultats.

Nous pensons qu'en effectuant sur l'aire de mesure non pas une série de mesures ponctuelles, mais en les groupant par panneaux de rigidité suffisante, il serait possible d'obtenir des mesures moyennes plus proches de la réalité.

# Veröffentlichungen der Schweizerischen Gesellschaft für Bodenmechanik und Fundationstechnik

Nr.		Nr.	
25 1960 vergriffen	F. Kobold <b>Methoden und Ergebnisse der in den Jahren 1956 bis 1959 im Rutschgebiet von Schuders durchgeführten Verschiebungsmessungen</b>	36 1962 vergriffen	<b>Conférences tenues lors de la réunion d'automne à Bienné, le 22 novembre 1961, et contribution des auteurs suisses au 5e Congrès International de Mécanique des Sols et des Travaux de Foundations, Paris 1961</b>
26 1961 vergriffen	<b>Verbesserung des Baugrundes.</b> Vorträge, gehalten am 13. November 1959 ähnlich der Herbsttagung in Bern. D. Bonnard et E. Recordon: <i>Les sols stabilisables au ciment en Suisse romande</i> . — F. Baldazzi: <i>Bodenstabilisierung im Nationalstrassenbau</i> . — J. Huder: <i>Dimensionierung von Straßen mit stabilisierten Schichten</i> . — M. Halden: <i>Grundwasserabsenkung mit dem «Wellpoint»-Verfahren</i> . — H.J. Lang: <i>Mechanische Verdichtungsgeräte</i> .	37 1962	<b>Conférences: J. Huder: Bodeneigenschaften und deren Bestimmung. — N. Schnitter: Pfahlgründungen. — H. Zeindler: Bau von Straßen, Fluggästen und Eisenbahnen. — A. von Moos: Verschiedene Probleme. — Ch. Schaefer: Fondations. — E. Recordon: Poussées terres sur les ouvrages. — J. Descoudres: Méthodes de mesure des caractéristiques des sols en place et applications aux échafaudillons. — J.-C. Oll: Barrages en terre, talus et tranchées ouvertes.</b>
27 1961 vergriffen	<b>Aménagement de la chute Arnon-Diablerets</b> Pierre Payot: <i>Avant-propos</i> . — R. Pernet/R. Dumont: <i>Lesouvrages de génie civil</i>	38 1962	<b>Contributions: L. Bendel et D. Bovet: Recherches dynamiques sur les fondations et les bâtiments par excitation périodique ou apériodique. — R. Haefeli et H. Bucher: New Methods for Determining Bearing Capacity and Settlement of Piles. — D. Bonnard, H. Mayor et E. Recordon: Études géologiques et géotechniques de l'autoroute Genève-Lausanne. — G. Schnitter et A. Boller: Stabilized Soil Foundations for Runways on Soils of low Bearing Capacity. — G. Schnitter et R. Zobrist: Freezing Index and Frost Penetration in Switzerland. — B. Gilg et P. Gerber: <i>La protection contre les glissements préfissurés</i>. — J. C. Oll, T. Berg et R. Chappuis: <i>Protection du barrage de Reichenau contre les érosions euterraines et les souspressions au moyen d'un rideau de drains filtrants verticaux</i>. — H. B. Fehlmann: <i>L'application des liquides thixotropiques à la base de la bentonite dans le génie civil</i></b>
28 1961 vergriffen	J. Zeller <b>Sickerströmungen als Folge von Staupiegelgschwankungen.</b> Einfluß der Länge des Grundwasserträgers auf den Sickerströmungsverlauf. — Einfluß der Tiefe des Grundwasserträgers auf den Sickerströmungsverlauf. — The Significance of Aquifer Porosity in Non-Steady Seepage Flow with Fresh Surface	39 1962	<b>37 1962 H. Bendel Die Berechnung von Spannungen und Verschiebungen in Erd-dämmen</b>
29 1961 vergriffen	<b>Problèmes géotechniques de l'autoroute Genève-Lausanne. Deux fondations profondes à Genève.</b> Conférences tenues lors de la réunion de printemps, les 20/21 mai 1960 à Nyon. Robert Ruckli: <i>Die Autobahn Lausanne-Genf</i> . — E. Dubochet: <i>Projektierung und Ausführung Autobahn Genf-Lausanne</i> . — E. Recordon: <i>Quelques aspects des études géologiques et géotechniques de l'autoroute Genève-Lausanne. L'organisation des études</i> . — J.E. Bonjour: <i>Le profil géotechnique. La superstructure de l'autoroute Lausanne-Genève</i> . — P. Knoblauch: <i>Problèmes de fondation pour l'agrandissement des magasins «Au Grand Passage» à Genève</i> . — F. Jenny/A. Kündig/P. Vajda: <i>Unterirdische Groß-Garage «Rive Centre» in Genf</i>	38 1962	<b>Geotechnisch Probleme des Nationalstraßenbaus. Vorträge, gehalten anlässlich der 7. Hauptversammlung in Zürich am 4. Mai 1962.</b>
30 1961	<b>Pfahlgründungen.</b> Vorträge, gehalten am 11. November 1960 ähnlich der Herbsttagung in Solothurn G. Schnitter: <i>Neuere Pfahlgründungen</i> . — A. Müller: <i>Der MV-Pfahl</i> . — R. Haefeli: <i>Neuere Untersuchungen und Erkenntnisse über das Verhalten von Pfählen und deren Anwendung in der Praxis der Pfahlfundation</i> . — H. Bucher: <i>Bohrpfahl und Pfahlwände System «Benofo</i> . — R. Ledergerber: <i>Preßbohr-Bohrpfahlsystem «Hochstraffer-Weise</i> . — W. Pfenninger: <i>Gerammte und gebrochene Ortsbetonpfähle System «Frankin</i> . — F. Ferrario: <i>Functionnelles Hochhäuser mit gerammten Ortsbetonpfählen System «Züblin-Alphal</i> . — A. Steiner: <i>Beitet-Bohr-Pfahl</i> . — Ausführung Brunnen — E. Kistner: <i>Umwandlung von preßfoam Systems</i> . — W. Graf: <i>Icos-Veder-Bohrpfähle</i> . — F. Andres: <i>Tragfähigkeitsvergleiche zwischen gerammten und gebrochenen Ortspfählen</i>	39 1962	<b>E. Recordon Contribution au calcul de l'épaisseur de la superstructure des chaussées</b>
31 1961 vergriffen	J. H. Scherer <b>Praktische Anwendung der Verdichtungskontrolle nach J. Hill</b> A. von Moos und A. Schneller <b>Rutschung eines Straßendammes in einem Torfgelände bei Sargans, Kanton St.Gallen</b>	40 1963 vergriffen	<b>J. E. Bonjour Détermination de la profondeur du froid dans les chaussées</b>
32 1961	W. Heierli <b>Die Dynamik eindimensionaler Bodenkörper im nichtlinearen, nichtelastischen Bereich</b>	41 1963	<b>J. Huder Bestimmung der Scherfestigkeit strukturempfindlicher Böden unter besonderer Berücksichtigung der Seekreide</b>
33 1962 vergriffen	<b>Barres en Suisse</b> G. Schnitter: <i>Digues en terre ou en enrochements</i> . — O. Ramberg: <i>Sondages, injections et traitement du sous-sol</i> . — Ch. Schaefer: <i>Le comportement des digues en terre pendant leur construction et durant l'exploitation de l'aménagement</i>	42 1963	<b>40 1963 E. Recordon Bodenstabilisierung — Stabilisation des sols</b> Ch. Schaefer: <i>Die Erdbaumechanik als Grundlage der Bodenstabilisierung</i> . — R.F. Zobrist: <i>Bodenstabilisierung mit Zement</i> . — V. Kuonen: <i>Bodenstabilisierung mit Kalk</i> . — F. Müller: <i>Die Teerstabilisierung</i> . — P. Fries: <i>Bodenstabilisierung mit Bitumenemulsionen</i> . — A. Boller: <i>Die Verstärkung des Straßenkörpers auf dem Teilstück Gland-Rolle-Almann der Autobahn Genf-Lausanne</i> . — I. Karakas: <i>Quelques expériences de stabilisation au ciment faîte sur l'autoroute Genève-Lausanne</i> . — E. Abi: <i>Die Kolbstabilisierung im Forststraßenbau</i> . — K. Vogeler: <i>Neue bauwissenschaftliche Methoden mit Teerstoffen</i> . — R. Jenny: <i>Principes d'une technique de débroussaillage</i> . — G. Wührmann: <i>Quelques exemples pratiques sur la stabilisation des sols et des matériaux tout-venant à l'aide d'emulsions de bitume stables du type E.L</i> . — E. Prandi: <i>Le laitier granulé dans le traitement des couches de base</i> . — W. Aichhorn: <i>Entwicklung der Bodenstabilisierung in Österreich</i> . — <i>Das Bauprogramm 1963 für die Nationalstraßen — Programme de construction des routes nationales pour 1963</i>
34 1962 vergriffen	L. Bendel <b>Die Fundation von Kunsteisbahnen</b> G. Amberg <b>Temperaturmessungen im Fundationsmaterial von Kunsteisbahnen</b>	43 1963	<b>41 1963 J. Huder Bewässerungs- und Wasserkraftanlagen in Syrien</b> F. Stöcklin: <i>Projektierung der Dammbauten am Oronte in Syrien</i> . — H. Schwegler: <i>Dammbauten in Syrien</i>
35 1962 vergriffen	G. Schnitter und F. Müller <b>Die Defektion von Straßendekken unter einer Radlast</b> G. Schnitter und R. Junisch <b>Schweizerische Erfahrungen mit zementstabilisierten Tragschichten im Güterwegebau</b>		

Fortsetzung siehe 4. Umschlagseite