Zeitschrift: Bulletin technique de la Suisse romande
Band: 70 (1944)
Heft: 26

Artikel: Remarques sur la résistance au cisaillement des sols et son importance dans quelques cas particuliers
Autor: Daxelhofer, J.-P.
DOI: https://doi.org/10.5169/seals-53275

Nutzungsbedingungen
Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. Siehe Rechtliche Hinweise.

Conditions d'utilisation
L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. Voir Informations légales.

Terms of use
The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. See Legal notice.

Download PDF: 29.03.2025

ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, https://www.e-periodica.ch

Remarques sur la résistance au cisaillement des sols et son importance dans quelques cas particuliers

par J.-P. DAXELHOFER, ingénieur.

(Suite et fin.) [1]

Applications. [2]

A. *Centrale de Cotilia (Italie).*

L'usine souterraine de Cotilia, sur le Velino (fig. 11), utilise les chutes du Salto et du Turano et fait partie d'un important aménagement hydroélectrique de la Société Terni. Elle se trouve à environ 15 m de profondeur sous le niveau du sol et sensiblement à la même profondeur sous le niveau des eaux phréatiques. Elle est fondée sur un conglomérat d'assez bonne qualité. La fouille fut exécutée à ciel ouvert sans rencontrer de difficultés particulières malgré le voisinage immédiat de la rivière et constitue, en soi, un travail très hardi. Seules quelques infiltrations provenant du côté de la rivière furent recueillies par un réseau de drainage. L'usine est recouverte par un remblai de 20 m environ de hauteur, limité par un glacis de 1 : 1,25 (angle d'environ 39°). Le pied de ce talus est constitué par un mur de soutènement, à cause du peu d'espace disponible pour la voie de chemin de fer qui le longe. La centrale est reliée à l'extérieur par divers ouvrages d'accès, par un puits surmonté d'un portique pour la mise en place des machines et par diverses canalisations importantes, telles qu'un siphon en béton armé et le canal d'amenée des eaux du Vellino, qui utilise une chute d'environ 15 m. La conduite forcée principale pénètre dans l'usine du côté montagne et n'entre pas en considération dans le cas considéré.

Tous les ouvrages situés entre la centrale (constituant un point fixe) et l'extérieur côté rivière se fissurèrent petit à petit. Le portique en béton armé dut être consolidé. Lors de ma visite sur place, en juillet 1943, la voie de chemin de fer s'était déplacée de 1 m environ vers la rivière et s'était abaissée de 0,50 m. Le talus s'était légèrement bombé vers l'extérieur et les installations électriques en charpente métallique situées sur la plate-forme supérieure avaient subi des déformations assez considérables mais dont on ne connaissait pas, à l'époque, l'amplitude exacte. Une fissure était visible sur le terre-plein ; elle avait l'allure d'un commencement de glissement du remblai.

Comme des pompages assez importants maintenaient les eaux drainées au niveau des fondations (environ 150 l/sec) et que cette eau contenait un peu de sable fin en suspension, on attribua tout d'abord ces mouvements à un entraînement de matières provoqué par les pompages et l'abaissement de la nappe qui en résultait. Des injections de ciment furent exécutées sans succès au pied du talus. Les mouvements étaient de l'ordre de 1 cm par mois en juillet 1943. A noter que ces mouvements n'étaient pas réguliers. Ils étaient probablement influencés par le passage des trains et par les travaux exécutés dans le voisinage, tels que : battage de pieux et palplanches pour la prise d'eau sur la rivière et fondations du pont-canal sur le Vellino. Des sondages ont été exécutés ; mais ils donnèrent des résultats peu concluants, parce qu'ils ne furent pas faits avec un outillage adéquat (sonde rotative au diamètre de 48 mm !) Toutefois ils mirent en évidence l'existence de bancs de limons fins argileux avec intercalations de couches sableuses ou graveleuses. Ils firent voir que la pente du conglomérat vers la rivière était plus forte qu'on ne le pensait et que la couche argileuse allait en augmentant d'épaisseur en s'éloignant de la centrale (épaisseur d'environ 10 m).

Si l'on examine la stabilité du système en se basant sur un état de contraintes-plan, c'est-à-dire en supposant l'ouvrage assez long et si l'on applique les formules établies par Carothers pour une surcharge en forme de terrasse en prenant une hauteur de remblai de 20 m et un poids par mètre cube de 2 tonnes (remblai imbibé d'eau de pluie), on se rend compte très rapidement de la raison essentielle des mouvements observés. Dans le cas particulier, on doit naturellement faire des hypothèses simplificatrices : il faut supposer tout d'abord que le remblai ne donne lieu qu'à des charges verticales (ce qui n'est pas vrai, mais si les efforts trouvés sont déjà dangereux dans ce cas, ils le seront à *fortiori* si l'on fait intervenir des efforts de cisaillement à la base du remblai) et que les terrains se comportent comme une masse homogène, isotrope et élastique.

En utilisant les tabelles publiées par Jürgenson [8], on arrive au schéma de la figure 12. En construisant les cercles de Mohr pour divers points, on voit que le système ne peut être en équilibre que si les terrains ont une cohésion d'environ 1,25 kg/cm², ce qui correspond au cisaillement maximum, soit p/π. Dans ce cas, il n'y aurait aucune zone de plasticité (toujours dans les hypothèses faites). Si on suppose une cohésion de 0,5 kg/cm² et un angle de frottement de 10 degrés, la zone instable est limitée par une ligne pointillée. Dans le cas particulier, les terrains sont presque sûrement sans cohésion ou avec une cohésion négligeable (limons argileux). Supposons un angle de frottement interne de 25 degrés et une cohésion nulle ; dans ce cas, la zone à l'état plastique est limitée approximativement par le trait mixte. On remarque que les sollicitations horizontales sont supérieures aux verticales à gauche de $B_1B_2B_3$, ce qui pourrait expliquer dans une certaine mesure une consolidation plus forte dans le sens horizontal, si l'on n'avait pas en outre des zones plastiques. La fondation du pied du remblai se trouve donc dans un état d'équilibre instable. La présence de couches drainantes à l'intérieur de la couche de limons,

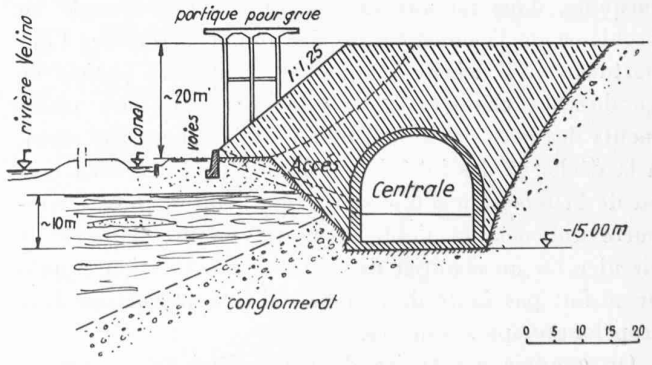

Fig. 11. — Centrale souterraine de Cotilia,
Coupe en travers schématique.

[1] Voir *Bulletin technique* du 9 décembre, p. 321.

[2] Les quelques exemples donnés à ce numéro ont pour but de montrer que les notions exposées précédemment ont une utilité pratique immédiate et ne sont pas de simples subtilités de laboratoires de recherches.

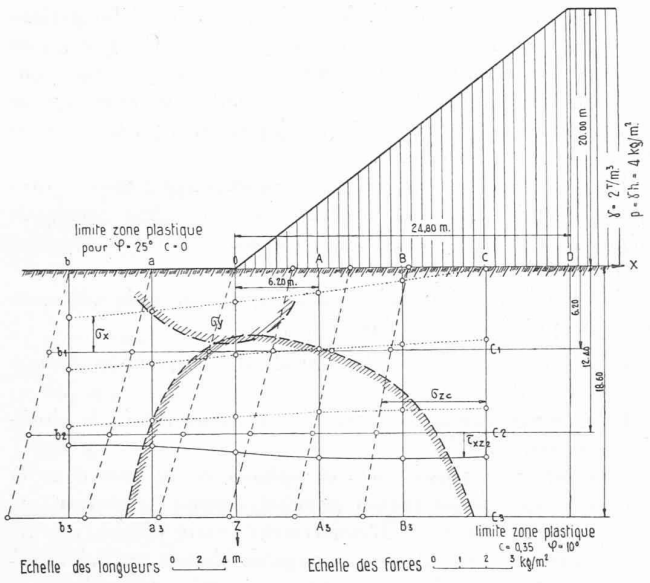

Fig. 12. — Centrale de Cotilia.
Sollicitations du sous-sol au pied du talus.

la présence du bloc de la centrale et un effet d'arc dans le sens horizontal par suite de la longueur limitée du remblai, tout cela fait que les conditions ne sont pas tout à fait aussi mauvaises que la théorie pourrait le laisser prévoir. Une étude plus complète avec prélèvements d'échantillons intacts, essais en laboratoire et observations soignées des mouvements, fissurations, niveaux de la nappe, etc., est donc nécessaire pour une étude plus fouillée du problème. Cette étude était décidée parce qu'il fallait en outre savoir s'il convenait de poursuivre les pompages ou non et si des travaux de consolidation étaient à conseiller et lesquels.

Cet exemple montre plusieurs choses :

a) *Que les remblais de terre* pèsent *et agissent sur les couches sous-jacentes, ce qui est encore bien souvent négligé!*

b) *Qu'il faut étudier soigneusement les terrains de fondation d'un remblai, surtout s'il donne lieu à des sollicitations du même ordre qu'un autre ouvrage. Dans le cas particulier, les sollicitations verticales sont de l'ordre de 4 kg/cm², ce qui est considérable.*

c) *Qu'il faut être très prudent lorsque des ouvrages doivent traverser de grands remblais et qu'il faut analyser les efforts qu'ils peuvent avoir à subir par suite des déformations du sous-sol.*

d) *Que les indications données par la théorie de l'élasticité sont utiles en première approximation et permettent de se faire une bonne idée de l'état de contraintes, en ne perdant toutefois pas de vue qu'il faut prendre un coefficient de sécurité d'au moins 1,5. (Il serait du reste logique d'admettre, dans les fondations où les matériaux s'éloignent beaucoup des corps envisagés dans les théories et où les facteurs entrant en jeu sont très nombreux, un coefficient de sécurité au moins égal à celui adopté dans les constructions en béton armé.)*

e) *Cet exemple montre qu'il faut explorer le sol à une certaine distance de l'ouvrage considéré et connaître les caractéristiques des terrains dans toute la zone où des sollicitations nouvelles sont appliquées par suite de la construction d'ouvrages ou par suite de modifications substantielles apportées au niveau du terrain naturel.*

f) *L'importance de la détermination de la résistance au cisaillement maximum et minimum et de la loi d'augmentation de la résistance au cisaillement en fonction du degré de consolidation sous l'influence des surcharges est ici évidente. Les zones plastiques auront ou non tentance à augmenter. Des travaux de consolidation seront ou non nécessaires suivant le comportement du sous-sol vis-à-vis des efforts de cisaillement.*

B. *Le barrage de Fort Peck.*

Le barrage de Fort Peck, sur le Mississippi, est un des plus grands barrages en terre, si ce n'est le plus grand du monde [1].

Le 21 septembre 1938, à 13 h. 15, un grand glissement entraînait une masse de plus de 6 000 000 m³ sur une longueur en crête de près de 600 m. Ce formidable glissement à l'écheile humaine survint près de l'appui rive droite. Il ne représente pourtant qu'un faible pourcentage de la masse

[1] Il a environ 74 m de hauteur, une longueur totale en crête de 6400 m, un cube de 100 millions de pieds cubes, soit 76,5 millions de mètres cubes et la retenue créée est de l'ordre de 23,5 milliards de mètres cubes. C'est donc un ouvrage d'une importance exceptionnelle. Il a été exécuté par remblayage hydraulique au moyen de quatre dragues capables de pomper 3200 m³/h à une distance de 8 km. Le grand barrage proprement dit a 2750 m de longueur en crête. Les fouilles ont nécessité un mouvement de terre de 3 100 000 m³. La hauteur maximum au-dessus du fond de la fouille pour le noyau est de 83 m. La plus grande largeur à la base est de 570 m. Sur toute la longueur du barrage principal et comme parafouille, on a battu un rideau de palplanches métalliques.

Les études furent entreprises en 1928-1932. En 1936, les travaux étaient déjà assez avancés ; les tunnels de dérivation étaient terminés et l'on était sur le point de fermer la brèche laissée pour le passage du Mississipi (débit des quatre tunnels en charge = 2350 m³ plus déversoir de 7100 m³/sec.) Après avoir étudié encore par la méthode photo-élastique la stabilité du barrage et surtout de sa fondation par les théories de Boussinesq, Carothers et Jürgenson, on modifia déjà, avant mise en eau, la pente du glacis amont de la section de fermeture, qui fut portée de 1 : 3 à 1 : 5 avec adjonction d'une risberme sur toute l'étendue de l'argile plastique (entre les sections 30 et 70, fig. 13).

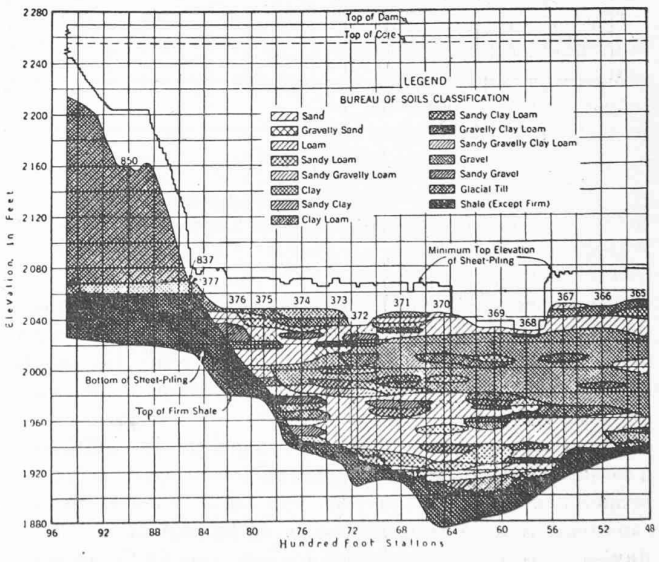

Fig. 13. — Barrage de Fort Peck,
Coupe géologique schématique suivant l'axe longitudinal du barrage rive droite (zone de glissement).

sable
sable graveleux
limons
» sableux
» sableux avec graviers
argile
» sableuse
» limoneuse
limon argilo-sableux
» argileux avec graviers
» argileux avec graviers et sable
gravier
gravier et sable
dépôts glaciaires
schistes (sauf schistes en place)

bottom of sheet piling = base du rideau de palplanches
top of firm shale = surface des schistes en place.

totale de l'ouvrage, soit environ 8 % du cube mis en œuvre à l'époque.

Cet accident eut une grande répercussion. On en vint à mettre en doute : les méthodes modernes de la géotechnique, les essais en laboratoire et les méthodes de calcul et d'essais utilisés pour les études et les contrôles de la construction.

Toutefois, le rapport final sur le glissement publié en 1940 [9], après avoir examiné les différentes causes possibles de rupture, à savoir :

a) poussée du noyau insuffisamment consolidé, produisant l'éclatement des épaulements ;
b) mouvements dans les schistes de fondation ;
c) mouvements à la surface des schistes ;
d) liquéfaction du sable constituant les épaulements,

donne de bons arguments pour attribuer la principale cause à la présence de minces couches de bentonites intercalées dans les schistes.

Les résultats des divers essais de cisaillement (fig. 14)

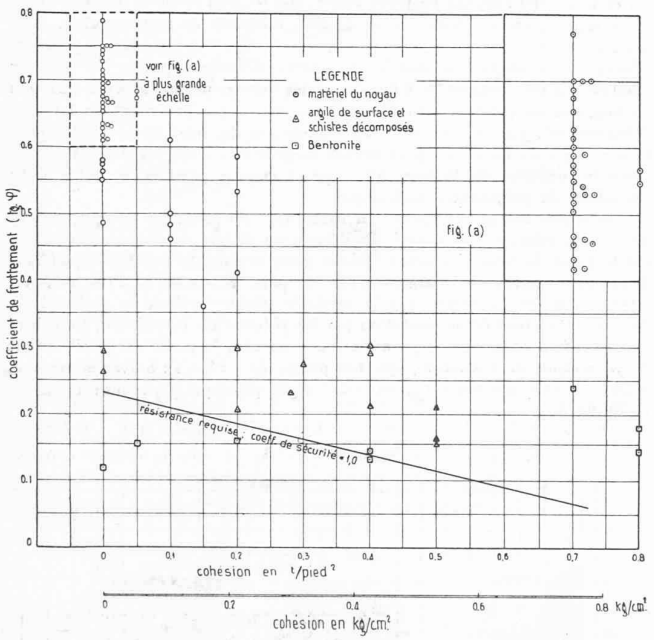

Fig. 14. — Barrage de Fort Peck.
Résultats des divers essais de cisaillement.

montrent, en effet, que le matériau utilisé pour le noyau a une forte résistance au cisaillement (angle de frottement supérieur à 30°), c'est-à-dire analogue à celui des épaulements ; tandis que la résistance des couches de bentonite est insuffisante.

Une étude plus approfondie des tensions de cisaillement à la surface des schistes en place démontra qu'il pouvait se former une zone plastique (fig. 15). Cette étude a été faite sans tenir compte de la résistance du barrage et des efforts de cisaillement qu'il engendre lui-même (voir fig. 16, nouveau profil après reconstruction). Les résultats seraient bien plus défavorables, si l'on tenait compte d'une couche lubrifiante (voir p. 343).

Le creusement du canal d'entrée des tunnels de dérivation, à 240 m plus à l'amont, a certainement eu une influence sur le phénomène. D'une largeur de 150 m, il fut comblé par les terres éboulées sur une épaisseur de 12 m environ. Certaines masses se sont déplacées de 300 m vers l'amont. A noter que l'on avait vu, lors des essais sur les argiles ou schistes décomposés de la fondation, que les déformations dues au cisaillement étaient très importantes. On prit même comme résistance au cisaillement ce qui correspondrait pour l'acier à la limite d'élasticité, ce qui eut pour avantage de diminuer les déformations de 75 % pour une perte de résistance de 25 % seulement.

Le mouvement n'eut pas lieu brusquement ; trois heures avant il était déjà sensible. La rupture eut lieu comme le déplacement d'une porte d'écluse pivotant autour de l'épaulement rocheux.

Ce cas fait voir à grande échelle l'importance de différents facteurs précédemment énumérés :

a) *La détermination de la densité critique pour les épaulements du noyau.*
b) *L'importance des déformations dans les essais de cisaillement.*
c) *L'influence considérable des détails géologiques dans la construction des grands barrages, comme l'a bien mis en évidence Terzaghi. L'étude préliminaire n'avait pas été faite avec assez de soin, puisqu'on n'avait pas fait attention à ces lentilles ou couches minces de bentonite dans des schistes décomposés ou peu consolidés. En outre l'exploration faite après coup révéla l'existence d'eau artésienne dans ces formations. La pression de ces eaux était plus élevée que la crête du barrage de 18 m* [1].
d) *L'application de la méthode dite suédoise, c'est-à-dire des glissements suivant une surface cylindrique, donnait une sécurité suffisante et n'est donc pas toujours applicable.*

Enfin, cet exemple frappant, sur lequel il serait intéressant de s'étendre, donne une leçon fort utile pour des cas analogues. Voici une application, à une échelle plus modeste mais dont je me suis occupé personnellement :

C. *Cas de Mantoue.*

Près de Mantoue, en relation avec le nouveau canal en cours de construction de l'Adriatique au lac Majeur, était prévu et commencé un port industriel pour une grosse société

[1] L'auteur de l'étude déclare que cette eau artésienne n'existait pas avant qu'on fît le barrage et qu'elle est due au phénomène de consolidation des couches argileuses et à l'expulsion de l'eau qui en résulte. Les puits artésiens de la région descendant de 180 m à 300 m de profondeur et « n'ayant jamais cette pression » ! Je crois qu'il n'est pas du tout exclus que ces eaux en pression aient pu échapper aux sondeurs. Si l'on ne prévoit pas de tubes piézométriques bien construits, une nappe en pression passe aisément inaperçue, surtout si elle se trouve dans une formation peu perméable.

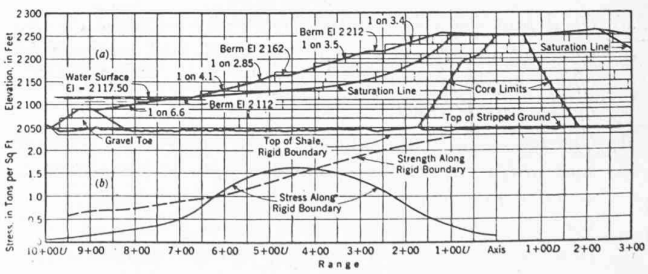

Fig. 15, — Barrage de Fort Peck.
Coupe de l'ouvrage avant rupture et diagramme des efforts de cisaillement et résistances sur base rigide, (tg. $\varphi = 0{,}185$, $C = 0{,}2$ *t*/pied²).

Stress, in Tons per *SqFt* = efforts en *t*/pied²
Elevation, in Feet = élévation en pieds
Gravel toe = base en graviers
Water surface = niveau de la retenue
Core limits = limites du noyau
Saturation lines = courbes de saturation
Top of stripped ground = limite des excavations
Top of shale = surface des schistes
Rigid boundary = base rigide
Stress / Strength } along rigid boundary = répartition des efforts / résistance } sur la base rigide.

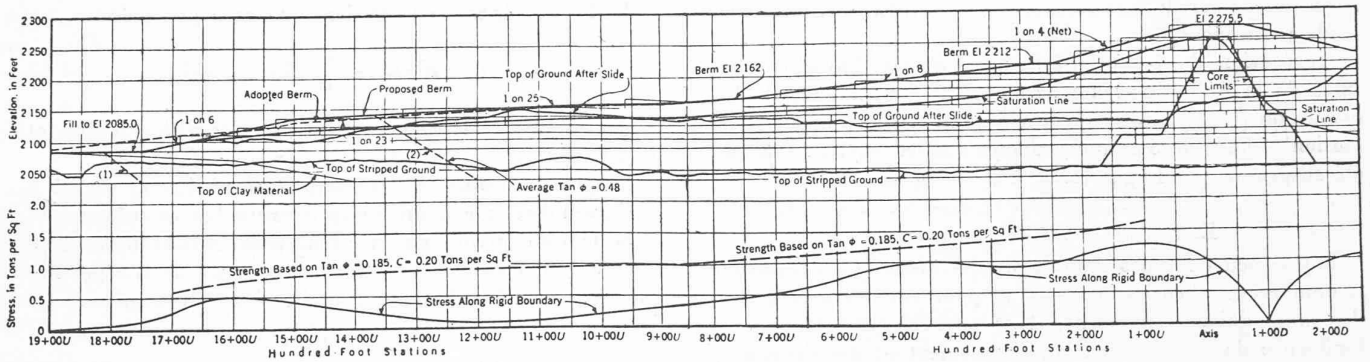

Fig. 16. — Barrage de Fort-Peck. — Section de l'ouvrage après reconstruction.
(Voir traduction légende figure 15.)

métallurgique du groupe Edison ; des sondages avaient déjà été exécutés et avaient mis en évidence l'existence de sables de diverses finesses, depuis le sable fin de plage jusqu'aux poudres fines.

Le bureau d'étude fit faire de nouveaux sondages, avec prélèvement d'échantillons et étude des caractéristiques en laboratoire [1].

Les sondages révélèrent plusieurs faits intéressants.

a) Les sables étaient dans un état très peu dense : $n \cong 45\ \%$, $\epsilon \cong 0{,}8$. Ils refluaient très facilement dans les tubes de sondages, même en maintenant le niveau constant et supérieur au niveau phréatique. La résistance à la pénétration du tube carottier était très faible et pratiquement constante.

b) Les poudres fines étaient en réalité des limons peu argileux avec une forte teneur en eau. Au milieu de la couche, qui avait une dizaine de mètres d'épaisseur, la teneur en eau atteignait ou dépassait la limite de fluidité *Wl*.

c) Sur la base des nouveaux sondages, on déplaça le bassin principal de 200 m environ, pour ne pas se trouver dans la zone où le banc de limon avait son épaisseur maximum.

Le problème posé était le suivant (fig. 17) :

Est-ce que le talus est stable avec un coefficient de sécurité de 1,5, sous l'influence d'un dépôt de minerai de fer de 15 m de hauteur et d'un poids spécifique de 3,5 t/m³ environ ?

L'étude de la stabilité par la méthode des surfaces de glissements (circulaires ou logarithmiques) donna dans chaque cas une sécurité largement suffisante. En effet, le sable et le minerai de fer ont un angle de frottement assez élevé. (Sable peu dense, $\Phi = 32 \div 34°$ environ).

Mais si l'on examine les sollicitations qui agissent sur le plan médian de la couche de limon par la théorie de l'élasticité en appliquant le principe de superposition comme indiqué au croquis, on trouve que la résistance au cisaillement était dépassée dans une certaine zone.

En effet, l'épaisseur de la couche de limon argileux est telle que la consolidation ne peut suivre le rythme d'application des surcharges. Sous le poids des couches et avant toute construction, la teneur en eau était voisine de *Wl* ; donc la résistance au cisaillement était très faible et ne pouvait augmenter au delà d'une certaine valeur parce que l'application des surcharges se faisait presque instantanément (fig. 9).

Le résultat de cette étude fut que la hauteur du dépôt dut être réduite à moins de 10 m et que tout le dépôt fut légèrement déplacé vers la terre.

C'est un cas où l'application de la théorie peut se faire avec une assez bonne approximation, parce que l'influence des contraintes de cisaillement à la base du remblai lui-même peut être négligée. Bien que l'analogie avec le cas de Fort Peek soit assez saisissante, le croquis *e*) illustre la façon dont peut se produire la rupture, si l'on suppose la couche dangereuse légèrement inclinée sur l'horizontale. Si la résistance passive de la couche sableuse surmontant les limons au fond du canal n'est pas suffisante, toute la masse pourra avancer et refluer dans le bassin du port.

Sans une connaissance des diverses propriétés des terrains

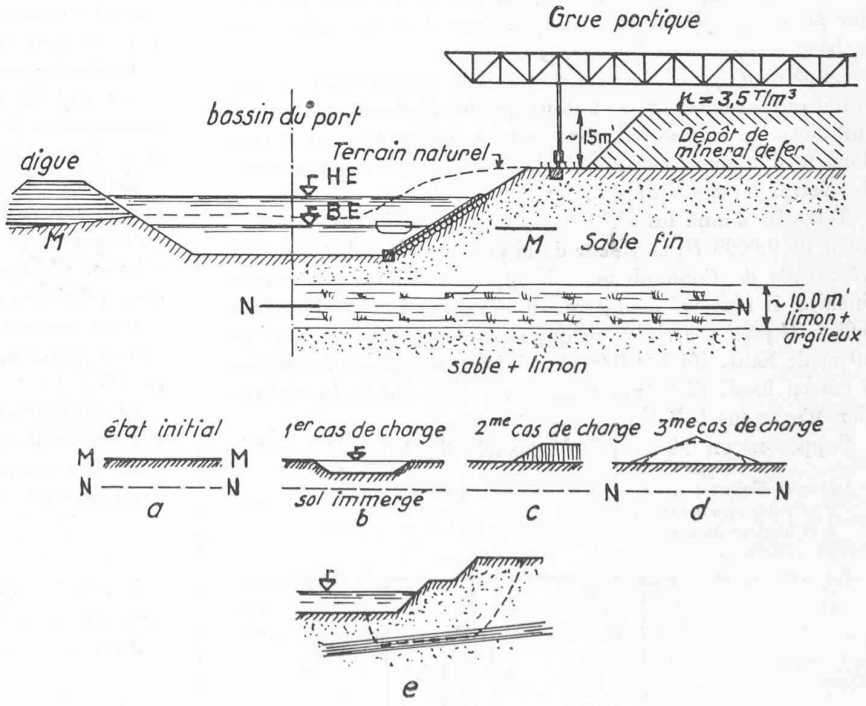

Fig. 17. — Mantoue. — Coupe en travers schématique.

[1] Laboratoire du Centro di studi e ricerche geotechniche Ing. G. Rodio, à Milan, que l'auteur dirigeait alors.

et en particulier de leur résistance au cisaillement, une telle étude est impossible.

L'exécution du bassin présentait d'autres difficultés par suite de la présence d'une nappe phréatique au-dessus du niveau du plan d'eau, ce qui provoquait des glissements par érosion régressive. J'ai appris depuis que les travaux avaient été suspendus par la guerre.

E. *Cas des murs de soutènement.*

Il y a peu de types d'ouvrages qui aient fait l'objet de si nombreuses théories et essais, et pourtant il y a toujours des murs qui se renversent. C'est probablement le cas où l'influence de la résistance au cisaillement et des déformations est le plus évident. Toutefois, et grâce surtout à Terzaghi et aux essais en grand effectués par lui, nos idées à ce sujet sont un peu plus précises.

Si un mur est absolument rigide, la poussée des terres n'est nullement celle donnée par les formules. Elle est plus forte. La poussée des terres, suivant la théorie de Coulomb, est un minimum ou un maximum selon qu'il s'agit de la poussée « active » ou « passive », et sa détermination suppose que les frottements *sont entièrement mobilisés* à l'intérieur du prisme de poussée. Cela n'est possible que si le prisme s'est déplacé d'une quantité suffisante.

En outre, la répartition des poussées est loin d'être toujours hydrostatique. Elle dépend aussi du mouvement de l'ouvrage.

Pour les terrains *pulvérulents*, on admet aujourd'hui que la répartition n'est triangulaire que si le mur pivote sur sa base ou autour d'un point situé un peu au-dessous de l'appui. Dans ce cas, il y a mobilisation du frottement non seulement à l'intérieur du prisme de poussée mais aussi contre le mur lui-même.

La poussée, dans ce cas seulement, peut être exprimée par la formule classique

$$E = \frac{1}{2}\,\lambda_a\,\gamma h^2$$

où λ_a est fonction de φ, δ et de la pente du talus et du mur[1].

La répartition n'est linéaire, en cas de poussée passive, que si le mur pivote en arrière autour d'un axe situé sous la base.

Le point d'application est au $^1/_3$ de la hauteur dans ce cas seulement, et encore pour autant que les déplacements soient suffisants. Si les mouvements restent faibles et sont encore dans le domaine élastique, la théorie classique de la poussée des terres *n'est pas applicable.*

Terzaghi donne les chiffres suivants : Pour un déplacement de 0,0005 H, la valeur de la poussée coïncide à peu près avec celle de Coulomb mais la répartition n'est pas encore linéaire, il faut un déplacement du centre du mur d'environ 0,0025 H pour y arriver, ce qui représente, pour un mur de 10 m de haut, $1000 \times 0{,}0025 = 2{,}5$ cm au milieu et environ 5 cm en haut. Si le mouvement est plus faible, la répartition n'est plus linéaire

Supposons un déplacement parallèle (fig. 18).

[1] δ = coefficient de frottement entre mur et terrain.
γ = poids spécifique du terrain.
h = hauteur du soutènement.

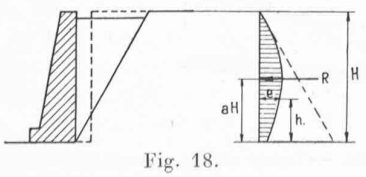

Fig. 18.

La loi de répartition est dans ce cas à peu près

$$e = K\gamma h - \frac{3}{2H}(K - \lambda_a)\gamma h^2.$$

Au sommet, elle coïncide avec la répartition hydrostatique au repos.

D'après les essais, K est compris entre 1,8 λ_a et 2,4 λ_a. C'est-à-dire que a est compris entre 0,4 et 0,45.

Si le mur pivote autour d'un point situé au-dessus du sommet, la répartition s'éloigne encore plus de la répartition linéaire (fig. 19) et le point d'application s'élève encore

$$a = \sim 0{,}5\ H.$$

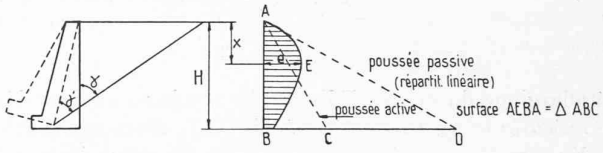

Fig. 19.

Il y a des cas de soutènements où elle peut être encore plus haut.

Si on est en présence de terrains *cohérents*, les phénomènes sont naturellement bien plus compliqués, et nos connaissances à ce sujet encore embryonnaires. Si, par exemple, l'écoulement plastique prend naissance pour un rapport $\frac{\tau}{\sigma} = \operatorname{tg}\alpha < \operatorname{tg}\varphi$ et que le mur soit calculé avec la résistance maximum au cisaillement, il en résulte qu'un mouvement se produira en chaque point de la masse où $\frac{\tau}{\sigma} \geq \operatorname{tg}\alpha$, et cela jusqu'à ce qu'on ait en chaque point $\frac{\tau}{\sigma} \leq \operatorname{tg}\alpha$.

Il n'y aura naturellement équilibre que si la résistance de l'ouvrage correspond à la poussée de Coulomb calculée avec $\operatorname{tg}\alpha$ qui est bien plus forte que celle envisagée. Il faudrait donc calculer avec l'angle correspondant au début de l'écoulement visqueux. Mais, comme on l'a vu, il n'est pas facile à déterminer et on s'en préoccupe peu.

Le développement des théories de la poussée des terres argileuses dépend donc dans une large mesure d'une meilleure connaissance de la résistance au cisaillement des sols plastiques et de l'étude expérimentale de l'influence des déformations.

En résumé, la théorie de Coulomb s'accorde mieux avec l'expérience que celle de Rankine en ce qui concerne la grandeur et la direction de la poussière des terrains pulvérulents. C'est ce qu'a montré récemment encore Terzaghi dans plusieurs articles [11].

Qu'il me soit permis ici de citer un ancien professeur de l'Ecole d'ingénieurs de Lausanne, M. Gaudard, qui écrivait en 1882 [13] :

« Les expériences de Darwin montrent un meilleur accord avec la vieille théorie de Coulomb et Poncelet qu'avec Rankine. Il n'y a pas de déformations dans toute la masse mais des fissures locales[1]. »

F. *Cas des pieux.*

L'influence du frottement sur la résistance des pieux est aussi un problème complexe qu'on ne peut qu'effleurer ici.

J'attire simplement l'attention sur le fait que pour avoir

[1] Voir aussi la remarquable étude : *The actual lateral Pressure of Earthwork*, de B. Baker. Londres 1881.

une résistance au frottement, il faut un certain déplacement, variable suivant la nature du terrain.

Comme pour les murs de soutènement, on suppose toujours dans les calculs que cette résistance est mobilisée, sans savoir si le déplacement minimum toléré le permet. S'il y a diverses couches de nature différente, il est bien évident que la résistance maximum n'est pas atteinte en même temps pour chaque couche. Il est donc absurde de prescrire (au moins pour des pieux forés et moulés dans le sol calculés au frottement) un enfoncement maximum de ½ ou 1 mm sous la charge d'essais, comme cela est souvent stipulé dans les cahiers des charges.

Enfin, faut-il rappeler que la résistance au frottement peut charger un pieu suivant le sens du déplacement relatif terrain-pieu et qu'il faut en tenir compte dans certains cas puisque son effet peut s'ajouter à la charge.

G. *Cas des remblais.*

Pour terminer, je vais essayer de vous montrer brièvement l'importance de la résistance au cisaillement dans le cas de remblais pour route, chemin de fer ou digues, ouvrages plus fréquents chez nous. Dans un remblai, agissent non seulement des efforts verticaux mais des cisaillements et des efforts horizontaux qu'il n'est pas encore facile de déterminer.

Chaque fois que le terrain d'appui du remblai a un angle de frottement inférieur à celui du matériau constituant le remblai, il faut faire attention.

C'est du reste un fait connu empiriquement depuis longtemps : ainsi, les Romains posaient déjà les remblais de route en terrain marécageux ou boueux, sur des branchages et des rondins de bois placés perpendiculairement à l'axe de l'ouvrage. Les Hollandais et les Chinois font de même pour les digues. Ils préparent de vastes claies sur lesquelles on place le remblai. Ces branchages, rondins ou claies ont pour fonction de s'opposer aux efforts de cisaillement produits par le remblai et éviter ainsi les glissements latéraux. Leur durée est, bien entendu, limitée dans le temps, mais leur destruction est en général suffisamment lente pour que la consolidation du matériel sous-jacent ait le temps de se faire, ce qui a pour effet, comme on sait, d'augmenter la résistance au cisaillement.

Examinons le cas d'un remblai sur terrain argileux et *l'influence d'une discontinuité en profondeur* : par exemple une couche de rocher située à une profondeur h ou une couche d'argile molle pouvant jouer le rôle de couche lubrifiante à cause de sa teneur en eau très élevée. Ces deux cas ont été traités par Carothers [14] en 1924. Ils furent repris par Jürgenson en 1934 [8] et par Palmer en 1939 [15] pour leur application aux remblais de route.

Pour simplifier, considérons une bande chargée uniformément de largeur $2a$. Les axes sont dirigés comme dans la figure 20.

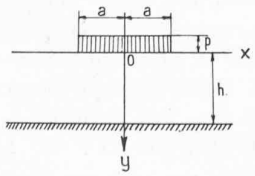

Fig. 20.

On sait que dans le cas d'un sol homogène, l'effort maximum de cisaillement se trouve sur un cercle passant par les extrémités de la charge et de rayon a. La valeur du plus grand cisaillement est τ maximum $= \frac{p}{\pi} = 0{,}318\ p$.

Supposons maintenant une couche lubrifiante à la profondeur h.

Les efforts suivant x et y ont été calculés par Carothers

$$-\sigma_c = \sigma_y = -\frac{1}{2}p\left[\operatorname{tgh}\frac{x+a}{h}\cdot\frac{\pi}{2} - \operatorname{tgh}\cdot\frac{x-a}{h}\frac{\pi}{2}\right]$$

Sur l'axe y, c'est-à-dire pour $x = 0$, on a

$$-\sigma_x = \sigma_y = -p\ \operatorname{tgh}\cdot\frac{a}{h}\frac{\pi}{2}$$

Si $h = a$

$$-\sigma_x = \sigma_y = -p\ \operatorname{tgh}\cdot\frac{\pi}{2} = -0{,}92\ p.$$

Si $h > a$

$$-\sigma_x = \sigma_y \lesssim -p$$

et si $h = 2a$ $\quad -\sigma_x = \sigma_y = -0.85\ p.$

On voit que si l'on néglige le poids des couches, on a des tractions assez importantes même si la couche lubrifiante est à une profondeur relativement grande.

Pour que le matériau qui surmonte la couche puisse résister à ces deux efforts opposés, il faut qu'il ait une cohésion au moins égale à la moitié de la différence des contraintes.

Si, au lieu d'une couche lubrifiante, on a une couche de rocher, l'effort de cisaillement sur la surface à la profondeur h est donnée par

$$\tau_{xy} = \frac{p}{2}\left[\frac{1}{\cosh}\frac{\pi}{2}\frac{x+a}{h} - \frac{1}{\cosh}\frac{\pi}{2}\cdot\frac{x-a}{h}\right].$$

On peut démontrer que σ_x et σ_y sont égaux à la surface du rocher et donc que τ_{xy} est le cisaillement principal.

Pour $h = a$, τ_{xy} est maximum pour x un peu plus grand que a et sa valeur est d'environ $p : 2$.

Comparons les trois cas :

milieu homogène :		
cisaillement maximum à	$h = a$	$\tau = 0{,}318\ p$
couche lubrifiante à la profondeur	$h = a$	$\tau = 0{,}92\ p$
rocher (maximum sous les angles de la bande chargée)	$h = a$	$\tau \lesssim 0{,}5\ p$

On voit que la présence du rocher est défavorable. Si l'on exprime la résistance au cisaillement de la couche argileuse par s, on voit que dans les trois cas ci-dessus on aura un commencement de zone plastique, c'est-à-dire qu'en certains points le cercle de Mohr coupera la courbe intrinsèque pour les valeurs suivantes de la surcharge :

milieu homogène		$p = 3{,}14\ s$
couche lubrif. à la profondeur	$h = a$	$p \lesssim 1{,}0\ s$
couche de rocher à la profond.	$h = a$	$p \lesssim 2\ s$

La rupture totale, d'après Prandtl, serait obtenue, dans le premier cas quand $p = (2 + \pi)\ p = 5{,}14\ s$, valeur en accord avec les rares essais effectués sur de l'argile.

Ces considérations s'appliquent aussi au cas d'une fondation sur radier. La présence du rocher modifie les conditions par rapport à un sol homogène, et bien qu'il ne soit pas possible actuellement de tenir compte des efforts de cisaillement dans l'évaluation des tassements, il est hors de doute que si ceux-ci ont des valeurs élevées, les tassements en seront influencés défavorablement. En pratique, on fera du reste généralement usage de pieux.

Pour un remblai, il est donc de la plus haute importance de ne pas laisser une couche molle à une profondeur relativement faible de la fondation.

La théorie de la plasticité permet aussi de résoudre le cas d'une couche molle sous un remblai considéré comme rigide [15].

La résistance limite à l'écoulement plastique sous le remblai est donnée par l'expression

$$\tau = p \cdot \frac{h}{2a}$$

dans laquelle p est la charge maximum du remblai ramené à une surcharge de forme triangulaire.

h est l'épaisseur de la couche ;

$2a$ la largeur du remblai à la base.

Si on pose $h = a$, cette expression devient

$$\tau = \frac{p}{2} \quad \text{ou} \quad p = 2s.$$

On obtient le même résultat qu'avec la théorie de l'élasticité.

Pour une couche plus mince, les résultats diffèrent sensiblement ; ainsi pour

	(élasticité)	(plasticité)
$h = \frac{a}{2}$	$p = 3{,}14\ s$	$p = 4\ s$
$h = \frac{a}{4}$	$p = 4{,}55\ s$	$p = 8\ s$

Cette différence s'explique aisément si l'on se rappelle que la théorie de l'élasticité indique le début de formation d'une zone plastique, tandis que la théorie de la plasticité donne la valeur de l'écoulement plastique sous la fondation.

On voit que plus la couche de rocher se rapproche de la surface et plus la surcharge admissible est élevée. Ce résultat n'est paradoxal qu'en apparence, parce qu'une matière molle est d'autant plus difficile à écraser que son épaisseur est plus faible.

Ainsi lorsque l'épaisseur de la couche argileuse est de l'ordre de la moitié de la largeur de la surface chargée, l'apparition de zones plastiques à la surface du rocher coïncide avec le danger d'écoulement plastique, si le remblai peut être assimilé à un corps rigide et si on peut négliger la butée des terres de chaque côté de la base du remblai.

Si cette épaisseur diminue de moitié les zones plastiques apparaissent lorsque la charge p est 78,5 % de la charge limite ; si elle diminue du quart, elles n'apparaissent que lorsque p atteint le 57 % de la valeur limite d'écoulement plastique.

Ainsi lorsque le remblai peut être considéré comme rigide, c'est-à-dire que la résistance au cisaillement à la base est plus grande que la résistance au cisaillement du sous-sol et que l'épaisseur de terrains douteux est inférieure au $^1/_4$ de la base du remblai, la charge de rupture peut être évaluée par la théorie plastique $p = \frac{sa}{h}$ (il faut donc appliquer en pratique un coefficient de sécurité).

Il est donc possible d'augmenter la résistance du sous-sol en augmentant la rigidité du remblai, c'est-à-dire en choisissant les matériaux et en effectuant une mise en place convenable ou en plaçant des fascinages au pied.

En plaçant une petite couche de sable et graviers sous le remblai, on facilite la consolidation, ce qui augmente la capacité de charge.

Les solutions pour un remblai non rigide en dehors des cas ci-dessus énumérés ne sont pas encore connues.

Rappelons ici que l'étude de la stabilité d'un remblai de section triangulaire (digue) est encore très complexe si l'on veut tenir compte des efforts de cisaillement sur la base [12] [16] et ne pas le considérer vis-à-vis des fondations comme de simples surcharges verticales (σ_y étant seul pris en considération alors que σ_x et τ_{xy} ne peuvent pas toujours être négligés).

En résumé, la présence d'une couche peu consistante entre un remblai et le bon sol est dangereuse. Si son épaisseur est faible, il faut l'enlever, ou en tenir compte en augmentant notablement l'empattement du remblai.

Si une couche très molle est intercalée dans les fondations, des efforts d'extension peuvent prendre naissance si les charges sont appliquées rapidement.

On voit tout l'intérêt d'une connaissance aussi poussée que possible de la résistance au cisaillement d'un simple remblai et de sa fondation et son influence prépondérante sur le profil à adopter et les fouilles éventuellement nécessaires.

Les théories rappelées ci-dessus expliquent la raison pour laquelle, dans le procédé de tassement de terrains tourbeux par explosion, on place des mines au droit du pied des talus et près de la surface du bon terrain et que ce sont celles qui explosent les premières (zones de τ maximum) ; on se place ainsi dans les meilleures conditions pour un écoulement plastique sous le remblai.

Conclusion.

La résistance au cisaillement des sols, qui joue un rôle si important dans toutes les théories de stabilité des fondations, est une caractéristique difficile à déterminer.

Les résultats de laboratoire doivent être complétés par des indications sur les appareils utilisés et la technique des essais. Mais ils n'en sont pas moins indispensables même pour l'étude de cas banals en apparence.

Le praticien doit retenir de l'exposé ci-dessus qu'il ne suffit pas d'envoyer des échantillons au laboratoire géotechnique en lui demandant de déterminer certaines caractéristiques. Il doit exposer le problème qu'il étudie, afin que les méthodes d'essais soient choisies de façon à se rapprocher le plus possible des conditions naturelles. Dans le cas le plus simple convient-il, par exemple, de faire des essais dits « rapides » ou des essais « lents » ? Il convient en outre d'interpréter ces résultats avec prudence et avec l'aide d'un spécialiste, sinon il court le risque d'en tirer des déductions erronées, attribuées à tort par la suite à la géotechnique.

Mais d'autre part, il ne doit pas demander au laboratoire plus qu'il ne peut donner sur la base des échantillons mis à sa disposition.

Pour les avant-projets, la théorie élastique permet souvent de se rendre compte, sur la base de quelques essais bien exécutés, s'il y a danger de glissements et si la formation de zones plastiques est dangereuse ou si elle peut être tolérée. (Résistance au cisaillement minimum après rupture.) Ces zones plastiques sont particulièrement dangereuses si elles ont tendance à augmenter. Dans ce cas, une étude plus complète s'impose.

Enfin il faut se rappeler que la résistance au cisaillement fait intervenir le plus souvent des frottements et qu'elle ne peut se manifester pleinement sans que des déformations aient lieu (on parle de la « mobilisation » des résistances de frottement). Et bien souvent les déformations des sols ne sont pas d'un ordre tel qu'on puisse les négliger, surtout si les ouvrages sont importants (cas des digues, des pieux, des murs de soutènement, par exemple). Enfin il ne faut pas oublier qu'il n'y a pas que les essais en laboratoire pour déterminer

la résistance au cisaillement. Chaque glissement, chaque exemple de rupture ou d'effondrement est un essai de cisaillement à grande échelle. Il faut l'observer le mieux possible en laboratoire et surtout faire beaucoup de mesures précises sur les ouvrages récents dont les conditions de stabilité sont étudiées et connues en détail.

Il faut faire des mesures et encore des mesures. Les théories passent, les faits bien observés demeurent et ne vieillissent pas.

Les détails jouent un grand rôle dans les fondations (par exemple les lits d'argile bentonitique à Fort Peck), parce que les cas résolus par le calcul sont en petit nombre et l'on est souvent tenté de négliger ces détails pour ramener le problème à un schème calculable.

L'influence d'une discontinuité dans le sous-sol d'un simple remblai fait voir le danger de certaines simplifications et l'importance des développements théoriques en relation avec une technique expérimentale plus poussée.

La géotechnique est actuellement dans une phase où tout se complique et où l'on doit reviser beaucoup de notions empiriques en accumulant des matériaux.

« La réalisation de bonnes mesures, a dit Le Chatelier, est une des étapes les plus essentielles de la science, mais aussi la plus difficile à parcourir. »

En géotechnique, c'est particulièrement difficile parce que les mesures doivent se poursuivre pendant des années pour un même ouvrage et ce n'est possible qu'avec une étroite collaboration entre le chantier, le laboratoire et le maître de l'œuvre.

BIBLIOGRAPHIE

[1] *Hvorslev Juul :* « Ueber die Festigkeitseigenschaften gestörter bindiger Böden ». 1937.

[2] *Terzaghi :* « L'équation de Coulomb et la résistance au cisaillement de l'argile ». Le Monde souterrain, Paris, 1938.

[3] *Hvorslev :* « Les essais de cisaillement par torsion et leur importance pour déterminer la résistance au cisaillement des sols ». A. S. T. M., 1939.

[4] *Casagrande, A. :* « Characteristics of cohesionless soils affecting the stability of slopes and earth fills ». Journal Boston S. C. E., 1936.

[5] *Haefeli, R. :* « Erdbau mechanische Probleme im Lichte der Schneeforschung ». Zurich, 1944.

[6] *Watson :* « A triaxial compression apparatus... » A. S. T. M., 1939.

[7] *Langer :* Comptes rendus Lab. Bât. et trav. publ. 1938.

[8] *Jürgenson, L. :* « The application of theories of elasticity and plasticity to foundation problems ». Journal Boston S. C. E., 1934.

[9] *Middlebrooks :* « Le glissement de Fort Peck ». Proceedings A. S. C. E., 1940.

[10] *Casagrande, A. :* « New facts in soil mechanics. Eng. News. Rec. 1935.

[11] *Terzaghi :* « General wedge theory of earth pressure ». Proceedings A. S. C. E., 1939. — « Soil Mechanics ». A new chapter in engineering. Journal of the Institution of C. E., 1939.

[12] *Rendulic :* « Erddruck im Strassenbau und Brückenbau ». 1938.

[13] *Gaudard :* « Note on Mr. G. H. Darwin's paper on the horizontal thrust of a mass of sand ». Inst. of C. E. London, 1882-83.

[14] *Carothers, S. D. :* « Test loads on foundations as affected by scale on tested area ». Proceed. Intern. Math. Congress Toronto, 1924.

[15] *Palmer :* « Design of a fill supported by clay underlaid by rock ». Public Roads, 1939.

[16] *Brahtz :* « Congrès des Grands Barrages ». 1938.

ASSOCIATION AMICALE DES ANCIENS ÉLÈVES DE L'ÉCOLE D'INGÉNIEURS DE L'UNIVERSITÉ DE LAUSANNE

Assemblée générale du 9 décembre 1944.

L'assemblée générale annuelle de l'A³. E². I. L. eut lieu le 9 décembre 1944, sous la présidence de M. le professeur *P. Oguey*, à l'Ecole d'ingénieurs, à Lausanne.

L'*ordre du jour* comportait les points suivants : les rapports du président, du caissier et des vérificateurs, qui furent acceptés sans discussion ; la fixation de la cotisation qui est maintenue à 6 fr. Vu que l'exercice en cours est fort entamé et la guerre pas finie, les élections du comité ne provoquent pas de débat et le comité actuel (P. Oguey, président ; A. Robert, vice-président ; E. Despland, caissier ; M. Krafft, secrétaire ; E. Meystre et G. Masson, membres) est réélu en bloc en même temps que les vérificateurs des comptes, MM. Pitteloud et M. Fatio.

Sont acclamés *membres honoraires* sur proposition du comité : MM. A. Biaudet, L. Capt, G. Chappuis, A. Chessex, R. Combe, W. Cornaz, M. de Miéville, A. Fath, H. Klunge, E. Lamoit, R. Marinitsch, H. Mayr, Ch.-H. Perrin et F. Riede, tous de la promotion 1903.

Rapport du comité sur l'exercice écoulé.

Messieurs et chers camarades,

L'article 2 de nos statuts prévoit que l'Assemblée générale de l'A³. E². I. L. a lieu à Lausanne, au printemps.

La coutume veut que nos membres soient conviés chaque saison à des conférences organisées alternativement par la S. V. I. A. et l'A³., dont c'est le tour pour la série de 1944-1945.

Le printemps a passé sans voir d'assemblée, cet automne va finir sans conférences et beaucoup d'entre vous se seront sans doute demandé quelle crise politique ou gouvernementale ou quelle subite paralysie de comité pouvait être à l'origine de cette inobservation des statuts et de la coutume. A moins qu'ils aient simplement supposé que le succès de notre assemblée générale de 1943 ait écrasé le comité par son exceptionnelle ampleur.

Rien de tout cela, chers camarades, la vérité est tout autre. Nous pensions que l'inauguration solennelle et officielle du nouveau bâtiment de l'Ecole d'ingénieurs aurait lieu au début du semestre d'été 1944, au plus tard au début du présent semestre, et nous voulions combiner cette cérémonie, dans la mesure du possible, avec notre réunion annuelle.

L'inauguration se fait attendre. Nous n'avons pas encore vécu cet instant solennel où le chef du Département des travaux publics remet au chef du Département de l'instruction publique l'édifice battant neuf, aux vernis encore humides et brillants. Ceci pour la bonne raison que l'édifice n'est pas battant neuf, que les étudiants ont pris possession de leurs étages en novembre 1943, l'Instruction publique entrant dans le bâtiment avant que les Travaux publics en soient sortis, et que certains locaux attendent encore l'ultime couche de vernis humide et brillant.

Qu'importe, l'essentiel est que la nouvelle maison soit là, et parfaitement adaptée à sa nouvelle destination.

C'est pour être en mesure de vous la faire visiter dans de bonnes conditions que nous avons retardé jusqu'à aujourd'hui notre assemblée générale, et nous sommes bien sûrs que vous serez récompensés de votre patience par le plaisir que vous retirerez de cette visite.

Sur ce court préambule nécessaire, passons en revue les événements qui intéressent notre association.

Effectif.

L'A³. E². I. L. a eu le chagrin de perdre sept de ses membres depuis notre dernière assemblée, soit Messieurs

Frédéric Rey, volée 1870, Henri Payot, 1889, Alfred Rochat, 1890, Jean Baggio, 1899, Gustave Nicod, 1920, Robert Bost (section française), 1926, Frédéric Verrey, 1940.

La mort nous a pris des vétérans toujours fidèles, des collègues dans la force de l'âge et des jeunes dont les débuts dans la car-