Zeitschrift: Bulletin technique de la Suisse romande

Band: 90 (1964)

Heft: 16

Artikel: Problèmes géotechniques à l'intersection de l'autoroute Genève-Lausanne et des voies des chemins de fer fédéraux au lieu-dit: "en larges pièces"

Autor: Cérenville, H.-B. de / Karakas, I.K.

DOI: https://doi.org/10.5169/seals-66994

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. 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. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Mehr erfahren

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. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. En savoir plus

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. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. Find out more

Download PDF: 13.07.2025

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

90e année Lausanne, 8 août 1964 N° 16

BULLETIN TECHNIQUE DE LA SUISSE ROMANDE

paraissant tous les 15 jours

ORGANE OFFICIEL
de la Société suisse des ingénieurs et des architectes
de la Société vaudoise des ingénieurs et des architectes (SVIA)
de la Section genevoise de la SIA
de l'Association des anciens élèves de l'EPUL (Ecole polytechnique de l'Université de Lausanne)
et des Groupes romands des anciens élèves de l'EPF (Ecole polytechnique fédérale de Zurich)

COMITÉ DE PATRONAGE
Président: E. Martin, arch. à Genève
Vice-président: E. d'Okolski, arch. à Lausanne
Secrétaire: S. Rieben, ing. à Genève
Membres:
Fribourg: H. Gicot, ing.; M. Waeber, arch.
Genève: G. Bovet, ing.; Cl. Grosgurin, arch.; J.-C. Ott, ing.
Neuchâtel: J. Béguin, arch.; R. Guye, ing.
Valais: G. de Kalbermatten, ing.; D. Burgener, arch.
Vaud: A. Chevalley, ing.; A. Gardel, ing.; M. Renaud, ing.; J.-P. Vouga, arch.

CONSEIL D'ADMINISTRATION
de la Société anonyme du « Bulletin technique »
Président: D. Bonnard, ing.
Membres: Ed. Bourquin, ing.; G. Bovet, ing.; M. Bridel; J. Favre, arch.; A. Robert, ing.; J.-P. Stucky, ing.
Adresse: Avenue de la Gare 10, 1000 Lausanne

RÉDACTION
D. Bonnard, E. Schnitzler, S. Rieben, ingénieurs; M. Bevilacqua, architecte
Rédaction et Editions de la S.A. du « Bulletin technique »
Tirés à part, renseignements
Avenue de Cour 27, 1000 Lausanne

ABONNEMENTS

1 an	Suisse	Fr. 34.—	Etranger	Fr. 38.—
Sociétaires	»	» 28.—	»	» 1.80
Prix du numéro	»	» 1.60		

Chèques postaux: « Bulletin technique de la Suisse romande », N° 10 - 5775, Lausanne

Adresser toutes communications concernant abonnement, vente au numéro, changement d'adresse, expédition, etc., à: Imprimerie La Concorde, Terreaux 29, 1000 Lausanne

ANNONCES
Tarif des annonces:

1/1 page	Fr. 350.—
1/2 »	» 180.—
1/4 »	» 93.—
1/8 »	» 47.—

Adresse: Annonces Suisses S.A.
Place Bel-Air 2. Tél. (021) 22 33 26. 1000 Lausanne et succursales

SOMMAIRE

Problèmes géotechniques à l'intersection de l'autoroute Genève-Lausanne et des voies des Chemins de fer fédéraux au lieu-dit: « En Larges Pièces », par H. B. de Cérenville & I. K. Karakas, ingénieurs, Lausanne.
Association amicale des anciens élèves de l'Ecole polytechnique de l'Université de Lausanne.
Les congrès. — Bibliographie — Documentation générale. — Documentation du bâtiment. — Nouveautés, informations diverses.

PROBLÈMES GÉOTECHNIQUES A L'INTERSECTION DE L'AUTOROUTE GENÈVE-LAUSANNE ET DES VOIES DES CHEMINS DE FER FÉDÉRAUX AU LIEU-DIT : « EN LARGES PIÈCES »

par H. B. de CÉRENVILLE & I. K. KARAKAS, ingénieurs, Lausanne

I. Introduction et projet

Au lieu-dit « En Larges Pièces », entre le pont sur la Venoge et l'échangeur d'Ecublens de l'autoroute Genève-Lausanne, le tracé de l'autoroute nécessitait la construction de sept ponts-rails, afin de permettre le passage des voies de chemin de fer des lignes directes Lausanne-Genève d'une part, et les voies d'accès de la future gare de triage de Lausanne à Denges d'autre part.

Lors de l'élaboration de l'avant-projet de l'autoroute, bien que de mauvais sols aient été reconnus, l'étude des différentes variantes montra qu'il fallait conserver les ponts à cet endroit (fig. 1).

II. Etude géotechnique préliminaire

Dix sondages dont les profondeurs avaient été fixées entre 9 et 20 m furent exécutés, avec des prélèvements d'échantillons non remaniés. Ils permirent de constater la présence d'une couche argileuse tendre dont la surface se trouve entre les cotes 392 et 393 aux sondages nos 5, 6 et 7 et à 396 m au sondage no 10. Deux sondages très profonds furent exécutés ultérieurement ; ils montrèrent que cette couche d'argile descend jusqu'à la cote de 325 m environ et qu'elle devient encore plus tendre et plus plastique en dessous des cotes 382 à 384 (fig. 2).

A l'emplacement des sondages nos 1, 3 et 4, on trouve sur les argiles des sols sableux ou limoneux gorgés d'eau. Le tableau ci-dessous résume la situation générale (fig. 3) :

Sondage no	Eau	Couche susceptible de devenir fluante	Niveau argile	Argile plus tendre
1	392,10	—	392,00	382,00
2	396,50	395,00–393,00	393,00	382,50
3	388,90	—	392,00	381,40–378,50
4	394,20	—	393,30	384,70–381,70
5	392,20	391,80–390,80	390,80	383,20–379,70
6	393,60	390,80–389,20	388,00	382,60
7	395,40	395,40–391,10	391,10	382,80–377,80
8	395,00	394,50–392,10	392,10	383,10–380,10
9	396,80	396,80–392,80	392,80	383,70–378,60
10	397,50	397,50–396,40	396,40	384,80–379,80

Plusieurs essais œdométriques et de cisaillement direct furent exécutés sur les échantillons intacts.

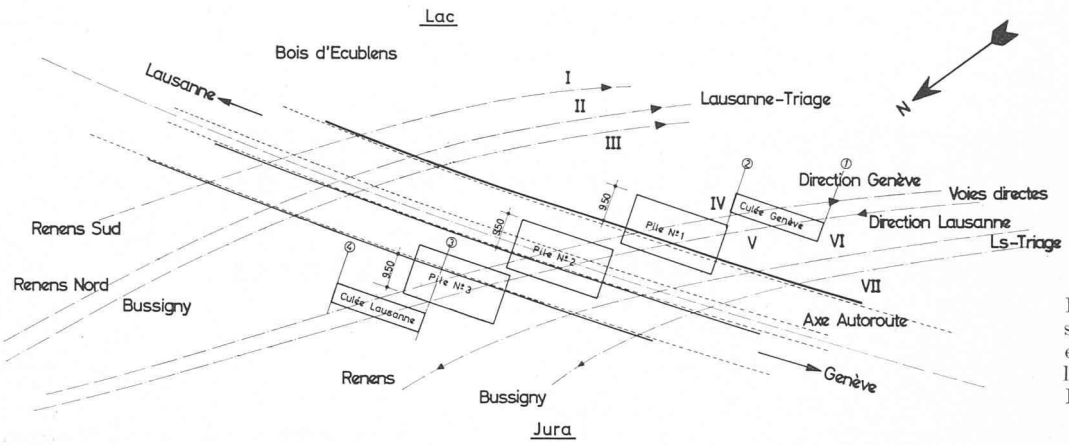


Fig. 1. — La situation schématique des ponts en « Larges Pièces » avec les fondations des ponts IV et V.

La figure 4 montre le fuseau des courbes œdométriques obtenues. L'indice de vide initial moyen était de l'ordre de 0,75. Les compressibilités (cm²/kg) entre 0 et 1 kg/cm² variaient de 0,098 à 0,162 et entre 1 et 2 kg/cm² de 0,033 à 0,068.

La figure 5 donne le fuseau de lignes de rupture obtenues pendant les essais de cisaillement. Les valeurs extrêmes obtenues étaient les suivantes :

c_u min = 0,08 kg/cm² c_u max = 0,25 kg/cm²
Φ_u min = 6° Φ_u max = 23°

avec les combinaisons extrêmes ci-dessous :

c_u = 0,08 kg/cm² Φ_u = 11°
c_u = 0,25 kg/cm² Φ_u = 13°
Φ_u = 6° c_u = 0,18 kg/cm²
Φ_u = 23° c_u = 0,10 kg/cm²

Les conditions de fondation des ponts étaient donc très défavorables. Les taux de travail admissibles variaient entre 5 et 10 t/m², susceptibles d'être augmentés de 20 à 30 % seulement si l'on admettait des tassements plus considérables et une sécurité au poinçonnement réduite. La possibilité d'augmenter la stabilité des fondations en exécutant des parois en béton armé moulées dans le sol et servant de parafouille fut rejetée au vu des importantes difficultés d'exécution et de leur faible efficacité par rapport à leur coût. La solution finalement retenue fut d'exécuter de très grandes semelles renforcées par des pieux. Les dimensions des semelles choisies nécessitaient une portance de 11 t/m² au minimum. Cette charge fut divisée en deux, en admettant que les pieux devaient reprendre la charge de la semelle dépassant 8 t/m², soit 3 t/m². En revanche, il fut admis que les charges des culées fussent entièrement prises par les pieux. Vu la très grande épaisseur de la couche d'argile, seuls des pieux flottants d'une longueur de 15 à 20 m étaient compétitifs ; leur charge utile, calculée d'après les formules statiques de Skempton, ne devait guère dépasser 30 à 35 tonnes, compte tenu de l'effet du groupe.

En ce qui concerne le terrassement de l'autoroute proprement dite, et la stabilité des talus, des problèmes difficiles étaient prévus pour les travaux d'excavation ; les engins de terrassement mobiles furent exclus d'emblée. Le renard dans les couches fluantes et la très mauvaise qualité des argiles dans les couches inférieures rendaient les calculs de stabilité des talus très problématiques. D'après ces calculs, en utilisant $\Phi_u = 24°$ et $c_u = 0{,}12$ kg/cm² au-dessus de l'eau et $\Phi_u = 12°$ en dessous, une pente de 1 : 2 fut admise pour le cas de drainage brusque de la couche aquifère suspendue, et de 1 : 3 en dessous. En définitive, des pentes de 1 : 2 furent recommandées pour les talus jusqu'à 8 m et de 1 : 2,5 pour les talus de 8 à 10 m de hauteur. Pour drainer la couche supérieure des limons, une canalisation au niveau des argiles fut projetée à 3 m en arrière de la crête du talus autoroute, du côté du bois d'Ecublens, afin d'intercepter l'eau dans son sens d'écoulement.

III. Début de l'exécution et premières difficultés

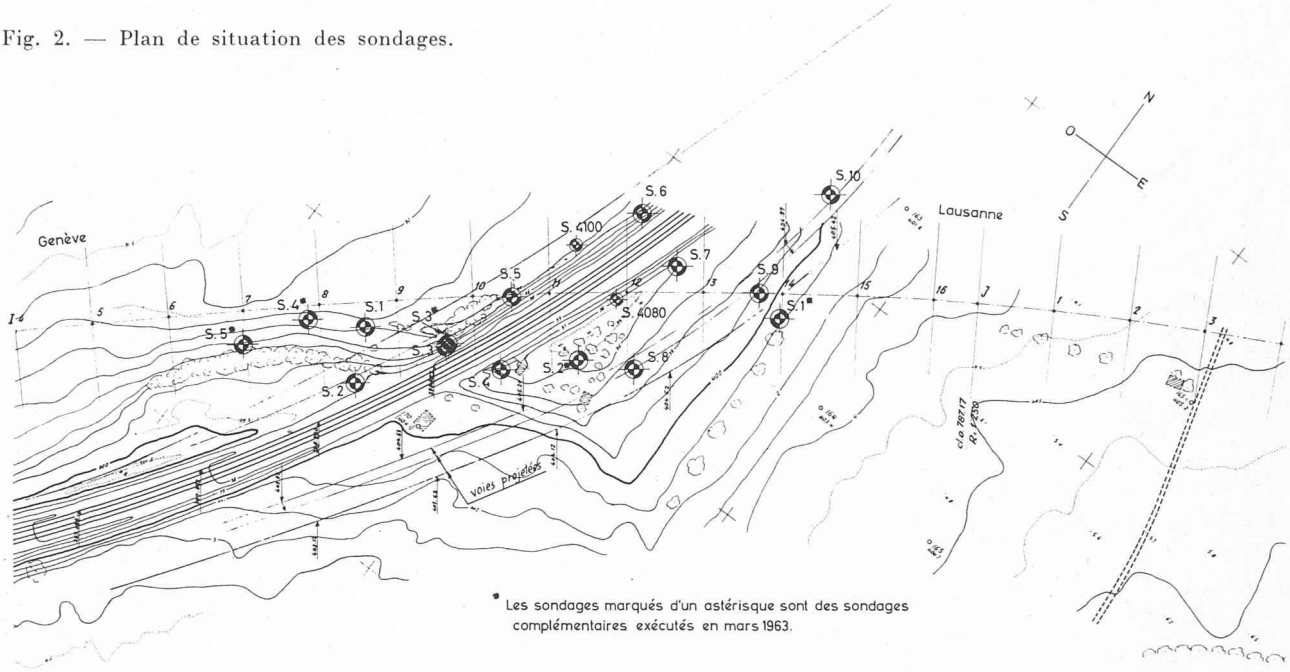
Afin de bien différencier les problèmes, l'exécution des travaux sera traitée en deux parties, la première concernant les fondations des ponts et la seconde le terrassement de l'autoroute elle-même.

A. Fondations des ponts

La figure 6 donne le profil en long du terrain naturel et les niveaux des fondations des divers ponts. Les travaux des fondations débutèrent par celles des ponts IV et V, dans l'ordre suivant :

1. Exécution d'un remblai provisoire pour la déviation des deux voies directes du chemin de fer Genève-Lausanne.
2. Exécution d'une plate-forme de travail à la cote 396 environ, c'est-à-dire en principe au-dessus des venues d'eau et en dehors des couches susceptibles de fluer, la plate-forme ayant dû être renforcée par 1 m de chaille environ pour permettre la circulation d'engins et de camions.
3. Battage des pieux Zeissl ⌀ 50 cm, d'une longueur moyenne de 22,50 m depuis la plate-forme à la cote 396. Ces pieux furent bétonnés jusqu'au-dessous des semelles, dont le niveau variait entre les cotes 388 et 389 pour les piles et de 395,50 pour la culée côté Lausanne, et de 394,30 pour la culée côté Genève. Les pieux des deux culées étaient armés, tandis que ceux des piles étaient prévus non armés.
4. Battage de palplanches de 12 à 14 m, créant des enceintes complètes autour des semelles 1, 2 et 3 depuis la plate-forme à la cote 396.
5. Excavation avec étayage dans les enceintes de palplanches pour les semelles exécutées successivement dans l'ordre de 1, 2 et 3. Les premières difficultés avec le comportement du terrain furent constatées à cette étape. L'excavation complète de la pile 1 étant terminée, l'entreprise procédait à la mise en place du béton de propreté quand celui-ci commença à monter. Cette montée fut accompagnée par la descente du remblai provisoire CFF adjacent. Les travaux furent alors accélérés au maximum, afin de bétonner la semelle et de la charger avec du tout-venant jusqu'à la plate-forme pour stopper la remontée.

Fig. 2. — Plan de situation des sondages.



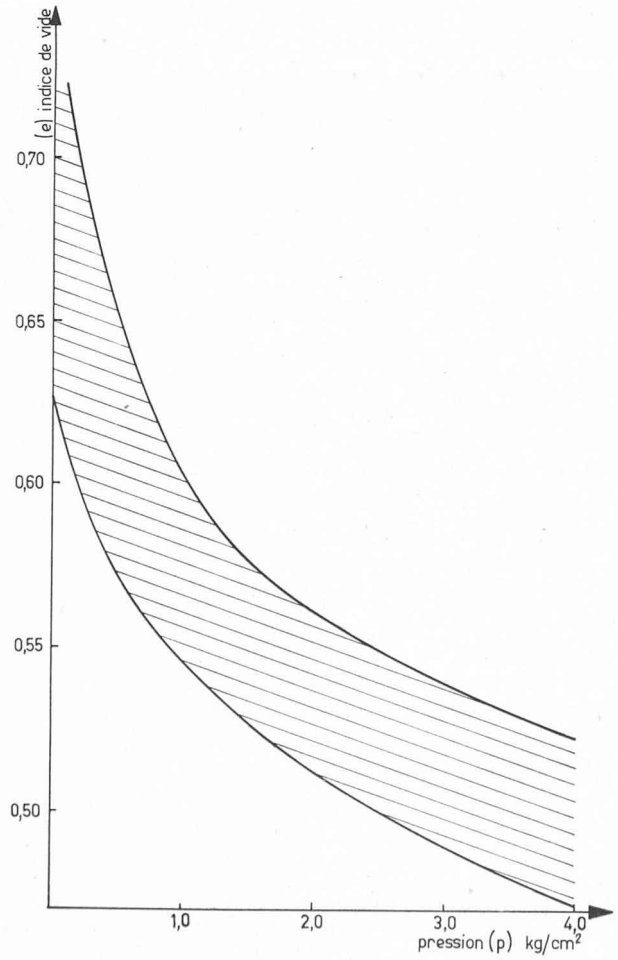


Fig. 4. — Fuseau des courbes œdométriques.

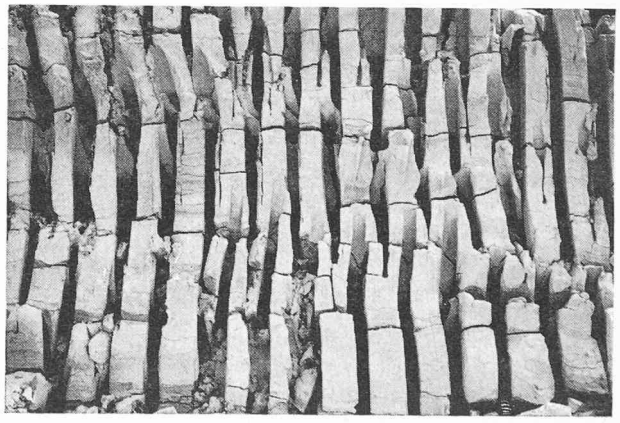


Fig. 3. — L'argile des « Larges Pièces ».

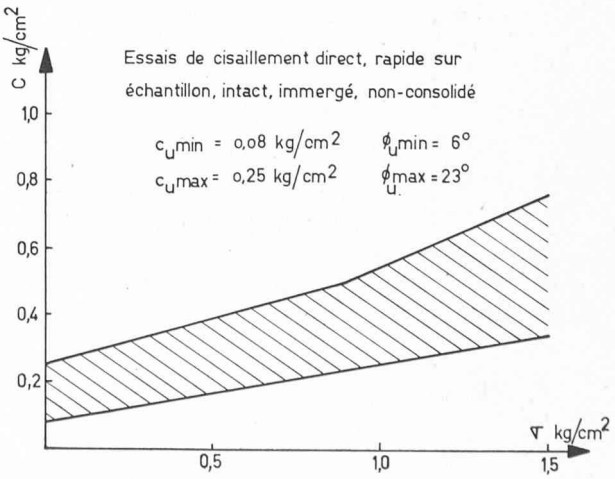


Fig. 5. — Fuseau des essais de cisaillement.

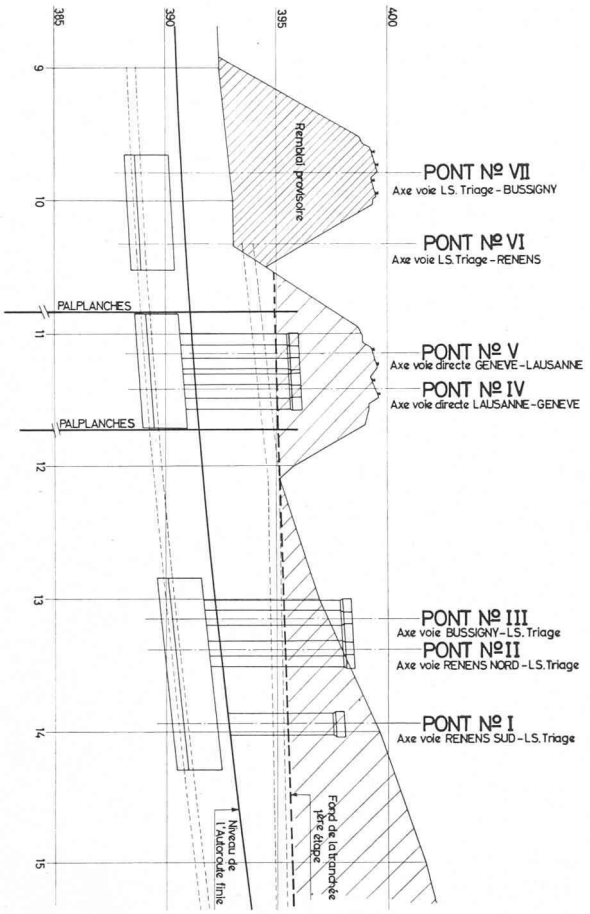


Fig. 6. — Profil en long.

Fig. 7. — Forages dans les pieux.

Des mesures exactes de la remontée du fond de fouille ne purent être faites, vu l'embarras des étais et le très rapide avancement des travaux. Parallèlement, des tassements furent observés sur le remblai CFF adjacent ; ces tassements démontraient l'importance des mouvements de terre.

Sur la base de l'expérience faite à la pile 1, les piles 2 et 3 furent exécutées par tranches et surchargées au fur et à mesure, afin de limiter les dégâts. Des remontées de fond furent quand même constatées ; elles furent toutefois beaucoup moins importantes que celles observées pendant l'exécution de la pile nº 1. A la fin du bétonnage des semelles et de leur recharge provisoire par le ballast tout-venant, un tassement estimé à environ 30 % des remontées fut constaté. Ces tassements dus au poids propre des fondations et à la surcharge se sont stabilisés après plusieurs semaines.

Les remontées des fonds de fouilles furent accompagnées par celles des têtes de pieux (non armés sous les piles) ; ce fait suscita des craintes justifiées au sujet du comportement des pieux. Le problème fut alors de déterminer à quel point on pouvait encore compter sur leur portance. Pour répondre à cette question, deux types de reconnaissance furent entrepris.

Forage à l'intérieur des pieux

La décision de bétonner et de charger la semelle de la première pile des ponts IV et V le plus rapidement possible pour stopper les remontées empêcha d'y laisser des tubes d'accès, ce qui excluait tout forage dans les pieux de ladite semelle. En revanche, quelques tubes furent laissés sur les pieux de la deuxième pile pendant le bétonnage et à travers la recharge de ballast sur celle-ci. D'autre part, des forages furent également exécutés dans les pieux des culées des ponts IV et V ainsi que dans les pieux des ponts I, II et III déjà battus (fig. 7).

Il fallait distinguer quatre espèces de pieux, selon leur implantation et leur armature :

a) *Les pieux non armés des palées des ponts IV et V* se trouvaient à l'emplacement qui avait subi les plus fortes remontées de sol par le fond de la fouille, car ces remontées se produisirent sans que l'on s'en aperçoive immédiatement ; elles furent, de plus, rapides. Les résultats de forage obtenus dans ces pieux furent imprécis pour deux raisons :
1º carottage en petit diamètre avec récupération incomplète ;

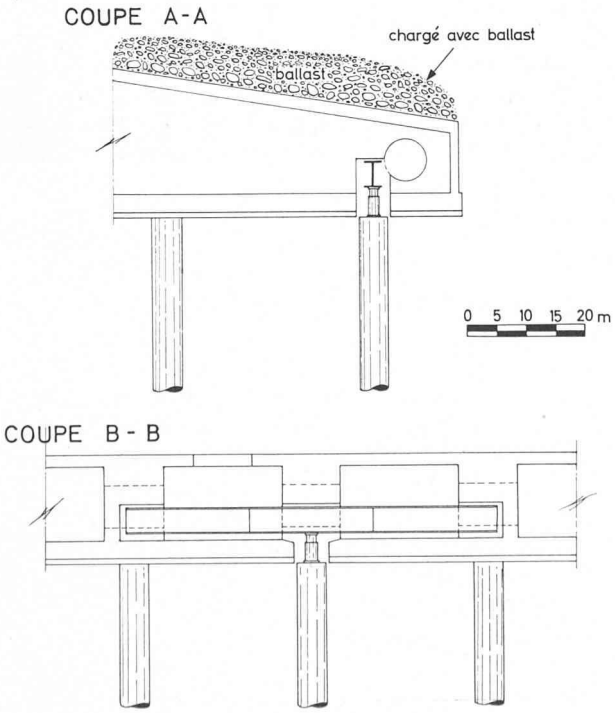


Fig. 8. — Coupes du dispositif pour essayer un pieu déjà sous la fondation exécutée.

2° mauvais centrage permettant au forage d'entrer et de sortir d'un pieu présentant des irrégularités de surface.

b) Les deux forages exécutés dans les *pieux armés des culées des ponts IV et V* indiquèrent des fissures non ouvertes et un seul vide de 1 cm.

c) *Les pieux non armés des palées des ponts I, II et III* qui n'avaient pas été soumis à des remontées de terrain présentèrent quelques fissures non ouvertes, mais aucun vide.

d) *Les pieux armés des palées des ponts I, II et III* qui n'avaient pas non plus été soumis à des remontées de terrain ne présentèrent aucune fissure.

En conclusion, on pouvait dire que :

1. Les pieux non armés étaient tous fortement fissurés ou cassés aux ponts IV et V, relativement beaucoup moins aux ponts I, II et III.
2. Les pieux armés étaient fissurés par endroit aux ponts IV et V, mais pas du tout aux ponts I, II et III.
3. Les ouvertures des fissures (vides) dans les pieux non armés n'existaient que lorsqu'il y avait eu des remontées de sol autour des pieux.
4. Les pieux armés ne présentaient que des fissures non ouvertes.
5. La sollicitation des pieux résultait de trois facteurs :
   a) Poussée des terres en profondeur due à la surcharge adjacente du remblai de déviation, à la dénivellation entre le niveau des fondations et le niveau du terrain naturel, respectivement pour les ponts IV, V et I, II et III.
   b) Poussée des terres due au battage des pieux dans une argile très plastique instantanément très peu compressible, créant des efforts de traction dans les pieux adjacents.
   c) Battage de palplanches créant des poussées similaires à celles mentionnées sous *b*.
6. Un désaxement entre les différentes parties des pieux, séparés l'un de l'autre par des fissures annulant un transfert de charge, ne semblait pas à craindre.

Essais de charge des pieux

Trois essais de charge de pieux furent exécutés ; il convient de distinguer les essais des pieux des palées des ponts IV et V préalablement mis en charge par la fondation et la recharge de b.llast et tassés de 3,5 cm environ, et l'essai exécuté sur un pieu des ponts I, II et III qui n'avait pas été préalablement chargé. Le résultat obtenu par le chargement d'un des pieux des palées IV et V est très intéressant. Le pieu avait supporté les paliers de charge de 12 et 24 tonnes avec des tassements négligeables, presque égaux à l'élasticité du pieu, lorsqu'il descendit brusquement d'environ 35 mm sous une charge approximative de 40 tonnes pendant l'augmentation de la charge de 24 à 48 tonnes. Après cette chute, le comportement du pieu sous la charge de service de 48 tonnes (35 tonnes augmentées par le facteur du groupe), ainsi qu'à 72 tonnes (150 % de la charge de service), fut très satisfaisant. La descente brusque à 40 tonnes pouvait être expliquée par une fissure non fermée par la surcharge. En effet, au début, la charge fut reprise par le frottement de la partie du pieu au-dessus de la fissure, la fissure se referma ensuite brusquement, puis le comportement du pieu redevint normal (fig. 8).

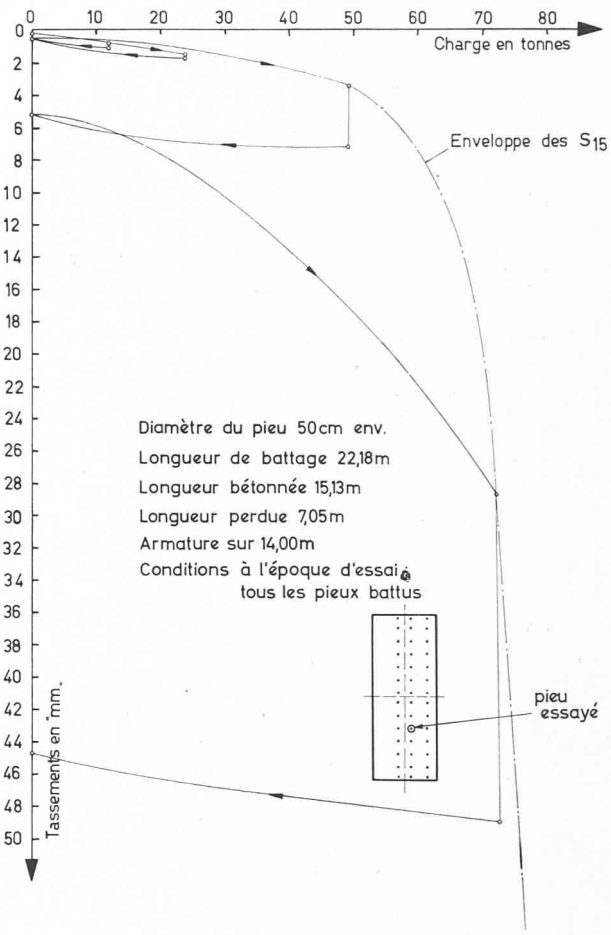


Fig. 9. — Résultat d'un essai de pieu.

Les résultats obtenus durant le deuxième essai d'un pieu des palées des ponts IV et V furent très satisfaisants ; les tassements négligeables correspondaient, en grande partie, à l'élasticité du pieu même. Le troisième essai, exécuté sur un pieu non préalablement chargé, donna des résultats plus complets (fig. 9). Cet essai indiqua que la rupture devait se produire entre 70 et 80 tonnes de charge, ce qui correspond à une résistance moyenne à la rupture de 5 t/m¹ de pieu (en négligeant la résistance en pointe) ou d'environ 3 t/m² de frottement latéral.

Les conclusions générales à tirer des deux méthodes de reconnaissance adoptées en vue de déterminer le comportement ultérieur des pieux pouvaient être résumées comme suit :

1. La charge utile des pieux non fissurés, armés ou non, était conforme aux prévisions établies sur la base d'un calcul statique.
2. Les pieux présentant des fissures ouvertes porteraient également leur charge, mais après un tassement correspondant aux ouvertures des fissures situées approximativement dans les dix premiers mètres du pieu.
3. Dans les palées des ponts IV et V, il était vraisemblable que des tassements se feraient encore sentir lors de la mise en service des ponts, car à ce moment-là, la charge effective sur les pieux dépasserait largement celle initialement prévue puisque les remblayages n'auraient pas encore été enlevés.
4. Dans les palées des ponts I, II et III, les remontées de sol qui se produisirent dans une mesure relativement faible avant le bétonnage de la semelle ne paraissaient pas avoir affecté sensiblement la résistance des pieux.

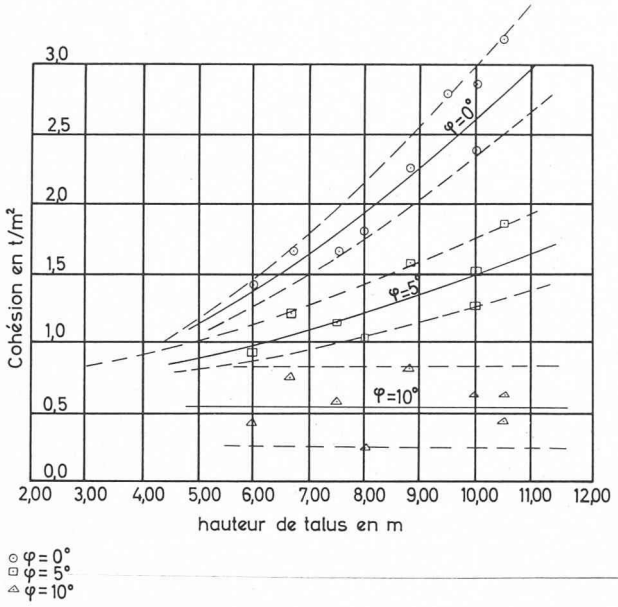


Fig. 10.

5. Il semblait donc que les pieux étaient capables de porter les charges pour lesquelles ils avaient été prévus, ceci après certains tassements complémentaires aux ponts IV et V, et moyennant des tassements un peu plus élevés que normalement aux ponts I, II et III.

Durant toutes ces études, l'exécution des ponts IV et V continuait suivant le programme prévu. Les piles étant élevées, la superstructure métallique fut posée et le tablier bétonné. Des installations de vérins furent prévues pour permettre le rehaussement des ponts parallèlement aux tassements.

B. Terrassements de l'autoroute

En même temps que toutes les difficultés rencontrées durant l'exécution des ponts, d'autres difficultés surgirent encore pendant l'excavation de la tranchée nécessitée par l'autoroute même. Ces tranchées, d'une hauteur maximum de 11 à 12 m, avaient été projetées avec un talus de 1 : 2,5 et un drainage préalable des niveaux limoneux gorgés d'eau. La canalisation de drainage ayant été exécutée, l'entreprise commença le terrassement des talus selon les indications données. Tous ces travaux débutèrent au mois de mars 1962 ; au mois d'août 1962, juste avant l'achèvement complet des travaux, des amorces de rupture se produisirent dans les talus du côté d'Ecublens (côté de l'écoulement des eaux). Les fissures furent relevées, afin d'essayer de calculer les caractéristiques effectives existant sur le terrain, selon les hypothèses faites. D'autre part, quelques échantillons intacts furent prélevés afin de réexaminer leurs caractéristiques. Chaque échantillon fut soumis aux essais habituels : teneur en eau, densité apparente, limite de liquidité et limite de plasticité, dont deux résultats sont donnés dans le tableau ci-après :

		Echantillon 1	Echantillon 2
Teneur en eau	%	28,3	26,9
Densité apparente	kg/dm³	1,99	2,01
Limite de liquidité . .	%	39,8	40,6
Limite de plasticité . .	%	18,6	19,7
Indice de plasticité . .	%	21,2	20,9

Afin de déterminer la sensitivité des sols, quelques essais de compression simple avec mesures des raccourcissements spécifiques ε % furent également exécutés dans l'ordre suivant :

Sur l'échantillon intact d'abord, mesure de la résistance à la compression simple (q_s kg/cm²) en fonction du raccourcissement spécifique %. Ensuite, remaniement de l'échantillon sans modification de la teneur en eau, mesure de la résistance puis deuxième remaniement et deuxième mesure de la résistance. Les résultats sont donnés ci-dessous :

	Echantillon 1 (394 m env.)	Echantillon 2 (392 m env.)
Résistance q_s (kg/cm²) intact	0,34 kg/cm²	0,73 kg/cm²
ε %	15,1	26,2
Résistance q_s (kg/cm²) après premier remaniement	0,157 kg/cm²	0,44 kg/cm²
ε %	39,4	33,2
Résistance q_s (kg/cm²) après deuxième remaniement	0,168 kg/cm²	0,41 kg/cm²
ε %	37,0	36,0

D'autre part, des essais de cisaillement direct, rapide, non consolidé, immergé, sur l'échantillon intact et remanié, furent également entrepris pour déterminer l'influence du remaniement sur l'angle interne de frottement et la cohésion.

En conclusion, les essais de résistance effectués au niveau de l'autoroute ou un peu au-dessus ont indiqué :

a) que les résistances obtenues n'étaient pas sensiblement différentes de celles trouvées lors des sondages préliminaires ;

b) que les résistances au cisaillement des limons argileux superficiels n'étaient pas appréciablement affectées par l'immersion;

c) que le remaniement complet des sols réduisait les angles de frottement interne de 35 à 45 % et les résistances à la compression simple de 40 à 80 %, en moyenne de 50 % en tout cas.

Parallèlement à ces investigations de laboratoire, une série d'études de stabilité fut entreprise, par la méthode graphique de Fellenius, pour diverses hauteurs de talus, en utilisant les fentes relevées, en admettant des coefficients de sécurité de 1 et des angles de frottement interne variant entre 0° et 10°. La figure 10 donne les cohésions effectives permettant à une rupture de se produire, en fonction de Φ et de la hauteur du talus. En examinant ce diagramme, on constate que, considérant que la cohésion effective ne doit pas varier avec la hauteur du talus, seul l'angle de frottement interne $\Phi = 10°$ environ satisfait à cette condition. On put en déduire qu'on pouvait admettre $\Phi = 8 - 10°$ avec $c = 0{,}7 - 0{,}55$ t/m².

A ce stade d'étude, il fut remarqué que les angles de frottement interne obtenus en laboratoire au-dessus de la cote 392 étaient plus élevés que ceux obtenus par le calcul de la stabilité des talus effondrés.

Les caractéristiques effectives des sols à grande échelle étant fixées, une étude fut entreprise pour déterminer la forme à donner aux nouveaux talus. Dans cette étude, on considéra un talus de 11 m de hauteur pour les trois cas suivants :

a) talus continu avec une pente de 1 : 3,3 ;

b) talus de pente moyenne 17° (1 : 3,3) avec plate-forme intermédiaire de 9,50 m à 6 m au-dessus du pied, les pentes effectives des deux talus étant de 1 : 2,5 ;

c) talus de pente moyenne 15,3° (1 : 3,6) avec plate-forme intermédiaire de 12,50 m à 6 m en dessus du pied, les pentes effectives des deux talus étant de 1 : 2,5.

Les résultats de cette étude sont donnés dans le tableau ci-dessous sous forme de coefficient de sécurité totale et de sécurité sur la cohésion seule.

	Cas *a*	Cas *b*	Cas *c*
Sécurité totale	1,13	1,25	1,41
Sécurité sur cohésion .	3,2	infini	infini

Il ressort du tableau, par comparaison entre les cas *a* et *b*, qui ont la même pente moyenne (1 : 3,3) que la plate-forme intermédiaire offre une sécurité plus grande que le talus continu, pour une excavation plus faible. Il ressort en outre que la sécurité du cas *b* (1,25) était un peu faible et qu'il était souhaitable de l'augmenter un peu, ceci bien que la sécurité sur la cohésion soit infinie. En conclusion, on admit un profil constitué comme suit à partir du niveau de la forme :

Talus à 1 : 3,3 (17°) sur 6 m de hauteur.

Plate-forme de 11 m de largeur.

Talus à 1 : 3,3 (17°) sur 4 à 6 m de hauteur jusqu'au couronnement.

Si la hauteur totale du talus était inférieure à 9 m, on pouvait réduire la largeur de la plate-forme à 8 m.

Le problème des venues d'eau qui se produisaient dans les 3 m supérieurs du talus fut résolu par la construction d'une nouvelle canalisation de drainage à 3 m de profondeur (niveau des argiles). Il semblait prudent de la situer un peu plus en arrière que la première fois, soit à environ 8 m de la crête et de placer les trous de drainage un peu en dessous du niveau de l'argile étanche. Le drainage coupait les venues d'eau qui, sans cela, se seraient écoulées sur le talus en entraînant des limons et en provoquant des renards. Les décisions ainsi prises furent exécutées immédiatement en élargissant la plate-forme à 16,5 m pour les commodités de chantier. Les travaux furent achevés vers la mi-octobre 1962.

Au début du mois d'avril 1963, de nouvelles ruptures furent constatées, se manifestant par une fissure et un affaissement se situant de 5 à 8 m en arrière de la crête et une autre fissure entre 7 et 10 m en aval de celle-ci. Une autre rupture était visible par endroit au pied du talus supérieur ou un peu en avant de celui-ci. Des remontées de sol et des déplacements horizontaux apparurent un peu en dessous de la crête du talus inférieur et surtout au pied de celui-ci.

Les mouvements au pied furent mis en évidence par une inclinaison des chambres de visite de la canalisation de l'autoroute qui fut poussée, par le bas, par un écrasement des tuyaux longitudinaux à leur jonction avec les chambres et enfin par une poussée des tuyaux transversaux inclinés qui poinçonnèrent la chambre.

Ceci constituait un problème qui fut réétudié de diverses manières. Les soucis créés par l'instabilité visible de ces talus et la nette diminution des résistances au cisaillement en profondeur conduisirent à rechercher la cause de ces phénomènes. C'est ainsi qu'un certain nombre de tubes piézométriques furent battus afin de vérifier la présence des pressions interstitielles. En fait, ces mesures mirent en évidence de telles pressions. D'autre part, cinq nouveaux forages permirent le prélèvement d'échantillons non remaniés servant à déterminer à nouveau les valeurs effectives de l'angle interne de frottement et de la cohésion en profondeur. L'emplacement (marqué d'un astérisque) de ces sondages est reporté dans la figure 2. L'exécution de ces sondages fut caractérisée par deux faits :

1) la grande résistance à la pénétration des cuvelages, due en partie au frottement latéral de ceux-ci contre le sol, mais surtout à la grande élasticité du terrain qui fut la cause de refus élastiques de cinq ou six fois les refus permanents, de sorte que les cuvelages ne s'enfonçaient que très lentement ;
2) la tendance du terrain à se refermer et à remonter dans les cuvelages à partir d'une profondeur variant entre 7 et 10 ou 11 m, en dessous de la cote 383 environ, les fortes remontées étant toujours associées à la présence de veines sableuses ou limoneuses sous forte pression hydrostatique.

Les sols rencontrés étaient constitués par des limons argileux ou des argiles limoneuses varvées de veines limoneuses, parfois sableuses. Deux couches distinctes étaient généralement présentes à tous les sondages :

a) la couche supérieure, de limon argileux gris olive varvé d'argile plastique ou de limon pur s'étendant jusqu'à la cote 383 environ. Cette couche présentait des teneurs en eau de 23 à 27 %, avec des densités apparentes de 2,07 à 1,93 kg/dm³ et des résistances à l'écrasement sur cylindre variant entre 0,34 et 1,01 kg/cm², en général entre 0,4 et 0,6 kg/cm². Les limites de liquidité variaient entre 41 et 45 %, les limites de plasticité entre 17 et 20 % ;

b) la couche inférieure, d'argile limoneuse très plastique gris foncé, parfois presque noire, avec des varves ou fines couches de limon ou de sable aquifère sous forte pression hydrostatique.

Les résultats des essais exécutés sur les échantillons non remaniés sont exposés ci-dessous :

Sondage	Profondeur	Angle de frottement et cohésion essais rapides non consolidés		Angle de frottement et cohésion essais lents et consolidés	
		Φ_u (°)	c_u (kg/cm²)	Φ' (°)	c' (kg/cm²)
1	388,00–387,50	13,7	0,17	30,1	0,06
1	383,55–382,95	4,0	0,17	22,3	0,07
2	383,00–381,80	4,0	0,11	23,0	0,02
3	391,25–389,55	12,4	0,10	29,25	0,02
3	387,45–386,65	8,5	0,06	29,0	0,02
3	393,65–393,15	8,0	0,20	29,25	0,04
3	379,35–378,95	3,4	0,13	24,7	0,04
4	388,15–387,75	13,0	0,17	26,4	0,05
4	384,15–383,75	15,6	0,09	24,0	0,06
5	386,40–386,05	11,25	0,15	26,5	0,04
5	383,10–382,70	10,2	0,13	26,5	0,03
5	380,40–380,00	5,1	0,13	18,7	0,03

D'autre part, des essais triaxiaux exécutés sur les échantillons non remaniés donnèrent les résultats suivants :

Sondages	Profondeur	w %	Densité apparente	$c' = c$ t/m²	Φ' (°)	Φ_u (°)
1	384,05–383,65	30,7	1,94	3,6	0	0
1	376,35–376,05	30,2	1,95	0,8	22	14
2	384,55–384,05	25,5	2,03	0	24	15
2	377,60–377,25	25,4	2,04	0	15	10
5	381,45–380,80	33,9	1,90	3,0	15	8

Sur la base de ces valeurs, la stabilité des talus fut réétudiée pour les valeurs suivantes :

	Couche supérieure	Couche inférieure
Angle frottement apparent Φ_u	12°	4°
Cohésion apparente c_u (kg/cm²)	0,08	0,13
Angle frottement effectif Φ'	24°	21°
Cohésion effective c' (kg/cm²)	0	0

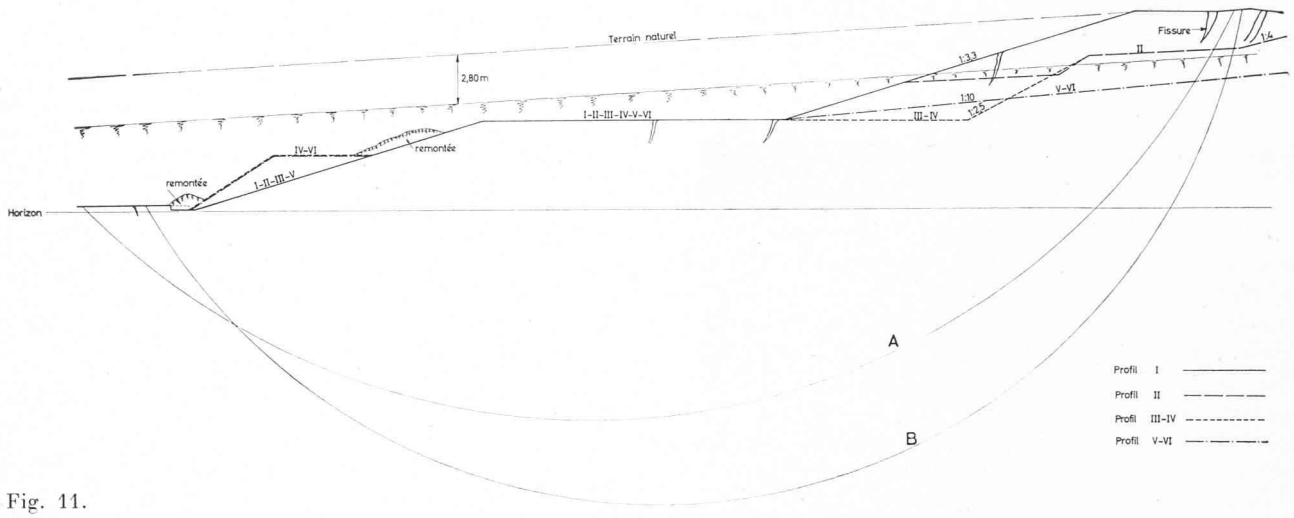


Fig. 11.

Les études furent faites sur le profil donné dans la figure 11. Tout d'abord, on rechercha quel était l'angle de frottement interne apparent minimum requis pour une cohésion $c = 0{,}5$ t/m², pour les deux cercles de rupture A et B de la figure 11.

Pour le cercle A, on obtint un angle de frottement interne apparent de 5,3° pour une sécurité $f_t = 1$ et de 4,7° pour $f_t = 0{,}9$. Quant au cercle B, les résultats furent de $\Phi = 6°$ pour $f_t = 1$ et $\Phi = 5{,}2°$ pour $f_t = 0{,}9$.

En tenant compte des pressions interstitielles qui furent constatées à cette époque et en admettant un angle de frottement interne effectif de 20° et une cohésion de 0,2 t/m², on calcula pour chacun des profils A et B la position du niveau piézométrique (horizontal ou incliné) requise pour obtenir des sécurités de 1, respectivement de 0,9. Les calculs montrèrent qu'avec un niveau piézométrique horizontal, celui-ci se trouvait entre 3,8 et 4,5 m sous la crête pour des sécurités de 0,9 et 1, tandis qu'avec un niveau piézométrique incliné, celui-ci oscillait entre 2,1 et 2,8 m sous le terrain naturel pour lesdites sécurités. Ceci étant, le niveau piézométrique fut admis à environ 2,80 m sous le terrain naturel ancien. On étudia alors les six profils I à VI de la figure 11, qui donnèrent les coefficients de sécurité ci-après pour le cercle A :

	Profil I	Profil II	Profil III	Profil IV	Profil V	Profil VI
Sécurité	0,91	1,00	1,04	1,15	1,20	1,33

Les calculs exposés ci-dessus démontraient que pour obtenir un coefficient de sécurité à peu près acceptable, il fallait adopter soit le profil IV (c'est-à-dire le profil III avec recharge au pied) soit le profil V (qui était très plat avec une pente de 1 : 10 à partir de la plate-forme).

La stabilité du talus inférieur étant douteuse, ainsi que l'indiquait la fissure observée dans la berme, ce talus fut donc étudié séparément, selon la figure 12, en ayant toujours le niveau piézométrique à 2,80 m sous le terrain naturel ancien pour trois hauteurs de talus de 5, 4 et 3 m. Diverses surcharges S_1, S_2 et S_3 placées au pied furent également envisagées afin d'accroître la sécurité totale ; celles-ci sont indiquées dans la figure 12. Les calculs correspondants donnèrent les résultats suivants :

Sécurité totale f_t

Hauteur talus	Surcharge	Sécurité
5,00 m	0	0,47
5,00 m	S_1	0,56
5,00 m	$S_1 + S_2$	0,82
5,00 m	S_3	0,62
5,00 m	$S_1 + S_2 + S_3$	0,96
4,00 m	0	0,52
3,00 m	0	0,48

D'après ce calcul, il est évident qu'avec le niveau piézométrique supposé, le talus n'était absolument pas stable et qu'il était inutile de diminuer sa hauteur, car plus celle-ci s'amoindrissait, plus la sous-pression de l'eau prenait de l'importance et la sécurité restait par conséquent insuffisante. Il fallait donc charger le pied avec toutes les surcharges possibles pour ramener le coefficient de sécurité un peu en dessous de 1. Il était

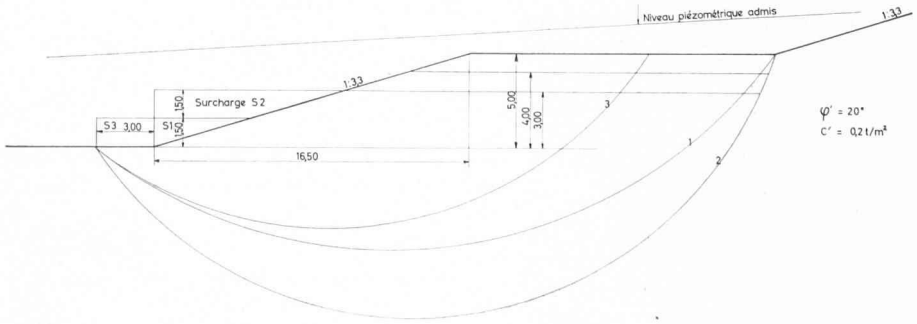


Fig. 12.

clair que cette situation catastrophique existerait avant tout au moment du terrassement et que plus tard, une fois le niveau piézométrique abaissé, la sécurité augmenterait sensiblement. Les études présentées ci-dessus permettaient d'envisager deux possibilités pour obtenir une sécurité acceptable.

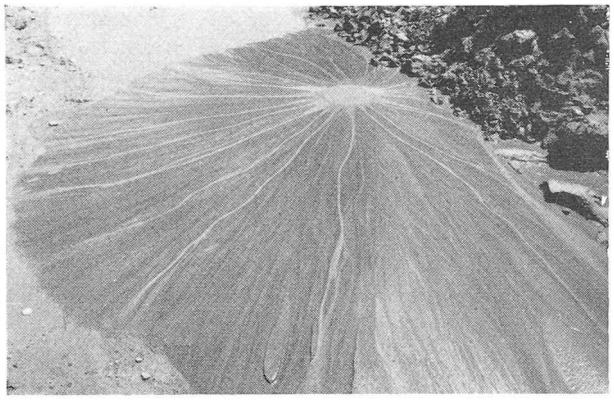


Fig. 13. — Fonctionnement d'un puits de décharge.

1) tailler le talus selon le profil IV, c'est-à-dire le profil III avec une recharge au pied ;

2) tailler le talus selon le profil V, très plat.

Vu la nécessité de rendre — dans la mesure du possible — les terrains à l'agriculture, le profil V fut adopté. Celui-ci offrait en outre l'avantage que si de nouvelles difficultés devaient surgir, il était possible de recharger le pied et d'accroître ainsi la stabilité. Cette solution fut donc exécutée. Des puits de décharge d'environ 40 cm de diamètre, d'un espacement de 5 m et remplis de ballast de 0 à 8 mm furent forés au pied des talus ; ils contribuèrent à diminuer la surpression. Actuellement, les talus sont totalement stabilisés (fig. 13).

(A suivre)

ASSOCIATION AMICALE DES ANCIENS ÉLÈVES DE L'ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE L'UNIVERSITÉ DE LAUSANNE

(A^3 E^2 P L)

Rapport du Comité sur l'exercice 1963

présenté à l'Assemblée générale du 13 juin 1964

Constitution du comité

Après l'Assemblée générale du 8 juin 1963, le comité de l'A^3E^2PL suisse, partiellement renouvelé, s'est constitué de la manière suivante : président : *Jean Grivat* ; vice-président : *Edgar Robert* ; secrétaire : *Pierre Meystre* ; caissier : *Claude Nicole* ; membres : M. *Maurice Cosandey*, directeur de l'EPUL ; *Jean-Pierre Vallotton* ; *René Masson*.

Les anciens présidents, MM. *A. Robert*, *R.-H. Lambert* et *E. Bussy* participent également aux séances, à titre de conseillers.

Activité du comité

Votre comité a tenu quatre séances plénières depuis la dernière assemblée générale, dont l'une avec le président de la section de Suisse orientale, M. de Rham. Un comité restreint s'est également réuni à diverses reprises pour traiter tel ou tel point particulier.

Nos séances ont été consacrées à la liquidation des affaires courantes et à la discussion des nouveaux statuts, dont nous vous entretiendrons plus loin. Un effort tout particulier a été accompli pour accroître nos effectifs en intervenant auprès des nouveaux diplômés et des anciens non membres de notre Association.

Effectif des membres

L'effectif de l'A^3E^2PL suisse s'élevait au 1er juin à 1554 membres, dont 100 rattachés à la section de Suisse orientale, 195 à la section genevoise et 144 résidant à l'étranger, dans les pays sans A^3 nationales.

Nous avons eu, d'autre part, le chagrin de perdre au cours de 1963 les collègues suivants :

MM. *Charles Chappuis*, promotion 1918 ; *Hubert de Cerjat*, promotion 1913 ; *Arnoldo de Carvalho*, promotion 1918 ; *Walter Beck*, promotion 1952 ; *Aurèle Mingard*, promotion 1917 ; *Emile Gardiol*, promotion 1913 ; *Norbert Rochat*, promotion 1959 ; Mlle *Emma Mortara*, promotion 1949 ; M. *Robert Flatt*, membre ami.

Relevons que le décès de Mlle Mortara, membre très fidèle du comité de l'A^3 italienne et déléguée au Comité central, nous prive d'une collaboratrice particulièrement affable et dévouée.

Pour honorer la mémoire de ces disparus, nous prions l'assemblée de se lever.

Activité de l'Association suisse

Comme ce fut le cas ces dernières années, par suite de la suroccupation de ses membres, l'activité de notre Association s'est limitée à une assemblée générale ordinaire et — en commun avec la SIA et la GEP — trois conférences et quatre visites d'installations, à savoir :

Pour les conférences :

le 20 février 1964, un exposé de M. P. Banderet, docteur ès sciences, sur les expériences faites dans un centre de calculatrices électroniques ;

le 5 mars 1964, un exposé de M. Zoller, ingénieur EPF, sur les procédés de préparation et de planning ;

le 19 mars 1964, un exposé de M. E. Casal, ingénieur EPF, sur le monde des grands barrages.

Pour les courses :

le 6 juillet 1963, visite des Ateliers Giovanola et des établissements « Pierres fines » à Monthey ;

le 13 juillet 1963, visite des chantiers de l'autoroute de la ceinture lausannoise ;