

Zeitschrift: Bulletin technique de la Suisse romande
Band: 62 (1936)
Heft: 2

Artikel: Les études géotechniques: leur but et leurs méthodes
Autor: Bonnard, D.
DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-47554>

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: 30.03.2025

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

Elle a pris acte de la communication de la Délégation allemande relative à la loi du 5 septembre 1935, entrée en vigueur le 1^{er} octobre 1935 et modifiant le siège et le ressort des tribunaux allemands pour la navigation du Rhin. D'après l'article premier de cette loi, la juridiction en matière de navigation du Rhin (articles 33 à 36 de la Convention révisée pour la navigation du Rhin du 17 octobre 1868, 4 juin 1898) est attribuée en première instance aux tribunaux de bailliage (Amtsgerichte) de Duisbourg-Ruhrort, Saint-Goar, Mayence, Mannheim, Ludwigshafen et Kehl et des tribunaux supérieurs pour la navigation du Rhin existent dans les tribunaux supérieurs de Cologne et de Karlsruhe. Cette loi est complétée par une ordonnance du 25 septembre 1935, entrée en vigueur à la même date.

L'ouverture de la prochaine session a été fixée au mardi 21 avril 1936.

Les études géotechniques. Leur but et leurs méthodes.

par D. BONNARD, ingénieur, chef de travaux
au Laboratoire d'hydraulique de l'Université de Lausanne.

I. Introduction.

L'absence de données précises sur les propriétés physiques des terrains sablonneux et argileux a parfois été la cause de déboires. Qu'il s'agisse de constructions civiles ou d'ouvrages d'art, architectes et ingénieurs se trouvent souvent en face de difficultés dont la cause est non seulement la négligence des travaux préliminaires de recherches (sondages, prélèvements, étude géologique de la région), mais le manque de bases sûres leur permettant d'estimer les risques résultant de l'existence de tel ou tel sol.

La géotechnique ayant pour objet l'étude systématique des propriétés physiques et mécaniques des sols et leur classification, apporte une contribution nouvelle à la solution des problèmes fondamentaux relatifs aux fondations et aux massifs terreux : tassement probable d'une fondation (sur dalle ou sur pieux), débit des écoulements souterrains, stabilité des volumes terreux, poussée des terres, glissements, etc., etc. Consolidation et étanchement des sols.

Il existe, pour l'examen de ces questions, des méthodes analytiques. Mais toutes impliquent la connaissance des propriétés des terres. M. Caquot, auteur du remarquable ouvrage : « Equilibre des massifs pulvérulents »¹ insiste en ces termes sur l'importance de la question :

« Les résultats obtenus dans ces calculs seront d'autant plus certains et les marges de sécurité admises pourront être d'autant plus faibles que les données physiques introduites dans les calculs seront plus exactes.

A ce point de vue, les ingénieurs ne devront pas oublier qu'ils sont avant tout des physiciens. Lorsqu'ils exécuteront des sondages, ils ne devront pas se contenter d'un nom pour désigner l'échantillon examiné, mais ils devront, par des mesures expérimentales caractériser par cet échantillon chaque couche de terrain au point de vue de sa cohésion, de son frottement interne, de sa densité et de sa compressibilité.

C'est à l'aide de cette étude préalable, soignée et mé-

thodique, des conditions du milieu que l'ingénieur peut déduire la meilleure solution du problème posé, et aborder la réalisation en toute sécurité. »

En effet, au cours de ces dernières années, on est parvenu à établir des règles permettant l'utilisation, dans l'étude analytique des ouvrages, de données expérimentales résultant de l'examen d'échantillons de terre en laboratoire. Ces nouvelles méthodes de recherche, appliquées parallèlement aux travaux entrepris sur place, tels que sondages, prospection géologique, essais de charge, etc., etc., ont été préconisées par M. le professeur Terzaghi, dont l'ouvrage « Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer Grundlage » a servi de point de départ à toutes les études de ce genre¹.

Dès lors furent créés, par plusieurs Ecoles techniques supérieures et par diverses entreprises de travaux publics, des laboratoires de recherches géotechniques dont les travaux ont déjà contribué au développement de la technique des sols et plus particulièrement des fondations.

A l'heure où tout concourt à rechercher, pour chaque ouvrage, le type de construction et le mode de fondation le moins onéreux, il est nécessaire de mettre à la disposition des ingénieurs et des architectes de nouvelles données leur permettant de résoudre ces problèmes en meilleure connaissance de cause.

C'est pour répondre à ce but que fut créé à Lausanne, en annexe du Laboratoire d'hydraulique de l'Ecole d'ingénieurs, une section de géotechnique.

II. Enumération des essais géotechniques normaux. Définition des grandeurs caractéristiques².

A. Détermination des caractéristiques physiques d'une terre.

Ces déterminations ne sont pas particulières aux études géotechniques et les méthodes utilisées ne sont pas nouvelles. Elles relèvent de la physique élémentaire.

$$a) \left\{ \begin{array}{l} \text{Densité apparente} \\ \text{Poids spécifique de la matière solide} \\ \text{Teneur en eau à l'état naturel.} \end{array} \right.$$

Le volume exact d'un échantillon s'obtiendra par jaugage, après immersion dans du mercure, du volume déplacé équivalent. Les pesées se feront à l'aide de balances de précision de type courant et le poids spécifique des grains se détermine par la méthode du flacon (picnomètre). La teneur en eau s'obtiendra par différence des poids avant et après dessiccation complète de l'échantillon à l'étuve, à 105°, et au dessiccateur à chlorure de calcium.

Nous aurons, par définition :

$$W, \text{ en } \%, = \text{Teneur en eau} = \frac{\text{Poids de l'eau}}{\text{Poids du produit sec}} = \frac{P - P_s}{P_s} \cdot 100$$

$$\epsilon = \text{Indice de vide} = \frac{\text{Volume de l'eau}}{\text{Vol. du produit sec}} = \frac{V - V_s}{V_s}$$

¹ L'analyse détaillée de ces questions a été faite par M. Buisson, dans une série d'articles parus dans la revue « Travaux » (« Science et Industrie ») d'avril, mai, juillet, août, novembre, décembre 1934, février 1935.

² Voir à ce sujet le « Bulletin », N° 1, du Centre d'études et de recherches géotechniques, 16, avenue Hoche, à Paris.

¹ Gauthier-Villars, Paris, 1934.

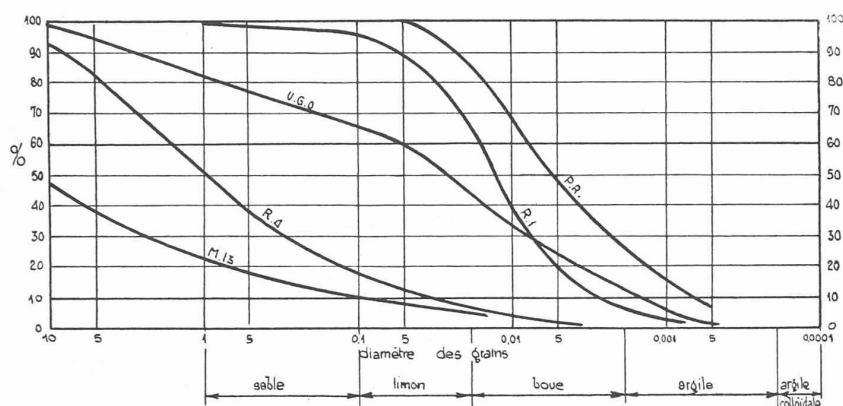


Fig. 1. — Courbes granulométriques de divers sols : R_4 , terrain sablonneux ; $U.G.O.$, terrain limoneux ; $P.R.$, argile de potier.

$$n = \text{Pourcentage de vide} = \frac{\text{Volume de l'eau}}{\text{Vol. apparent de l'échantillon}} = \frac{V - V_s}{V} \cdot 100.$$

Dans ces définitions on a supposé que tous les pores étaient gorgés d'eau.

b) *Composition granulométrique des sols.* — On adoptera pour les constituants du sol la nomenclature suivante : sable (grains de 1 mm — 0,1 mm), limon (grains 0,1 mm — 0,02 mm), boue (0,02 — 0,002 mm), argile (0,002 — 0,0002 mm), argile colloïdale (0,0002 — 0,00002 mm). Le plus souvent, le terrain à étudier se présentera sous la forme d'un aggloméré où figureront en quantité variable ces divers éléments. La manière la plus simple de montrer dans quelle proportion l'échantillon examiné appartient à l'une ou à l'autre des catégories citées sera d'établir sa *courbe granulométrique*. On obtiendra cette dernière en faisant figurer, en fonction du diamètre des grains portés selon une échelle logarithmique en abscisse, le poids (en % du poids total de la matière solide) des grains de diamètre inférieur au diamètre envisagé, l'échelle des % croissant de 0 à 100 % à partir de l'origine. (Fig. 1.)

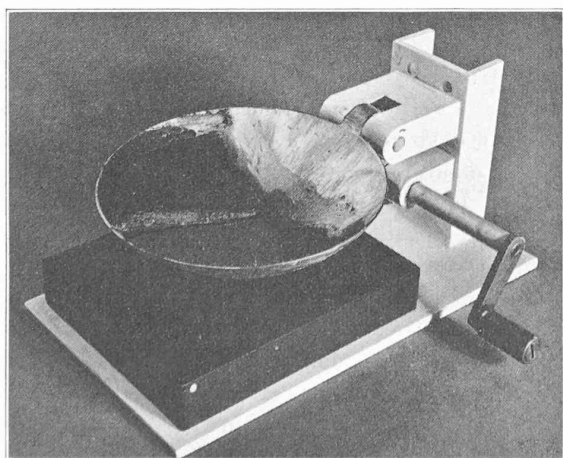


Fig. 2. — Cuillère servant à la détermination de la limite de liquidité.

La détermination de la quantité de matière, dont les grains dépassent une dimension fixée, se fait par tamisage (à sec ou à l'eau), pour autant que le diamètre des particules dépasse 0,075 mm. Au delà de cette limite, pour les éléments fins, on procède par décantation. Cette méthode consiste à observer la vitesse de chute des particules d'une suspension constituée par dispersion de l'échantillon dans de l'eau distillée. On mesure à divers intervalles de temps, à l'aide d'un aréomètre, la densité de la suspension. Etant données les caractéristiques géométriques du récipient et de l'aréomètre, le poids spécifique des grains,

la température de la suspension, il est possible de déduire des lectures faites, par application de la loi de Stokes¹, le poids des particules excédant un diamètre donné.

Par définition nous aurons :

$$\text{Degré d'uniformité} = U = \frac{\text{diamètre à 60 \%}}{\text{diamètre à 10 \%}}.$$

En outre, le diamètre à 10 % est appelé diamètre d'Allen Haazen. Il peut servir de critère pour une estimation grossière de la perméabilité.

c) *Limites d'Atterberg.* — Il peut être intéressant de caractériser un sol par sa teneur en eau, alors qu'il répond à certaines conditions bien définies.

Limite de liquidité, W_l . On nomme ainsi la teneur en eau, exprimée en % du poids de la matière sèche, pour laquelle le corps étudié passe de l'état fluide à l'état plastique. Cette limite se détermine à l'aide d'un récipient en forme de cuillère, dans lequel on a placé le sol à étudier, et auquel on imprime un nombre fixe de secousses bien déterminées. Au préalable, on trace dans la terre un sillon à l'aide d'une spatule spéciale. Du degré de déformation du sillon à la fin de l'expérience on déduit que la teneur en eau correspond ou non à la limite de liquidité. (Fig. 2.)

Limite de plasticité W_p . C'est la teneur en eau à l'instant où le corps passe de l'état plastique à l'état solide.

Nous avons défini précédemment ϵ , l'indice de vide. Pour un corps donné à la limite de liquidité et à la limite de plasticité, correspondront des valeurs d' ϵ différentes.

On a par définition :

$$\text{Indice de plasticité} = \epsilon_{W_l} - \epsilon_{W_p}.$$

Cet indice de plasticité donne une indication au sujet de l'angle de frottement (voir plus loin).

Limite de retrait. Lorsqu'un échantillon d'argile sèche, son volume diminue. A un moment donné, la dessiccation

¹ Si l'on désigne par : γ , le poids spécifique des grains en gr/cm^3 ; γ_0 , le poids spécifique du liquide en gr/cm^3 ; η , la viscosité du liquide en gr. sec/cm^2 ; v , la vitesse de décantation en cm/sec ; d , le diamètre des grains en mm ; H , la hauteur de décantation en cm ; T , le temps en secondes; la formule de Stokes :

$$d = \sqrt{\frac{1800\eta}{\gamma - \gamma_0} v} = \sqrt{\frac{1800 \cdot \eta \cdot H}{\gamma - \gamma_0} \cdot \frac{1}{T}}$$

donne à l'instant considéré le diamètre des grains déjà décantés.

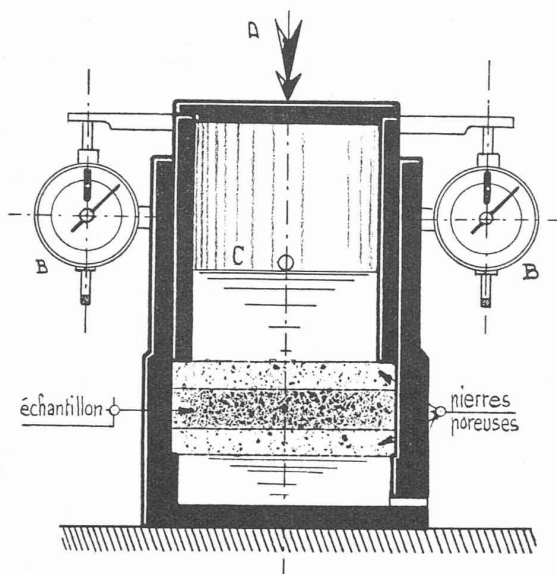


Fig. 3. — Oedomètre. L'échantillon est comprimé dans un cylindre entre deux pierres poreuses.

A. Charge dont on peut varier à volonté la grandeur à l'aide de leviers.

B. Fleximètres permettant de mesurer les tassements et les gonflements de l'échantillon.

C. Niveau d'eau dans l'appareil.

se poursuit à volume constant. La limite de retrait est la teneur en eau à l'instant où le matériau a atteint son volume minimum.

B. Détermination des caractéristiques mécaniques d'une terre.

a) *Essai de compression avec frettage latéral ou essai œdométrique.* — Sur un sol terreux, dont les pores sont pleins d'eau, toute contrainte produit une déformation qui, si petite soit-elle, est partiellement permanente. Elle s'accompagne d'une expulsion plus ou moins complète des eaux interstitielles. La grandeur de la déformation exprimée en fonction de la charge normale variera d'une terre à l'autre (influence de la compacité, teneur en eau, % des vides) et c'est principalement en vue de définir l'ordre de grandeur, pour chaque cas, des tassements probables que l'on procède à l'essai œdométrique.

Pour cet essai, l'échantillon de terre est comprimé sous l'eau dans un cylindre entre deux pierres poreuses. On augmente graduellement la charge. A chaque état de contrainte correspondra, après tassement, un nouveau volume apparent et une nouvelle teneur en eau de l'échantillon. Une fois la compression poussée assez loin on déchargera l'éprouvette en observant son gonflement.

Les résultats de cet essai se donnent sous forme d'un graphique où figure, en fonction de la contrainte normale p , l'indice de vide ϵ (cette dernière grandeur, définie précédemment, donne en effet le volume apparent en fonction du volume solide).

La courbe obtenue s'appelle la *courbe œdométrique*. Elle se compose de deux branches (charge et décharge). (Fig. 3 et 4.)

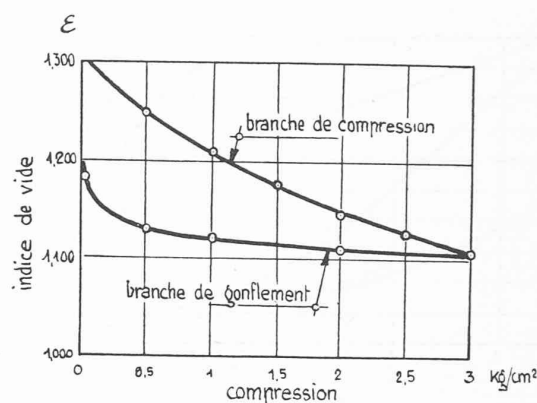


Fig. 4. — Courbe œdométrique.

Le coefficient de compressibilité sera, par définition, la diminution de l'indice de vide pour une augmentation unitaire de la pression, soit $a = \frac{\Delta \epsilon}{\Delta p}$.

D'autre part, on montre que l'équation de la courbe œdométrique peut s'écrire :

$$\text{Branche de compression (charge)} \quad \epsilon = -\frac{1}{B} \ln(p + p_c) + C_1$$

$$\text{Branche de gonflement (décharge)} \quad \epsilon = -\frac{1}{A} \ln(p + p_i) + C_2$$

Les résultats de l'essai permettent de déterminer les constantes : B , p_c , C_1 et A , p_i , C_2 .

On appelle par définition :

B , facteur de compression

A , facteur de gonflement.

(Voir à ce sujet l'ouvrage cité « Erdbaumechanik », par Terzaghi.)

b) *Perméabilité.* — La perméabilité est utile à connaître non seulement pour l'estimation d'un débit souterrain (débit d'infiltration), mais encore pour l'étude des tassements considérés dans leur variation avec le temps. Il peut être intéressant de savoir si les tassements estimés, en prenant pour base les essais œdométriques, se produisent d'emblée ou si la construction faisant l'objet de l'étude tassera pendant plusieurs mois. Cette question est une des plus complexes du problème. Toutefois, on observe que plus un terrain est imperméable, plus les tassements seront lents et vice versa. En effet, les tassements s'accompagnent de l'expulsion de l'eau des pores qui s'échappera avec d'autant moins de peine que le sol sera plus perméable. L'essai de perméabilité est donc, dans bien des cas, le complément indispensable de l'essai de compression.

D'autre part, la perméabilité d'un sol variera dans de larges mesures avec son taux de compression et il est indiqué de la donner en fonction de cette dernière grandeur.

Cette détermination se fera donc avec un appareil qui n'est autre que l'œdomètre auquel on aura ajouté l'appareillage nécessaire à soumettre l'échantillon à une certaine charge d'eau, et à mesurer les débits d'infiltration

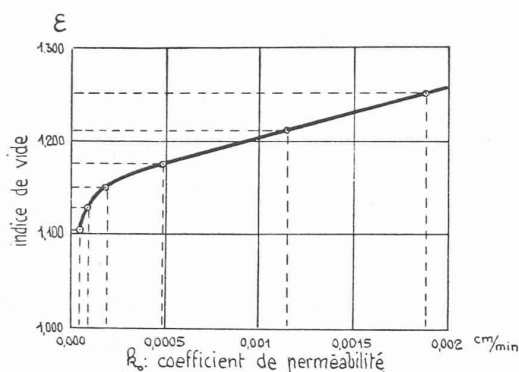


Fig. 5. — Coefficient de perméabilité réduit, en fonction de l'indice de vide.

Cette courbe et le diagramme oedométrique de la fig. 4 sont souvent portés sur le même dessin.

par unité de temps. Il sera possible de définir ainsi complètement la loi liant la perméabilité d'un sol à son état de contrainte normale.

Nous aurons par définition :

Q = quantité d'eau qui passe à travers l'échantillon par unité de temps.

S = surface de l'échantillon.

H = pression de l'eau.

h = hauteur de l'échantillon.

h_o = hauteur réduite de l'échantillon (c'est-à-dire la hauteur qu'il aurait s'il ne se composait que de produits solides, $h_o = \frac{h}{1 + \epsilon}$).

La loi de Darcy donne le coefficient de perméabilité k .

$$k = \frac{Q}{S} \cdot \frac{h}{H}$$

Comme la perméabilité varie avec l'indice de vide et par suite avec la pression exercée sur l'échantillon, on utilise pour le calcul des affaissements : le coefficient de perméabilité réduit :

$$\text{soit : } k_o = \frac{Q}{S} \cdot \frac{h_o}{H} = \frac{k}{1 + \epsilon}$$

On peut dresser la courbe $k_o = f(\epsilon)$ (voir fig. 5).

On appelle indice de perméabilité le coefficient de

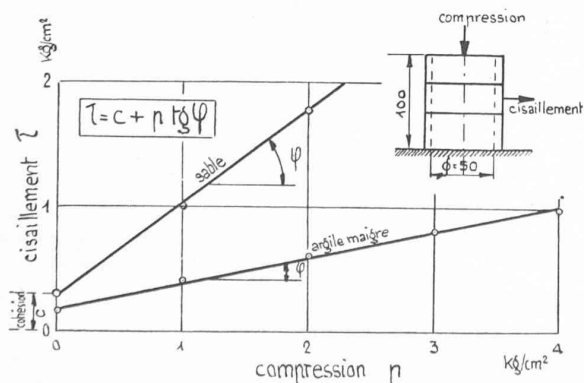


Fig. 6. — Droites représentatives de la fonction $\tau = C + p \tan \varphi$ dans le cas de deux terres d'angle de frottement interne différent.

perméabilité réduit correspondant à une pression de $1,5 \text{ kg/cm}^2$ ramené à la température de 10°C .

c) *Essais de cisaillement.* (Angle de frottement interne.)

— Ces expériences conduisent à la détermination de l'effort tangentiel suffisant à provoquer un glissement dans un plan sur lequel agit une compression normale d'intensité donnée. Les résultats de ces essais seront représentés sous forme de graphique où figureront en fonction des pressions unitaires normales p les valeurs des efforts spécifiques tangentiels τ , ayant déterminé la rupture par cisaillement.

La résistance au cisaillement pour un effort normal égal à 0 se nomme la *cohésion* $= C$. Elle peut être nulle (terrains pulvérulents) ou avoir une valeur bien déterminée (terrains cohérents). La courbe $\tau = f(p)$ est sensiblement une droite.

On pourra écrire :

$$\tau = C + p \tan \varphi$$

φ est appelé l'angle de frottement de la terre envisagée. Il caractérise l'effort tangentiel, limite de rupture, en fonction de l'effort de compression.

Pour un même sol, la résistance au cisaillement sera fonction de sa teneur en eau. Cette dernière dépend de l'état de compression. Il faudra donc attendre pour solliciter l'échantillon au cisaillement que le tassement dû à la charge normale se soit complètement effectué et s'assurer, en outre, qu'au cours de ce tassement l'eau des

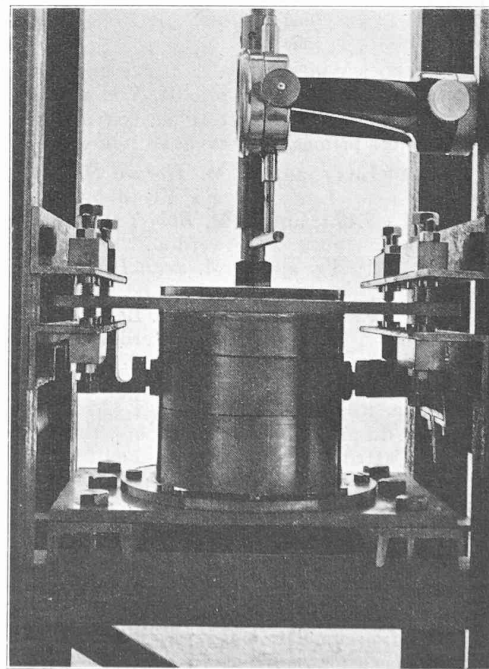


Fig. 7. — La terre est placée dans un cylindre constitué par trois anneaux superposés. L'anneau central peut être sollicité par une traction latérale. Un flasque supérieur permet de comprimer l'échantillon. On notera, pour divers taux de compression, la force nécessaire à provoquer la rupture par cisaillement de l'échantillon.

pores a pu s'échapper librement. On dit alors que l'on procède à l'essai de cisaillement sur échantillon *consolidé* (dont le volume apparent et la teneur en eau correspondent bien à la compression subie). Si par contre, on effectue l'essai au cisaillement immédiatement après avoir chargé l'échantillon, l'eau des pores non encore évacuée se trouve être surtendue, la résistance mesurée sera moindre.

(A suivre).

Congrès international de mécanique du sol et de technique des fondations.

Cambridge (Massachusetts U. S. A.), du 22 au 26 juin 1936.

L'Université de Cambridge organise, sous la présidence de M. le professeur Terzaghi, le créateur de la mécanique du sol, un congrès au cours duquel seront étudiés les problèmes relatifs à : 1. Essais de laboratoire, 2. Exploration du sol, 3. Distribution des pressions dans le sol; 4. Tassement des constructions, 5. Poussée des terres, 6. Circulation de l'eau dans le sol, etc.

Toute personne qui serait désireuse de prendre part à ce congrès ou d'y présenter une communication sur l'un ou l'autre des sujets énumérés ci-dessus, est priée de s'adresser pour de plus amples renseignements à M. le professeur Stucky, Laboratoire de géotechnique de l'Ecole d'ingénieurs de Lausanne, route de Genève 67, à Lausanne, qui a été chargé d'organiser la participation suisse à ce congrès.

Concours pour l'étude des plans de l'agrandissement de l'Infirmierie d'Yverdon.

(Suite et fin.)¹

Après un nouvel examen des projets retenus, le jury établit le classement et décide de répartir la somme de Fr. 5000, mise à sa disposition, en 4 prix, comme suit :

au projet classé en 1 ^{er} rang	Fr. 2000
» 2 ^{me} rang	» 1400
» 3 ^{me} rang	» 900
» 4 ^{me} rang	» 700

Après ces opérations, le jury prie M. Vodoz, président de l'Infirmierie, d'assister à l'ouverture des enveloppes accompagnant les projets primés, qui révèle les noms suivants :

- 1^{er} rang, projet « Lux », auteur M. Horace Décoppet, architecte à Yverdon.
 2^{me} » » « 7.17 », auteur M. Robert Pilloud, architecte à Yverdon.
 3^{me} » » « 1901 », auteur M. Jean Hugli, architecte à Yverdon.
 4^{me} » » « Plein Sud », auteur M. Louis Pilloud, architecte à Yverdon.

Le jury constate que le projet classé en 4^e rang ne peut pas être pris en considération et doit être mis hors concours, son auteur, M. Louis Pilloud, ne remplissant pas les conditions prévues à l'art.1 du programme du concours. En conséquence, le jury décide d'attribuer au projet classé en 5^e rang, la quatrième prime de Fr. 700. L'ouverture de l'enveloppe cachetée révèle comme auteur de ce projet M. André Duvoisin, architecte à Grandson.

Conclusions.

Le jury estime qu'aucun des projets présentés ne peut être exécuté sans modifications. Le projet classé en premier rang peut servir de base pour l'étude des plans définitifs, en tenant compte des observations suivantes :

Le jury propose de construire le nouveau bâtiment dans l'alignement de l'ancien, toute autre implantation présentant des inconvénients notables.

Au point de vue architecture, il y aurait avantage à obtenir plus d'unité entre les façades des deux bâtiments.

La maternité serait mieux placée au plain-pied dans l'aile

est, la topographie du terrain se prêtant à cette solution. De cette façon, toutes les chambres du premier étage de l'Infirmierie actuelle pourront être réservées au personnel.

Le bloc chirurgical trop étriqué gagnerait à être élargi; il suffirait, dans ce but, d'installer la radiologie au rez-de-chaussée.

La buanderie et ses dépendances devraient être aménagées dans le sous-sol du bâtiment existant.

Le chauffage pourrait être maintenu dans le local actuel.

Problèmes constructifs relatifs aux conduites forcées et ouvrages accessoires,

par le Dr Ing. UMBERTO BONO

Nous avons donné une rapide analyse de la première partie de cette intéressante étude dans le *Bulletin technique de la Suisse romande* du 13 mai 1933. Depuis lors, le mémoire complet, fort bien traduit en français par M. Marc Marguerat, ingénieur, a paru dans *La Houille blanche*, et un tirage à part, de 46 pages avec 54 figures, a été mis en vente (Editions B. Arthaud, à Grenoble)¹, qui ne manquera pas d'intéresser tous ceux qui ont à s'occuper d'installations hydrauliques et en particulier de conduites forcées.

Ayant sous les yeux cette étude, en français, il nous sera plus facile d'en revoir quelques-uns des points intéressants et de signaler, en outre, la seconde partie dont nous n'avions pas eu connaissance.

Rappelons que le travail de M. U. Bono est un rapport présenté par lui, le 10 décembre 1931, à la Commission italienne d'étude des usines hydro-électriques, et discuté, le 23 avril 1932, dans une séance de cette Commission. Il renferme les règles pour l'établissement des projets, la construction, la réception, et des résultats d'expériences; mais il n'y a ni calculs proprement dits, ni développements théoriques.

Les « normes » italiennes pour les coefficients de travail de la tôle » suggèrent à M. U. Bono les réflexions suivantes :

« Les « normes » fixent qu'il faut tenir compte d'une pression intérieure égale à la somme de la pression hydrostatique correspondant au niveau maximum que l'on peut atteindre dans la chambre de charge et de la surpression due au coup de bélier le plus défavorable qui se puisse vérifier dans les conditions normales de service. Plus loin, elles prescrivent que la surpression susdite ne doit jamais être inférieure à 10 % »

« ... J'ai toujours admis qu'il s'agissait du coup de bélier correspondant à la décharge instantanée de toutes les machines alimentées par la conduite et fonctionnant à pleine charge... Dans les installations modernes, les turbines Pelton sont toujours munies d'un déviateur de jet et, de leur côté, les turbines Francis possèdent toutes le déchargeur synchrone (orifice compensateur). Dans ces conditions, le constructeur peut très souvent descendre au-dessous de cette valeur de 10 % pour le coup de bélier maximum. »

Plus loin, les « normes » disent encore :

« Les conditions de coup de bélier qui peuvent être considérées comme tout à fait exceptionnelles, mais toutefois possibles dans l'exploitation, comme celles qui correspondent à la plus grande activité simultanée des obturateurs de toutes les turbines d'une même centrale, devront être prises en considération afin de vérifier que les surpressions correspondantes ne dépassent pas de 50 % la pression hydrostatique. »

M. U. Bono s'étonne, à juste titre, de la contradiction qui existe entre ces deux paragraphes et se demande ce que cela peut bien signifier. A-t-on voulu prévoir le non-fonctionnement des déflecteurs ou des orifices compensateurs ? Et

¹ Voir *Bulletin technique* du 4 janvier 1936, page 6.

¹ Cette brochure est aussi en vente à la Librairie Rouge, à Lausanne, au prix de Fr. 3.—.