Zeitschrift: IABSE congress report = Rapport du congrès AIPC = IVBH Kongressbericht

Band: 2 (1936)

Artikel: Détermination expérimentale du coefficient de perméabilité

Autor: Buisson, M.

DOI: https://doi.org/10.5169/seals-3125

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

VIII 7

Détermination expérimentale du coefficient de perméabilité.

Experimentelle Bestimmungen des Durchlässigkeits-Koeffizienten.

Experimental Determination of the Coefficient of Permeability.

M. Buisson,
Ingénieur E.P., Chef du Service de Contrôle des Constructions immobilières au Bureau Veritas, Paris.

La connaissance du coefficient de perméabilité est nécessaire dans tous les calculs relatifs à la vitesse des tassements, à l'écoulement liquide au travers des fondations des barrages, etc. . . .

Généralement, dans le cas des sols argileux, le coefficient de perméabilité est déterminé par deux méthodes dues à Mr le Professeur *Terzaghi*; la méthode directe, dans laquelle on utilise un montage spécial de l'eudomètre, et la méthode indirecte ainsi appelée parce que le coefficient K est déduit de l'observation de la courbe de tassement, à l'eudomètre également.

La méthode directe consiste à soumettre le sol une fois consolidé à une certaine pression hydrostatique produite par une colonne d'eau (de 50 cm environ de hauteur, et de section s). Si H_1 est la hauteur initiale de la colonne et H_2 la hauteur au temps t, 2h la hauteur de l'échantillon dans l'eudomètre, S la section de l'eudomètre, le coefficient de perméabilité K_1 est donné par la formule:

$$K_1 = \frac{2\,sh}{S} \cdot \frac{1}{t} \cdot \text{Log. nép.} \frac{H_1}{H_2} \qquad (1)$$

On effectue la correction de température pour ramener le coefficient à 10° centigrades.

La méthode indirecte consiste à observer la courbe de consolidation, à séparer sur cette courbe la partie voisine de l'origine pendant laquelle elle est une parabole. Si $\Delta\varepsilon$ est la variation d'indice des vides, Δz le tassement observé pendant le temps t, a le coefficient de compressibilité $= \frac{\Delta\varepsilon}{\Delta p}$, Δp la pression complémentaire appliquée après consolidation sous pression p_o, le coefficient K_2 est donné par

$$K_2 = \frac{\Delta z^2}{4 \cdot \Delta p^2 \cdot at} = \frac{\Delta z^2}{4 \cdot \Delta p \cdot \Delta\varepsilon \cdot t} \qquad (2)$$

Quelques difficultés sont rencontrées dans la méthode indirecte: On résoud facilement certaines d'entre elles: par exemple on observe souvent un affaissement fini instantané après quoi la courbe d'affaissement prend l'allure parabolique.

Il est facile de déterminer le sommet de la parabole par la méthode classique. On peut aussi en portant en ordonnées le carré des affaissements et en abscisses les temps, obtenir une droite ayant une certaine inclinaison. Par contre, dans certains cas, la courbe relevée n'est pas une parabole ou une droite suivant l'échelle d'ordonnées et alors la méthode ne peut donner une certaine approximation que si t est assez faible; mais la méthode manque alors de précision.

La comparaison des résultats obtenus par les formules 1 et 2 fait apparaître de très importantes différences entre K_1 et K_2 lorsque, et c'est souvent le cas, on se borne à observer H_2 au bout d'un certain temps t, déterminé uniquement par la possibilité de faire une lecture précise.

Causes des divergences observées. —

Elles résultent de deux faits:

1° La formule 1 est basée sur la loi de Darcy qui suppose un régime permanent dans toute l'épaisseur du sol. Or, en général la mesure de H_2 est effectuée alors que le régime permanent n'est pas établi. En effet, l'augmentation brutale de pression de 0 à H_1 se transmet entièrement à l'eau de l'échantillon. Mais comme la pression ne peut que rester nulle à la partie supérieure, il s'ensuit qu'au bout d'un temps très petit, le gradient hydraulique entre l'eau de l'argile (à la pression H_1) et l'eau extérieure (à la pression 0) est très grand. Par la suite, la pente hydraulique tend à décroître lentement suivant le processus indiqué à la figure 1.

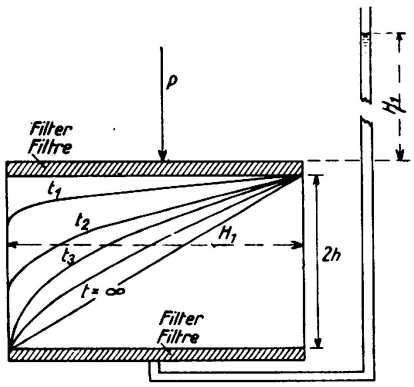


Fig. 1.
Distribution des pressions hydrauliques à l'intérieur d'une couche d'argile de t = 0 à t = ∞.

Au début de l'opération, la vitesse de l'eau est donc plus grande qu'à la fin, et la perméabilité apparente est donc plus grande.

Soit q la quantité d'eau ayant traversé la surface de l'argile au temps t (cette quantité est la même à la face inférieure et à la face supérieure; d'ailleurs aucun gonflement n'est constaté).

Soit ε l'indice des vides; H_1, la pression appliquée que nous considérerons comme constante dans l'opération, si γ est la densité de l'eau, K le coefficient de perméabilité c, le coefficient de consolidation $= \dfrac{K}{\gamma a (1 + \varepsilon)}$ a le coefficient de compressibilité égal à $\dfrac{d\varepsilon}{dp}$, 2h la hauteur de l'échantillon.

La vitesse de passage soit $\dfrac{dq}{dt}$ est donnée par la série de Fourier suivante:

$$\frac{dq}{dt} = \frac{K}{\gamma} \cdot \frac{H_1}{h} \left(\frac{1}{2} + \sum_1^{\infty} e^{-\frac{\pi^2 c n^2 t}{4 h^2}} \right).$$

elle tend vers la valeur limite du régime permanent

$$\frac{K}{\gamma} \cdot \frac{H_1}{2h}$$

qui résulte de la loi de Darcy, pour t infini.

Il est facile de voir que, dans le cas d'argiles dont le coefficient de consolidation c est souvent de l'ordre de 10^{-3} le régime n'est pratiquement établi que 24 heures environ après le début de l'essai.

Les mesures effectuées en ne tenant pas compte de cette considération sont donc entachées d'une erreur qui est d'autant plus importante que la pression hydraulique est elle-même importante, car les valeurs déterminées par la formule (1) augmentent beaucoup avec H_1. Ce qui précède justifie dans une certaine mesure la méthode indiquée primitivement par Mr le Professeur *Terzaghi*; la pression hydraulique était en effet de 50 gr/cm²; de ce fait les écarts ne sont pas très considérables entre les coefficients obtenus, lorsque t varie. En effet, pour obtenir une lecture suffisamment précise, étant donné la faible quantité d'eau pénétrant dans le sol, on est alors obligé d'attendre assez longtemps de telle sorte que le régime est sensiblement établi au moment de la lecture. Par contre l'erreur devient très considérable dès que la pression hydraulique est augmentée, ce qui a été fait par certains expérimentateurs pour réduire la durée de l'essai. Les figures 2 et 3 montrent comment varie le coefficient K calculé suivant la formule (1) en fonction du temps et en fonction des pressions hydrauliques H_1. Elles montrent que la durée d'établissement du régime est sensiblement la même quelle que soit la pression hydraulique.

Si on veut conduire l'opération plus rapidement, ce qui nécessite une pression hydraulique plus forte pour obtenir une lecture précise on peut utiliser l'intégrale de Cauchy: elle donne un résultat pratiquement exact tant que $\frac{c\pi^2 t}{4h^2} < \frac{1}{10}$. Avec $c = 10^{-3}$ t doit être inférieur à 40 minutes. En partant de cette intégrale on démontre que la quantité d'eau ayant pénétré dans le sol est donnée par la formule:

$$q = \frac{2SK_3H_1\sqrt{t}}{\gamma\sqrt{\pi c}}$$

$$\text{D'où } K_3 \frac{\pi q^2 \gamma}{4aS^2H^2_1 t(1+\varepsilon)} \quad \text{puisque } c = \frac{K_3}{\gamma a(1+\varepsilon)} \tag{3}$$

Cette formule ne contient plus 2h puisqu'on se place avec l'intégrale de Cauchy dans des conditions telles que l'épaisseur n'intervient pas. Puisque $q = s(H_1 - H_2)$ on en déduit $= K_3 = \frac{\pi s^2 (H_1 - H_2)^2 \gamma}{4aS^2H^2_1(1+\varepsilon)t}$.

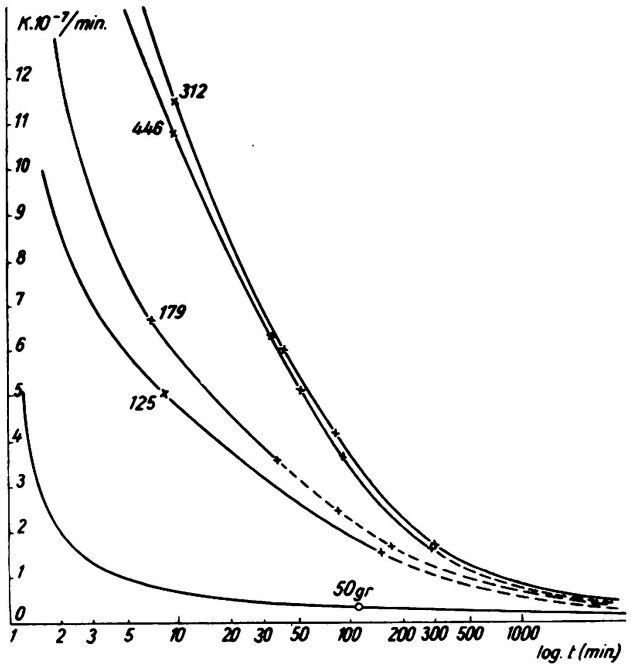
Les comparaisons effectuées montrent que cette méthode ne donne pas de bons résultats car les échantillons ont toujours une épaisseur trop faible.

Plusieurs faits semblent cependant établis: La durée pratique d'établissement du régime est d'autant plus longue que le coefficient de perméabilité est plus faible (cette durée est pratiquement de 1 à 2 heures lorsque K est de l'ordre de 10^{-6} cm/min et de un jour lorsque K est de l'ordre de 10^{-7} cm/min. Le coefficient de perméabilité trouvé au début de l'essai est souvent plus de 10 fois plus grand que le coefficient final et ceci est naturel, d'après ce que nous avons vu plus haut. Certains pensent pouvoir attribuer ce phénomène au colmatage.

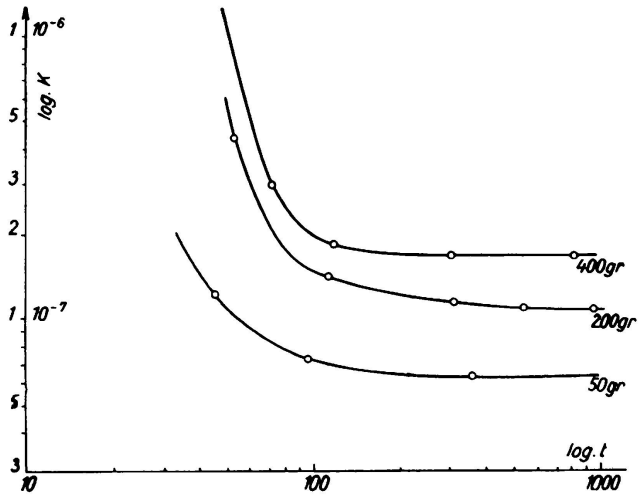
Nous ne sommes pas de cet avis, car s'il en était ainsi on ne devrait pas trouver les mêmes résultats lorsque l'on abaisse la pression à zéro, et qu'après

avoir attendu que les pressions hydrauliques intérieures s'égalisent, on recommence l'essai. Il semblerait en effet invraisemblable que le phénomène de colmatage ne soit pas permanent.

2° La deuxième cause de divergence entre les résultats obtenus par les deux méthodes résulte du fait que le coefficient final de perméabilité varie quelquefois d'une façon très sensible avec le gradient hydraulique, pour une même valeur de la pression de consolidation.



Sol suivant la loi de Darcy.



Sol ne suivant pas la loi de Darcy.

Fig. 2 et 3.

Valeur du coefficient de perméabilité en fonction du temps, sous diverses pressions hydrauliques. La pression appliquée est constante.

D'une façon générale, le coefficient de perméabilité croît avec le gradient hydraulique surtout aux faibles pressions hydrauliques. Des anomalies sont constatées et la cause de ces phénomènes demeure encore obscure. Puisque, au cours des essais à l'eudomètre les courbes de consolidation servant à la détermination indirecte de K, sont obtenues au moyen de surpressions égales à la charge antérieurement appliquée pour les charges inférieures à 3 kgs/cm² et $^1/_2$ fois la charge antérieurement appliquée pour les charges supérieures, la pression hydrodynamique est d'un ordre de grandeur très supérieur à celle de 50 gr/cm² servant habituellement à la détermination directe de K. Il en résulte que dans certains cas, le coefficient de perméabilité direct doit se trouver trop faible. Comme le coefficient obtenu directement sans attendre l'établissement du régime est trop élevé, les deux erreurs peuvent se compenser, et il arrive en effet assez fréquemment que les deux coefficients obtenus comme il est d'usage dans beaucoup de laboratoires coïncident. L'exposé précédent permet de comparer d'une façon plus précise les coefficients direct et indirect de perméabilité. Les résultats obtenus jusqu'à ce jour sont très encourageants. Certaines différences semblent néanmoins subsister. Cependant les écarts constatés ont été considérablement réduits dans beaucoup de cas. Les différences trouvées entre

le coefficient rapide et le coefficient final permettent de mieux comprendre le mécanisme du phénomène secondaire de consolidation. Tout concourt, dans l'essai de compression à l'eudomètre à amener une diminution du coefficient de perméabilité. Au fur et à mesure de la consolidation, la pente hydraulique diminue dans de très fortes proportions, de telle sorte que le coefficient de perméabilité diminue.

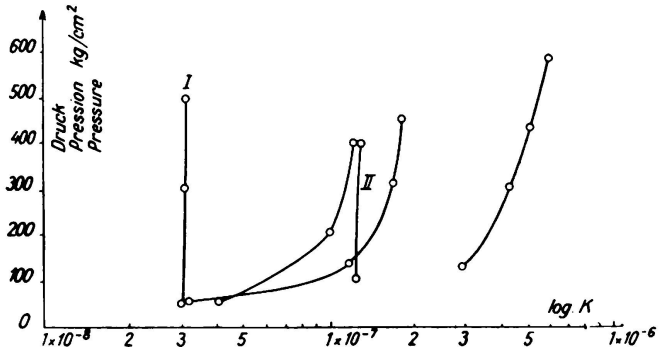


Fig. 4.

Valeur du coefficient de perméabilité réel (à régime constant) en fonction de la pression hydraustatique, la pression appliquée restant constante dans chaque cas. Les sols N°. I et II suivent la loi de Darcy, mais non les autres.

Cependant le fait que la courbe de consolidation peut effectivement être assimilée à une parabole, tout au moins au début de la consolidation, montre que, pendant cette période au moins le coefficient de perméabilité reste sensiblement constant. Ceci prouve que le coefficient de perméabilité n'augmente pas d'une façon continue avec la pente hydraulique mais tend vers une constante. C'est du moins ce que nous avons pû constater dans un certain nombre de cas. Il semble que les questions relatives à la perméabilité devraient faire l'objet d'informations complémentaires. C'est ce que nous essayons de faire.

La mesure directe de la perméabilité se fait actuellement de la façon suivante au laboratoire du Bureau Veritas:

On mesure la quantité d'eau écoulée en fonction du temps au moyen d'un index en mercure se déplaçant dans un tube calibré et gradué horizontal. La pression est maintenue constante au moyen d'un récipient de très forte section qui peut lui-même être mis sous pression. Si le régime permanent n'est pas établi lorsque l'index atteint l'extrémité du tube gradué vers l'eudomètre, un dispositif permet de le faire déplacer rapidement en sens inverse sans que la pression change même momentanément.

Conclusion.

Le coefficient de perméabilité ne peut être établi avec certitude que si le régime permanent est établi. La durée d'établissement de ce régime est d'autant plus grande que le coefficient de perméabilité est plus faible. Dans certains cas, le coefficient de perméabilité augmente avec la pression hydraulique.