Zeitschrift: Bulletin technique de la Suisse romande
Band: 100 (1974)
Heft: 18: 55e Comptoir suisse, Lausanne 7-22 septembre 1974

Artikel: Influence de l'eau dans les problèmes de stabilité
Autor: Recordon, Ed.
DOI: https://doi.org/10.5169/seals-72127

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: 09.12.2025

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

Influence de l'eau dans les problèmes de stabilité [1]

par Ed. RECORDON, professeur de mécanique des sols à l'EPFL

1. Les problèmes de stabilité en mécanique des sols et des roches

Un massif de sol ou de roche pose un problème de stabilité lorsque les efforts extérieurs provoquent des contraintes de cisaillement plus grandes que la résistance au cisaillement du sol ou de la roche. Il y a alors risque de rupture le long d'une surface de résistance minimum.

L'étude de la stabilité de tels massifs comprend les phases suivantes :

— Recherche de la surface le long de laquelle la sécurité au cisaillement est minimum.

— Calcul de l'effort de cisaillement de rupture T_R le long de cette surface (par application de la loi de Coulomb).

— Choix d'un facteur de sécurité F et calcul de l'effort de cisaillement admissible le long de cette surface

$$T_a = \frac{T_R}{F}$$

— Calcul de l'effort de cisaillement effectivement mobilisé le long de la surface de rupture T_E et vérification de la condition $T_E < T_a$.

1.1 *Principaux problèmes de stabilité*

Dans les travaux de fondations, les études de stabilité appartiennent pour la plupart à l'une des trois catégories suivantes :

a) Capacité portante d'une fondation ;

b) Poussée et butée des terres sur un écran (la capacité portante d'une fondation peut être considérée comme un problème de butée) ;

c) Stabilité des pentes naturelles (coteaux, tranchées, fouilles) ou artificielles (remblais, digues).

La figure 1 illustre ces cas et montre que la rupture par cisaillement peut être atteinte selon deux processus différents qui correspondent dans leur essence à deux modes de sollicitation du sol et à deux types d'essais que l'on pourrait faire à l'appareil triaxial :

— *Le sol est en état de résistance passive ou de butée.* Cet état correspond au cas *a)* de la figure 1 et au cas *c)*, partie de gauche.

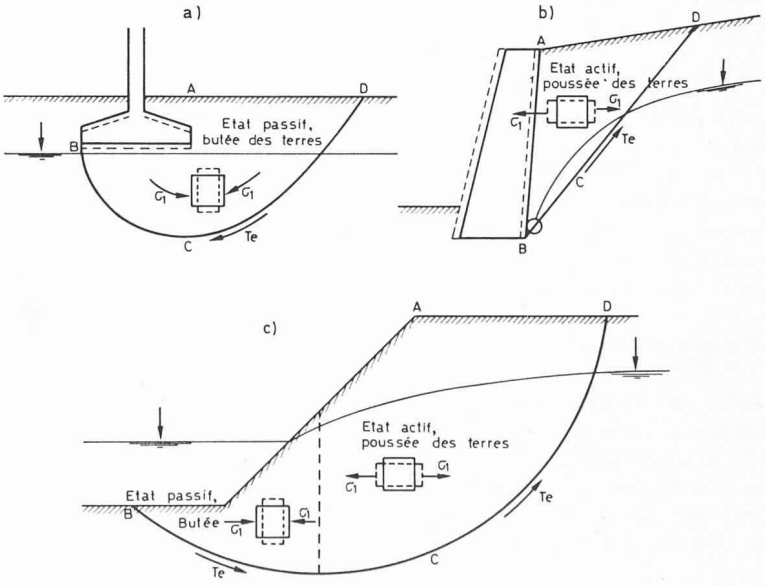
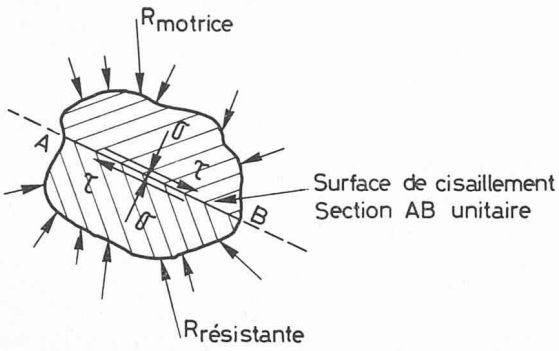


Fig. 1. — Problèmes-types de stabilité :
a) Capacité portante d'une fondation ;
b) Poussée des terres sur un écran ;
c) Stabilité d'une pente.
ABCD : massif de sol.
BCD : surface de glissement (résistance au cisaillement minimum)
T_E *:* effort de cisaillement effectif, s'opposant au mouvement de *ABCD*.

[1] Cette conférence a été présentée lors de la journée d'automne de la Société suisse de mécanique des sols et des roches, le 2 novembre 1973 à Lausanne. Elle a été rédigée dans l'optique d'un cours de recyclage.



Loi de Coulomb :

$$\tau_r = C + \sigma \operatorname{tg} \varphi$$

C : cohésion du matériau

φ : angle de frottement interne

Sable, si $C = 0$ — $\tau_r = \sigma \operatorname{tg} \varphi$

Argile, si $\varphi = 0$ — $\tau_r = C$

Fig. 2. — Résistance au cisaillement d'un sol sans pression interstitielle. Loi de Coulomb en contraintes totales.

Dans l'essai triaxial, l'éprouvette serait soumise à une pression latérale constante $\sigma_2 = \sigma_3$ et à une pression verticale σ_1 croissante jusqu'à rupture.

— *Le sol est en état actif ou de poussée active.* Cet état correspond au cas *b)* de la figure 1 et au cas *c)*, partie de droite.
Dans l'essai triaxial, l'éprouvette serait soumise à une contrainte latérale constante $\sigma_2 = \sigma_3$ et à une pression verticale décroissante σ_1 jusqu'à rupture.
La direction de σ_1 verticale dans l'essai serait sensiblement horizontale dans les cas de la figure 1.

1.2 *Stabilité à court terme et stabilité à long terme*

Tout effort extérieur, appliqué sur un massif saturé, est cause d'une modification des contraintes neutres. Si le sol est suffisamment peu perméable, la durée de construction des ouvrages, correspondant à la durée d'application des efforts extérieurs, sera relativement courte vis-à-vis de la période nécessaire à la consolidation, c'est-à-dire à la disparition des surpressions interstitielles induites.

Les efforts qui sont à l'origine d'une instabilité font donc apparaître un phénomène d'écoulement transitoire, dans les parties saturées du massif ; cet écoulement transitoire est une consolidation analogue à la consolidation primaire (analysée par Terzaghi) mais plus compliquée.

L'étude de stabilité devra démontrer que le risque de rupture est éliminé à toute époque de ce phénomène transitoire. Généralement, on considère deux stades critiques :

— *Le court terme* correspondant à la période de construction ou d'application des efforts extérieurs. C'est aussi l'époque des surpressions interstitielles les plus grandes. Ces surpressions maximums sont difficiles à évaluer valablement en pratique. C'est pourquoi, l'analyse à court terme s'effectue généralement en contraintes totales en se basant sur les caractéristiques apparentes de résistance du sol : angle de frottement φ_u et cohésion c_u. On utilise aussi fréquemment l'analyse $\varphi = 0$ avec $\tau_r = c_u$. L'analyse à court terme est faite dans les cas suivants :
  — Capacité portante d'une fondation ou application d'autres surcharges.
  — Remblai compacté.
  — Talus d'une digue en terre, avant sa mise en eau.
  — Massifs de sols non saturés.

— *Le long terme* correspond à l'époque où les surpressions interstitielles sont complètement dissipées, c'est-à-dire le moment pour lequel le phénomène transitoire est pratiquement achevé ; les eaux souterraines sont alors soit à l'état statique, soit en écoulement permanent. La détermination des pressions interstitielles dans le massif nécessite l'application des lois de l'hydrostatique ou le dessin du réseau des équipotentielles et lignes de courant de l'écoulement permanent.
L'étude de stabilité se fait en contraintes effectives en introduisant l'angle de frottement interne φ' du sol et sa cohésion c'. Ce type d'étude est effectué dans les cas suivants :
  — Talus de fouille, ou tout autre cas de décharge.
  — Pentes naturelles ou coteaux.
  — Poussée sur un mur de soutènement si le massif de poussée est en partie saturé.
  — Parement amont et aval d'une digue en terre, pour divers stades.

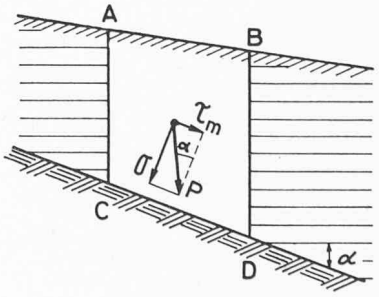
1.3 *Facteurs de sécurité*

Dans tous les cas, le problème théorique à résoudre est le même : il consiste à calculer, premièrement le long de la surface de glissement, les contraintes de cisaillement moyennes, dues aux forces motrices du mouvement τ_m, puis à calculer les contraintes de cisaillement de rupture τ_r que le sol ou la roche peut supporter si l'on sollicite sa résistance au maximum.

Ces contraintes de rupture peuvent être mesurées en laboratoire par des essais de rupture. Le facteur de sécurité F en un point est le rapport entre τ_r et τ_m.

Les méthodes de calcul traditionnelles admettent que la contrainte de rupture est atteinte au même instant tout le long de la surface de glissement pour des déplacements tangentiels sensiblement les mêmes en tous points de cette surface.

Ce procédé de calcul ne correspond sans doute pas au phénomène exact, car on observe en laboratoire que la rupture n'est pas atteinte pour le même déplacement si

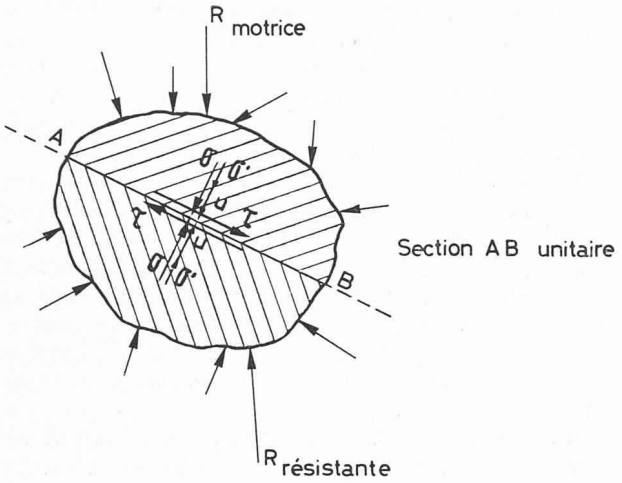


$$\tau_m = P \sin \alpha$$

$$\sigma = P \cos \alpha$$

$$F = \frac{\tau_r}{\tau_m} = \frac{C + \sigma \operatorname{tg} \varphi}{\tau_m} = \frac{C}{P \sin \alpha} + \frac{\operatorname{tg} \varphi}{\operatorname{tg} \alpha}$$

Fig. 3. — Facteurs de sécurité F dans le cas le plus simple de la stabilité d'une pente : $u = 0$.
Efforts sur AC et BD égaux et opposés.



$$\tau_r = C' + (\sigma - u)\,\mathrm{tg}\,\varphi' = C' + \sigma'\,\mathrm{tg}\,\varphi'$$

$$\sigma' = \sigma - u$$

u : Contrainte neutre ou pression de l'eau intersticielle

σ' : Contrainte normale effective (effort unitaire transmis par les contacts grains à grains.)

Fig. 4. — Résistance au cisaillement d'un sol avec pressions interstitielles. Loi de Coulomb en contraintes effectives.

l'on sollicite diverses éprouvettes par des contraintes normales différentes. Le procédé de calcul admis habituellement constitue donc une approximation.

Les contraintes de rupture sont données par la loi de Coulomb qui exprime la résistance au cisaillement du sol τ_r en fonction de la contrainte normale σ et des caractéristiques du sol c et φ qui sont les caractéristiques apparentes si σ est une contrainte totale. (Voir figure 2.)

Dans le cas illustré par la figure 3, si l'on admet que les forces de poussée des terres latérales agissant sur AC et sur BD sont égales et opposées et si la surface DC est unitaire, on peut écrire l'expression du facteur de sécurité sous la forme indiquée au bas de la figure.

Lorsqu'il y a une nappe d'eau souterraine (figure 4) touchant la masse instable, les pressions interstitielles ne sont plus nulles en tout point de la surface de glissement. La loi de Terzaghi selon laquelle la contrainte normale totale σ est égale à la somme de la contrainte neutre, ou pression de l'eau interstitielle u, et de la contrainte effective σ', correspondant aux efforts transmis par les contacts entre grains, permet de modifier la loi de Coulomb, qui s'écrit alors :

$$\tau_r = c' + \sigma' \,\mathrm{tg}\,\varphi' = c' + (\sigma - u)\,\mathrm{tg}\,\varphi'$$

dans laquelle c' et φ' sont les caractéristiques effectives de la résistance au cisaillement du sol.

Finalement, le facteur de sécurité pour l'ensemble d'une surface de rupture s'exprime par :

$$F = \frac{\Sigma\,\tau_r}{\Sigma\,\tau_m} = \frac{T_R}{T_E} = \frac{\Sigma\,c'L + \Sigma\,(\sigma - u)\,L\,\mathrm{tg}\,\varphi'}{\Sigma\,W \sin\alpha}$$

comme l'indique la figure 5.

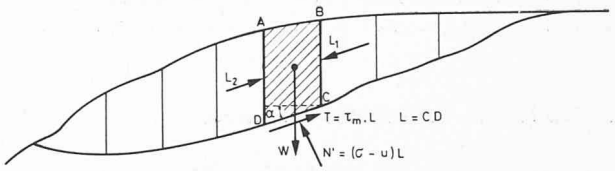


Fig. 5. — Facteur de sécurité d'une masse instable dont l'équilibre est analysé par tranches.

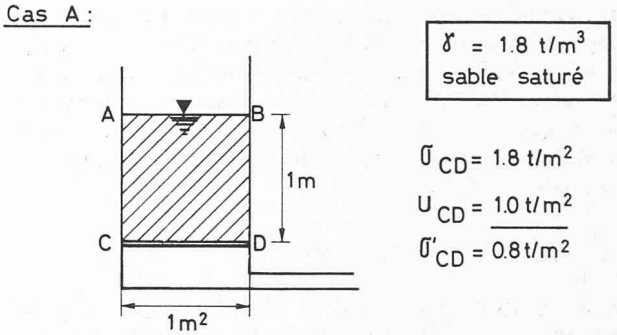


Fig. 6. — Contraintes effectives sur la plaque étanche CD.

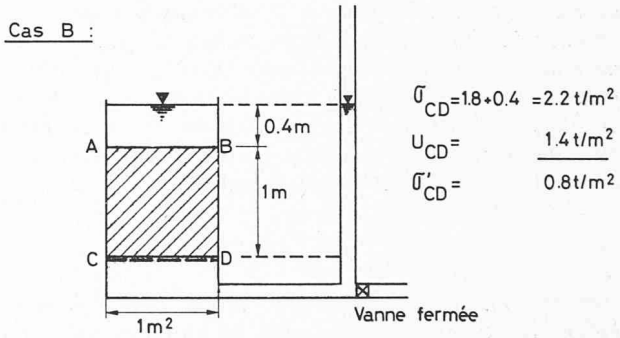


Fig. 7. — Contraintes effectives sur la grille CD. Cas statique.

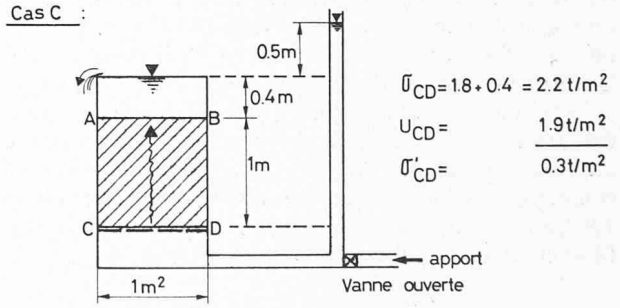


Fig. 8. — Contraintes effectives sur la grille CD. Ecoulement montant.

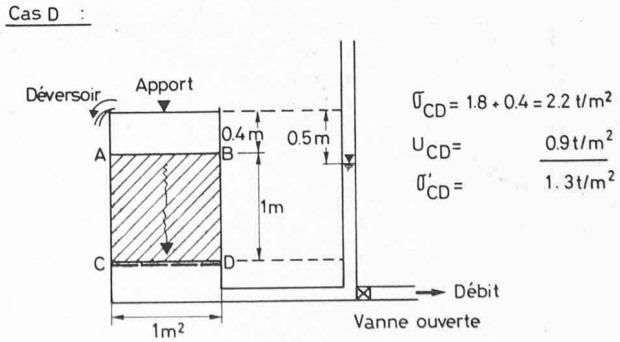


Fig. 9. — Contraintes effectives sur la grille CD. Ecoulement descendant vers la grille.

Le facteur de sécurité doit être plus grand que 1,35 environ si l'on veut être assuré de la stabilité d'un massif.

2. Notion de contraintes effectives

La connaissance des contraintes effectives dans un sol jouant un rôle déterminant dans les études de stabilité, il est nécessaire de mieux définir ce concept.

Pour cela, examinons le dispositif de la figure 6 composé d'une cuve munie d'une plaque étanche *CD* sur laquelle repose 1 m³ de sable saturé dont le poids spécifique $\gamma = 1{,}8$ t/m³. La plaque *CD* supporte l'ensemble du poids du sable et de l'eau soit 1,8 t. La pression hydraulique sur la plaque est de 1 t/m² puisque la hauteur d'eau est de 1 m. Donc la contrainte effective exercée par les grains sur la plaque est égale à

$$\sigma' = \sigma - u = 1{,}8 - 1{,}0 = 0{,}8 \text{ t/m}^2.$$

Remplaçons maintenant la plaque *CD* par une grille fine retenant le sable et établissons un niveau d'eau statique 40 cm au-dessus du sable. (Figure 7.) Lorsque l'équilibre est acquis, la vanne de droite est fermée. Quelle est dans ce cas la pression exercée par le sable sur la grille qui le retient ? La contrainte totale au niveau *CD* est le poids de toute la matière située au-dessus, soit 1,8 t de sable et d'eau contenus dans *ABCD* et 0,4 t d'eau située au-dessus de *AB*. La contrainte neutre en *CD* est de 1,4 t/m², compte tenu de la hauteur d'eau dans le tube piézométrique de droite. La contrainte effective est égale à

$$\sigma' = \sigma - u = 2{,}2 - 1{,}4 = 0{,}8 \text{ t/m}^2,$$

elle est donc la même que dans le cas *A* et représente l'effort vertical exercé sur la grille, dû au poids des grains de sable immergés.

Considérons maintenant le cas de la figure 8 dans lequel on établit un écoulement montant dans le sable et admettons que l'on maintienne le niveau dans le tube piézométrique 50 cm au-dessus du niveau d'eau dans la cuve. Quelles sont alors les contraintes effectives au niveau *CD* ?

Les contraintes totales n'ont pas changé par rapport au cas précédent, puisque la quantité de matière reste la même au-dessus de *CD*. $\sigma = 2{,}2$ t/m² par contre, la contrainte neutre a augmenté de 0,5 t/m² elle est de 1,9 t/m² (principe des vases communiquants, on néglige l'énergie cinétique). La contrainte effective devient :

$$\sigma' = 2{,}2 - 1{,}9 = 0{,}3 \text{ t/m}^2.$$

La pression qu'exercent les grains de sable sur la grille a donc diminué d'une quantité égale à l'augmentation de la contrainte neutre (pression de l'eau). Cette diminutiou de contrainte effective est due au fait que l'écoulement de l'eau dans le sable tend à le soulever par effet de la viscosité de l'eau sur les grains de sable.

On constate facilement que si l'on augmentait le débit en portant le niveau d'eau dans le piézomètre à un niveau de 2,2 m au-dessus de *CD*, soit 30 cm plus haut que dans le cas envisagé, la pression du sable sur la grille s'annulerait et l'on aurait le phénomène de la mise en boulance du sable ou mise en suspension dans l'écoulement (renard).

Dans le cas contraire d'un écoulement descendant (fig. 9), on a augmentation de la pression sur la grille par rapport au cas statique.

Dans les schémas présentés aux figures 6 à 9 l'effort sur la grille concrétise le concept de contraintes effectives transmis par le contact des grains sur la grille.

Si l'on transformait la cuve en un appareil de cisaillement tel que le cube *ABCD* puisse glisser horizontalement sur la grille qui resterait fixe, l'effort de frottement des grains de sable sur la grille dépendrait uniquement des contraintes effectives et non des contraintes totales (qui, elles, correspondent au poids de l'eau et du sable situés au-dessus de *CD*).

3. Influence de l'eau sur la stabilité d'une pente

Par l'examen de 4 cas très simples, examinons maintenant quelle est l'influence de l'eau sur la stabilité d'un talus tel que celui de la figure 10.

Commençons par définir le facteur de sécurité dans le cas où il n'y a pas d'eau en pression dans la masse instable *ABC*.

Cas 1 : $u = 0$

Le prisme *ABC* est soumis à une seule force motrice : son poids *W*, dont la composante dans la direction du plan de glissement *BC* est $T_m = W \sin \alpha$. Pour s'opposer à T_m, il est nécessaire de mobiliser le long de *BC* une partie de la résistance au cisaillement du sol. La force T_E est celle qui correspond aux contraintes de cisaillement effectivement mobilisées le long de *BC* pour s'opposer à T_m, elle est donc égale à T_m. La valeur maximum de la résistance pouvant être mobilisée le long de *BC* est donnée par la loi de rupture de Coulomb. Cette valeur maximum de la force de cisaillement c'est T_R, et le facteur de sécurité au glissement est donné par

$$F = \frac{T_R}{T_E} = \frac{c\,L + N \operatorname{tg} \varphi}{W \sin \alpha}$$

L'exemple numérique choisi donne la valeur $F = 1{,}40$. Elle correspond à un poids spécifique apparent des terres de 2 t/m³ à un angle de frottement interne de $\varphi = 15°$ et à une cohésion $c = 0{,}5$ t/m².

Nous supposerons dans les exemples suivants, où il y aura des pressions interstitielles le long de *BC*, que ces caractéristiques ne seront pas modifiées par la présence de l'eau. Si la présence de l'eau devait les modifier, par affaiblissement de la résistance au cisaillement du sol, ce serait dans le sens d'une diminution de cette résistance,

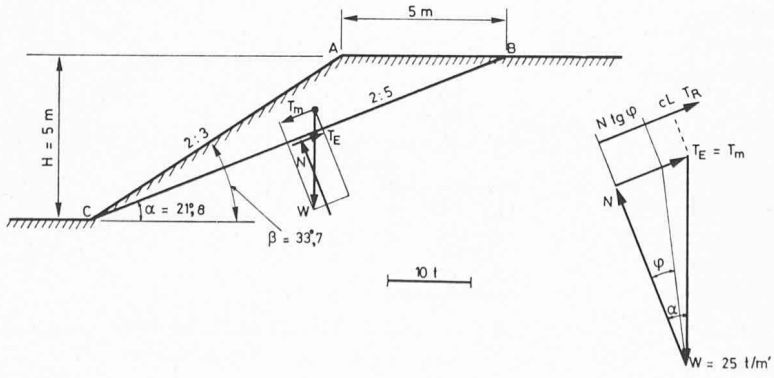


Fig. 10. — Sécurité au glissement d'un talus : les pressions interstitielles sont nulles.

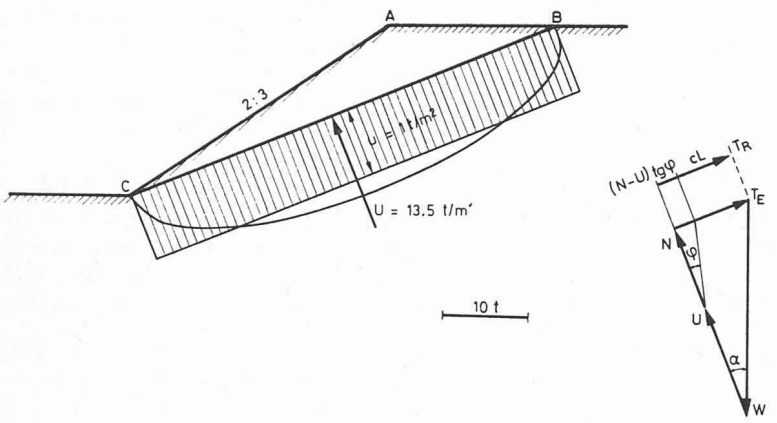


Fig. 11. — Sécurité au glissement d'un talus : des pressions interstitielles apparaissent sur le plan de rupture *BC*.

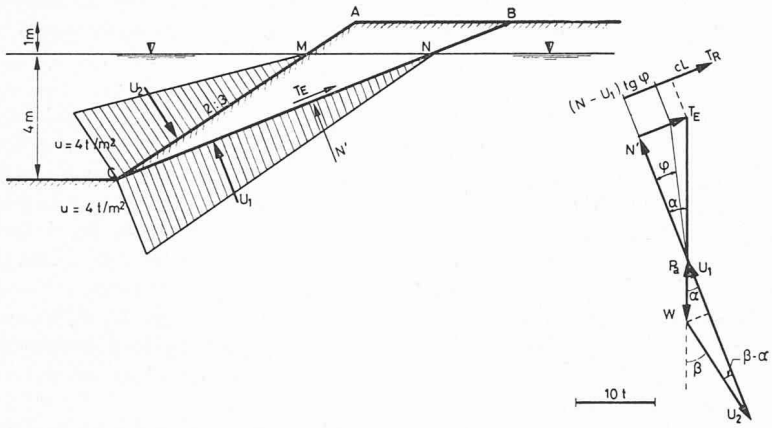


Fig. 12. — Sécurité au glissement d'un talus : présence d'une nappe statique.

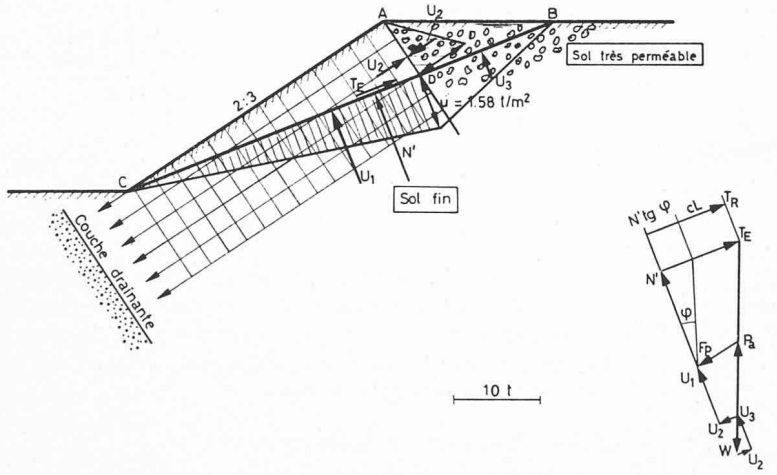


Fig. 13. — Sécurité au glissement d'un talus : écoulement parallèle au talus.

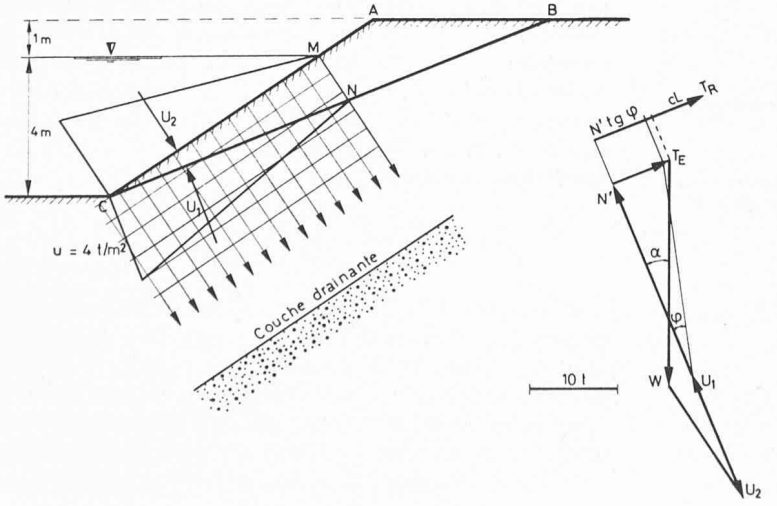


Fig. 14. — Sécurité au glissement d'un talus : écoulement perpendiculaire au talus.

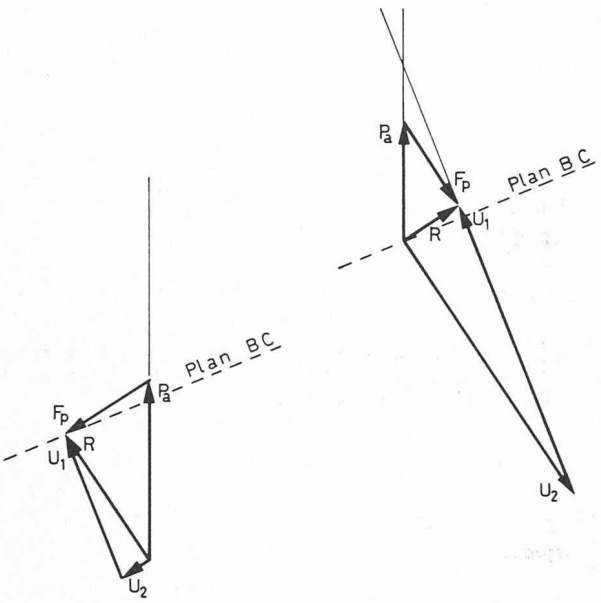


Fig. 15. — Direction de la résultante R des forces hydrodynamiques U_1 et U_2 dans les cas des figures 13 et 14. P_a : poussée d'Archimède. F_p : force de percolation.

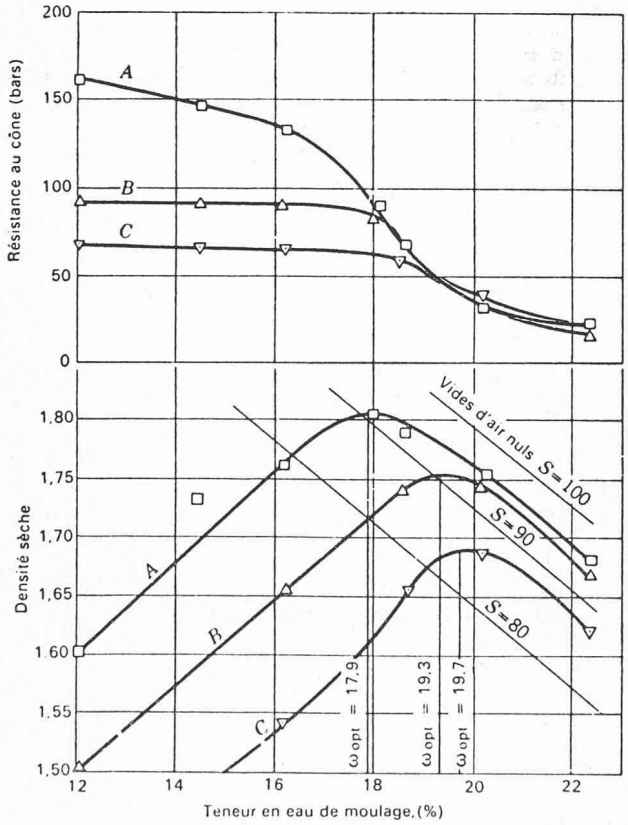


Fig. 16. — Influence de la teneur en eau sur la résistance au cisaillement, mesurée au cône, pour une argile de Boston. (Tiré de G. A. Leonards *Les Fondations*).

donc d'une diminution du facteur de sécurité au glissement.

Cas 2 : $u = 1$ t/m² en moyenne sur le plan de glissement

La figure 11 correspond à un cas où, sans qu'il y ait une nappe souterraine dans la masse ABC, des pressions interstitielles apparaissent le long de la surface de rupture BC. Un tel cas peut se présenter lors du compactage d'un remblai. Les efforts exercés sur la masse ABC par les engins de compactage mettent en pression momentanément l'eau interstitielle si le remblai a un degré de saturation élevé et qu'il est peu perméable.

Le même phénomène est observé dans un massif rocheux, si BC représente une fissure perméable, sans exutoire vers le bas, en C, et que la fissure se met en pression ; le diagramme des pressions peut prendre des formes diverses, mais l'on a en tout cas une force de pression hydraulique U qui diminue les contraintes effectives, donc l'effort normal effectif $N' = N - U = W \cos \alpha - U$.

$$F = \frac{cL + (N-U) \operatorname{tg} \varphi}{W \sin \alpha}$$

Dans le cas numérique envisagé, le facteur de sécurité diminue de 1,40 à 1,05 si la pression interstitielle moyenne le long de BC est de $u = 1$ t/m².

Cas 3 : Berge d'un bassin — nappe statique

Quelle est l'influence de la présence d'une nappe à l'état statique ? Nous supposerons dans le cas suivant, de la figure 12, que le talus AC est celui d'un bassin ou d'un canal. La pression hydraulique en C étant de 4 t/m² puisque la hauteur du plan d'eau au-dessus de C est de 4 m, les diagrammes des pressions sur CM et sur CN sont ceux de la figure. Leurs résultantes sont U_1 et U_2. La résultante de ces deux forces est la poussée d'Archimède sur CMN, comme le montre le dynamique qui est dessiné à l'échelle.

Le coefficient de sécurité peut dans ce cas se calculer de deux façons différentes en considérant :
Les forces extérieures :

$$F = \frac{cL + [W \cos \alpha + U_2 \cos (\beta - \alpha) - U_1] \operatorname{tg} \varphi}{(W + U_2 \cos \beta - U_1 \cos \alpha) \sin \alpha}$$

Les forces intérieures :

$$F = \frac{cL + (W - Pa) \cos \alpha \operatorname{tg} \varphi}{(W - Pa) \sin \alpha}$$

L'effet de cette poussée d'Archimède est d'augmenter le facteur de sécurité qui passe de 1,40 pour le cas sans eau à 1,73 dans ce cas. Rappelons toutefois que nous avons admis que la résistance au cisaillement du sol n'a pas diminué par la présence de l'eau.

Cas 4 : Ecoulement parallèle au talus

Cet écoulement, représenté par la figure 13, pourrait se produire si les conditions d'alimentation et de drainage étaient telles qu'elles sont schématisées et que l'on ait l'abaissement brusque de A à C du niveau d'eau d'un bassin dont la berge serait AC. Les forces hydrodynamiques U_1 et U_2 sont causes dans ce cas d'une forte diminution du facteur de sécurité qui tombe à $F = 1{,}08$. Il y aurait donc instabilité, comme dans le cas 2.

$$F = \frac{cL + (W \cos \alpha - U_1 - U_3) \operatorname{tg} \varphi}{W \sin \alpha}$$

Remarquons que la résultante R des forces hydrodynamiques U_1 et U_2 est telle (voir fig. 15) qu'elle a une composante F_p (force de percolation) qui augmente la force motrice car elle agit dans le sens du mouvement. Elle a en outre une composante P_a (poussée d'Archimède) verticale montante qui diminue les frottements. Ces deux influences contribuent à diminuer le facteur de sécurité au glissement.

Dans le cas de la figure 13 : $i = 0{,}56$ et $Fp = 4{,}75$ t/m' $= i\,\gamma_w\,V$. Cet écoulement est très schématique. Le volume $ABD = 3{,}95$ m³ est formé de sol très perméable et joue le rôle d'un réservoir dont le niveau d'eau est en AB. Le volume $ACD = 8{,}55$ m³ est constitué de sol fin dans lequel se produisent l'écoulement et les pertes de charge. Ces conditions hydrauliques sont nécessaires pour que l'écoulement soit rectiligne.

Cas 5 : Ecoulement perpendiculaire au talus

Dans le cas de la figure 14 (réservoir plein); au contraire, les forces hydrodynamiques améliorent la stabilité, et le facteur de sécurité atteint la valeur de 2,08. Notons que la force de percolation F_p (fig. 15) due à l'action des frottements visqueux de l'eau en écoulement sur les grains est toujours dirigée dans la direction de l'écoulement. Dans ce dernier cas elle contribue à augmenter les contraintes effectives sur CN, surface de rupture. La résultante des forces U_1 et U_2 a une direction telle qu'elle diminue la force motrice et qu'elle ne crée pratiquement pas de pressions interstitielles sur CN. C'est pourquoi, la sécurité au glissement augmente.

$$F = \frac{cL + [W \cos \alpha - U_1 + U_2 \cos (\beta - \alpha)] \operatorname{tg} \varphi}{W \sin \alpha - U_2 \sin (\beta - \alpha)} = 2{,}08$$

Si nous reproduisons (fig. 15) le bas des dynamiques qui correspondent à ces deux derniers cas, on constate que la résultante R des forces hydrodynamiques extérieures U_1 et U_2 peut être décomposée en une force égale à la poussée d'Archimède P_a agissant sur la portion de sol touchée par l'écoulement et en une force de percolation F_p dont la direction est celle de l'écoulement. Dans le cas de l'écoulement parallèle au talus, R a presque la même direction que N. Elle diminue donc beaucoup les frottements sur le plan de glissement, ce qui n'est pas le cas lorsque l'écoulement est perpendiculaire au talus.

La figure 15 montre que si l'on projette les forces sur une verticale, on a :

Cas 4 : $Pa - F_p \sin \beta = U_1 \cos \alpha - U_2 \sin \beta = 5{,}94$ t/m¹

Cas 5 : $Pa - F_p \cos \beta = U_1 \cos \alpha - U_2 \cos \beta = 1{,}70$ t/m¹

4. Conclusions

La présence d'une nappe d'eau souterraine à l'état statique ou en écoulement modifie le facteur de sécurité au glissement par une double influence :

— Elle modifie les forces motrices du mouvement par l'effet de la poussée d'Archimède et des forces de percolation.

— Elle modifie la résistance par frottement parce qu'elle est cause de pressions interstitielles sur le plan de rupture.

La présence de l'eau dans le sol peut avoir par ailleurs une influence sur la résistance au cisaillement du sol lui-même. La figure 16, tirée de l'ouvrage de G. A. Leonards *Les Fondations*, montre en effet que la résistance au cisaillement globale, mesurée par essai de pénétration au cône, diminue pour une même compacité lorsque la teneur en eau augmente. Il s'agit ici d'essais exécutés sur de l'argile de Boston et sur des éprouvettes recompactées donc remaniées.

Remarquons enfin que tout calcul de stabilité se fait dans les conditions les plus défavorables. Les pressions interstitielles les plus grandes apparaissent au moment de l'application de surcharges ou au moment de la modification de niveau d'un plan d'eau. On est alors placé dans une situation critique momentanée et les calculs que l'on effectue se rapportent à une situation dite « à court terme ». Dès cet instant s'amorce un phénomène de dissipation des surpressions interstitielles qui tendent vers une valeur qu'elles conserveront à long terme. Il conviendra donc de vérifier, qu'aussi bien à long terme qu'à court terme, la stabilité est assurée.

Adresse de l'auteur :
Edouard Recordon
Laboratoire de géotechnique de l'EPFL
Avenue de Provence 22
1007 Lausanne

Informations SIA

La gestion de l'énergie dans le bâtiment : ouverture d'un concours

A l'occasion de la 45e assemblée du Comité national de la Conférence mondiale de l'énergie, qui se tiendra à l'Ecole polytechnique fédérale de Zurich le 12 septembre prochain, la SIA lancera un concours sur *la gestion de l'énergie dans le bâtiment*, thème qui sera présenté par M. S. Rieben, ingénieur-conseil, Genève, membre du Comité central de la SIA.

La manifestation sera ouverte par une conférence de presse de M. E. H. Etienne, ingénieur EPF, président du Comité national : *Der zukünftige Energiebedarf : eine Herausforderung*.

Deux conférences seront présentées dans le cadre de l'assemblée :

Energiehaushalt von Gebäuden, par M. M. H. Burckhardt, architecte FAS-SIA, Bâle.

Les sources d'énergie non conventionnelle, par M. E. Choisy, Dr h.c., ingénieur EPF-SIA, Genève, président de la FEANI.

Bibliographie

Initiation pratique à la statistique, par *A. Liorzou*. Paris, Editions Eyrolles, 1973. — Un volume 16×25 cm, 314 pages, 63 graphiques et nombreux tableaux. Prix, broché : 57 F.

Il s'agit déjà de la huitième édition d'un ouvrage destiné à tous ceux que préoccupe l'interprétation de données chiffrées et qui ne disposent pas d'une formation mathématique spécialisée, ni de moyens de calcul puissants. L'approche de l'analyse statistique se fait de façon pratique, s'appuyant sur de nombreux exemples concrets. Cette initiation peut être intéressante pour l'étudiant, peu familiarisé avec les procédures de l'analyse statistique, mais est avant tout destinée aux commerçants et aux industriels de formation non scientifique. Elle fournit de nombreux outils fort utiles pour qui est appelé à travailler sans l'aide d'ordinateurs. Elle peut également intéresser toute personne désireuse de mieux comprendre les indices et les statistiques qui jouent un rôle si important dans l'évolution du coût de la vie et de ses conséquences.

Extrait de la table des matières :

La description des séries statistiques. — Propriétés analytiques de la moyenne et de l'écart type. — Les lois de distribution des fréquences. — Les problèmes de jugement sur échantillon. — La régression et la corrélation. — Les séries chronologiques. — Les indices.