Zeitschrift: Bulletin technique de la Suisse romande

Band: 97 (1971)

Heft: 25

Artikel: Comportement mécanique non linéaire des sols et des roches et application de la méthode des éléments finis

Autor: Descœudres, F.

DOI: https://doi.org/10.5169/seals-71275

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: 02.07.2025

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

Comportement mécanique non linéaire des sols et des roches et application de la méthode des éléments finis

par F. DESCŒUDRES, ingénieur EPFZ, Laboratoire de géotechnique de l'Ecole polytechnique fédérale de Lausanne (LEGEP)

1. Introduction

Depuis cinq ans environ, la méthode des éléments finis dans le domaine non linéaire connaît un développement important dans diverses techniques et notamment en matière de calcul des structures du génie civil. Par rapport à l'utilisation antérieure des éléments finis en milieu élastique, l'analyse non linéaire ne représente toutefois pour l'ingénieur de structure qu'un progrès important sur le plan de la recherche scientifique mais généralement pas essentiel sur celui des applications courantes.

Il en va tout autrement pour le géotechnicien et le spécialiste des travaux de fondation : le comportement des sols et des massifs rocheux ne peut être correctement décrit que si l'on respecte autant que faire se peut les relations contrainte-déformation essentiellement non linéaires et les phénomènes de rupture fort complexes qui caractérisent ces matériaux.

Dans ce qui suit, nous rappellerons brièvement les particularités fondamentales du comportement mécanique des sols et des massifs rocheux. Nous exposerons dans leurs grandes lignes les méthodes de mesures et leur interprétation pour l'établissement des lois de rupture et de contrainte-déformation, telles qu'elles sont appliquées au LEGEP. Nous montrerons enfin le parti qu'on peut en tirer pour le calcul de fondations et d'infrastructures en utilisant un programme d'analyse non linéaire par éléments finis relatif aux structures en béton armé établi par Saugy [1] [1] dans le cadre des travaux de recherches de la Chaire d'aménagements de production d'énergie de l'Ecole polytechnique fédérale de Lausanne, dirigée par le professeur A. Gardel. A titre d'exemple, nous donnerons une application relative à l'arrachement d'une plaque d'ancrage dans un massif sableux qui, menée parallèlement à des essais sur modèle, a permis de tester la validité des mesures des caractéristiques des sols et celle du programme de calcul.

2. Comportement des sols

Les propriétés non linéaires des sols sont connues de longue date [2, 3], et si elles ne s'expliquent pas facilement, elles se justifient ne serait-ce que par la complexité de leur structure, composée de 3 phases, solide, liquide et gazeuse. Elles apparaissent quel que soit le mode de sollicitation des sols :

— en *compression*, alors qu'en aucun point la phase solide n'est à l'état d'équilibre limite (rupture), l'application d'un état de contrainte au sol détermine une déformation de l'ensemble des grains plus complexe que celle d'un solide. La variation relative de volume varie d'un point à l'autre du massif et dans le temps du fait qu'il y a consolidation par écoulement du fluide liquide et gazeux soumis à un gradient de pression. Les déformations ne seront que partiellement réversibles lorsque les sollicitations disparaîtront ; de plus les déformations dépendent d'un état antérieur et elles présentent un caractère visco-plastique à coefficient de viscosité non constant ?

— en *cisaillement* alors qu'on tend vers un état d'équilibre limite, ce dernier ne se développe que progressivement dans des zones plastiques ; le phénomène s'accompagne généralement d'une variation de volume importante, fonction de la nature du sol, de la compacité initiale et des contraintes appliquées, en particulier de la différence entre les contraintes principales extrêmes ; l'importance des déformations et la vitesse influencent la résistance du sol qui ne peut donc s'exprimer par un critère unique relatif à un simple état de sollicitation.

3. Comportement des roches

On pourrait croire, du fait qu'il y a continuité entre les propriétés des milieux pulvérulents (sables) ou cohérents (argiles) et celles des milieux rocheux, au point que la classification des ingénieurs semble assez arbitraire et difficile à appliquer dans certains cas limites tels que les marnes par exemple, que la mécanique des sols et la mécanique des roches sont deux sciences très voisines.

Il n'en est rien : si un sol est formé de petits éléments dont l'assemblage définit un milieu relativement continu, homogène et souvent isotrope, une roche au contraire n'est pas tellement caractérisée par la nature et la taille de ses constituants que par la *fragmentation* et l'*anisotropie* de sa structure. Le comportement mécanique d'un massif rocheux est plus complexe que celui d'un sol du fait qu'il dépend à la fois de sa matrice rocheuse et de ses discontinuités.

La matrice rocheuse — ou la roche saine intacte — réagit plus simplement qu'un sol en ce sens qu'il s'agit d'un corps solide et que notamment les phénomènes de consolidation n'ont que peu ou pas d'importance. L'anisotropie joue un rôle considérable dans les roches métamorphiques et la plupart des roches sédimentaires. Comme pour le béton, des non-linéarités apparaissent aussi bien dans les relations contrainte-déformation (mais généralement dans une moindre mesure que pour les sols) que dans les lois de rupture (dans une plus forte mesure que pour les sols).

Les surfaces de discontinuité, qu'elles soient d'ordre stratigraphique ou tectonique, dictent généralement le comportement global des massifs rocheux. Sur ces surfaces, les lois de rupture sont souvent semblables à celles des sols alors que les déformations s'accompagnent d'augmentations de volume irréversibles dans le domaine plastique ou pseudo-plastique. L'ensemble est évidemment dépendant de la direction des sollicitations.

Il faut ajouter que la tectonique joue un rôle essentiel dans le comportement mécanique des roches et que l'état

[1] Les chiffres entre crochets renvoient à la bibliographie en fin d'article.

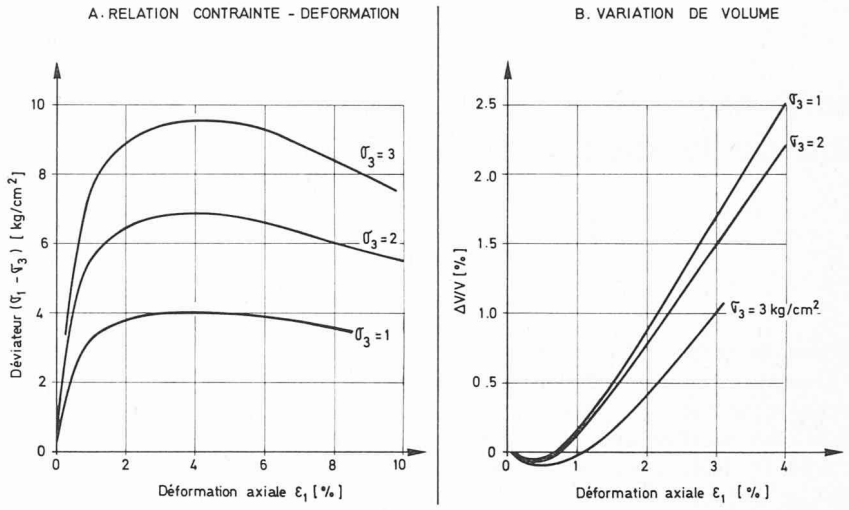

Fig. 1. — Essai de compression triaxiale sur un sable compact.

de contrainte naturel des massifs tectonisés est impossible à définir théoriquement alors que sa mesure *in situ* pose encore actuellement bien des problèmes imparfaitement résolus.

4. Mesures et définition du comportement des sols

L'essai triaxial classique, lorsqu'il est exécuté avec mesure continue d'au moins trois paramètres (charge verticale, le déformation axiale, variation de volume de l'éprouvette, cas échéant pression interstitielle), fournit en fait bien plus de renseignements qu'on ne lui en demande généralement lorsqu'on fixe deux coefficients — cohésion et angle de frottement interne — caractérisant la ou les courbes intrinsèques (droites de Mohr-Coulomb) pour effectuer des calculs à la rupture où les déformations n'interviennent pas. La figure 1 montre les résultats de mesure d'un essai triaxial consolidé drainé effectué dans notre laboratoire sur un sable pur compact, pour l'application dont il sera question plus loin.

Si l'on veut tenir compte d'une part des relations contrainte-déformation, d'autre part du caractère tridimensionnel du tenseur des contraintes, il faut exploiter les courbes d'essai plus complètement qu'on ne le fait dans le diagramme de Mohr de la figure 2. En adoptant les notations de l'étude de Saugy déjà évoquée [1] reprise également par Hussain [4], l'état de contrainte sera défini par deux invariants :

$$I_1 = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$$

$$I_2 = \sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2 - \sigma_1\sigma_2 - \sigma_1\sigma_3 - \sigma_2\sigma_3$$

I_1 représentant 3 fois la pression moyenne et I_2 le carré du déviateur. Dans le cas particulier de l'essai triaxial à symétrie de révolution où $\sigma_2 = \sigma_3$ les invariants s'écrivent :

$$I_1 = \sigma_1 + 2\sigma_3$$

$$I_2 = (\sigma_1 - \sigma_3)^2$$

Surface de rupture

La figure 3 représente les points de rupture correspondant aux sommets des courbes de la partie gauche de la figure 1 dans le plan défini par les invariants des contraintes. L'étude de Saugy menée pour le béton l'a conduit à admettre comme critère de rupture une surface de révolution autour de l'axe des pressions moyennes dont la génératrice est formée de deux droites correspondant chacune à un type de rupture, fragile ou par glissement. La génératrice est définie par 3 paramètres :

β_c : résistance à la compression uniaxiale

$m\beta_c$: résistance à la traction

$n\beta_c$: résistance à la compression biaxiale.

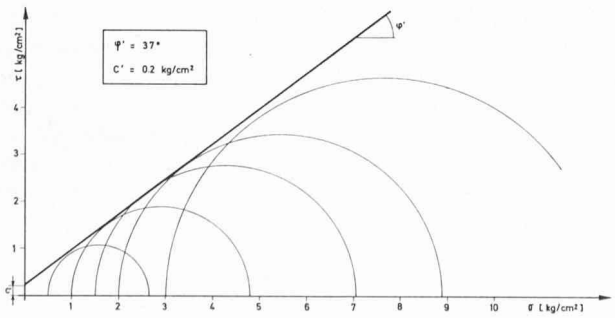

Fig. 2. — Diagramme de Mohr pour un sable compact.

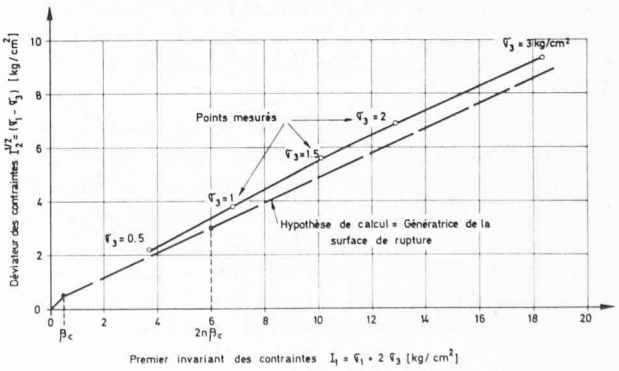

Fig. 3. — Courbe de rupture pour un sable compact.

Pour le cas particulier du sable étudié, la génératrice approchant la courbe réelle est représentée en traitillé sur la figure 3. On constate évidemment que les paramètres adoptés sont mal commodes pour des sols sans cohésion, les deux premiers étant nuls et le troisième ne faisant pas l'objet d'essais courants. Mais la surface théorique si elle est un peu trop prudente n'est pas une mauvaise approximation : l'erreur vient du fait que la surface de rupture ne possède pas une directrice circulaire mais elliptique, car des phénomènes de nature anisotrope doivent apparaître lors de la rupture.

Lois contrainte-déformation

La relation contrainte-déformation s'exprime par deux modules sécants variables, celui de compressibilité K et celui de glissement μ qu'on peut définir à partir des valeurs classiques E (module d'élasticité) et υ (coefficient de Poisson), prises ici dans un sens pseudo-élastique :

$$K = \frac{E}{3(1-2\upsilon)} \qquad \text{et } \mu = \frac{E}{2(1+\upsilon)} \quad [1]$$

Si K est constant pour les corps ductiles tels que l'acier, pour le béton il est fonction de la pression moyenne, soit du premier invariant des contraintes, encore qu'on puisse aussi l'admettre constant jusqu'à proximité de la rupture comme l'a fait Saugy. Pour les sols par contre, K est fonction à la fois de I_1 et I_2 à tous les niveaux de sollicitation. Le fait s'explique par la variation de volume qui se manifeste au cours du cisaillement. En recherchant une expression analytique simple de cette variation de volume pour le sable d'essai, c'est-à-dire une expression qui ne dépende plus de l'étreinte σ_3 comme dans la partie droite de la figure 1, nous avons été conduit à dissocier la part due à la compressibilité — en mesurant K pendant une consolidation sous tenseur sphérique — de celle due au déviateur. Dans l'optique du programme d'éléments finis, cela présentait en outre l'avantage de pouvoir maintenir artificiellement K constant et introduire une variation de volume supplémentaire comme déformation extérieure au fur et à mesure de l'accroissement du vecteur charge. La figure 4 montre à gauche la loi parabolique obtenue finalement en fonction du rapport $II_2/I_1^{1/2}$ où II_2 représente l'analogue du déviateur dans le tenseur des déformations et $I_1^{1/2}$ l'influence de la pression moyenne.

Le module de glissement μ est aussi fonction des deux invariants II_2 et I_1, mais ici le rapport empirique obtenu pour le sable est $II_2^{1/2}/I_1$. La figure 4 montre à droite que la loi est logarithmique et que la dispersion des résultats d'essais est quasi nulle.

Une recherche menée par F. Vuilleumier est actuellement en cours au LEGEP pour définir ces lois de manière plus générale et systématique pour divers types de sols. D'autres recherches relativement anciennes [5, 6] ou très récentes [7, 8], poursuivies dans le même esprit dans de nombreux laboratoires de géotechnique attestent l'importance de ces problèmes.

5. Mesures et définition du comportement des roches

La mécanique des roches s'est développée beaucoup plus tardivement que la mécanique des sols et n'a pas encore comblé son retard. Si l'apparition de l'ordinateur a permis des progrès considérables sur le plan des techniques de calcul, la partie expérimentale est plus lente à développer tant pour l'auscultation *in situ* de massifs rocheux — qui s'est tout de même bien affinée ces dernières années — que pour les essais en laboratoire. Le principe même de ces derniers est même souvent mis en cause sous prétexte qu'apparaissent en mécanique des roches deux phénomènes parasites, généralement négligeables pour les sols mais prépondérants ici : la dispersion et l'effet d'échelle. Il n'entre pas dans le cadre de cet article d'aborder ce problème sur le fond comme par exemple l'a fait Bernaix [9], mais on notera simplement que tant la dispersion des essais mécaniques que l'effet d'échelle sont liés à la fracturation des roches, la première reflétant l'hétérogénéité de cette fracturation, le second étant lié au fait que la probabilité de rencontrer un défaut de constitution ou de structure est d'autant plus élevée que l'échantillon de roche est plus grand. Actuellement, on peut affirmer que malgré la complexité des massifs rocheux et à condition de faire appel aux ressources de l'analyse statistique, il est souvent possible de mesurer en laboratoire les principales propriétés mécaniques des roches de façon suffisamment réaliste pour qu'on puisse prévoir le comportement d'un massif réel avec une approximation acceptable. Nous nous bornerons à en

[1] En fonction des mesures, K est plutôt calculé comme le rapport entre le premier invariant des contraintes et la variation de volume correspondante ; μ est calculé comme le rapport entre le déviateur et la distorsion correspondante.

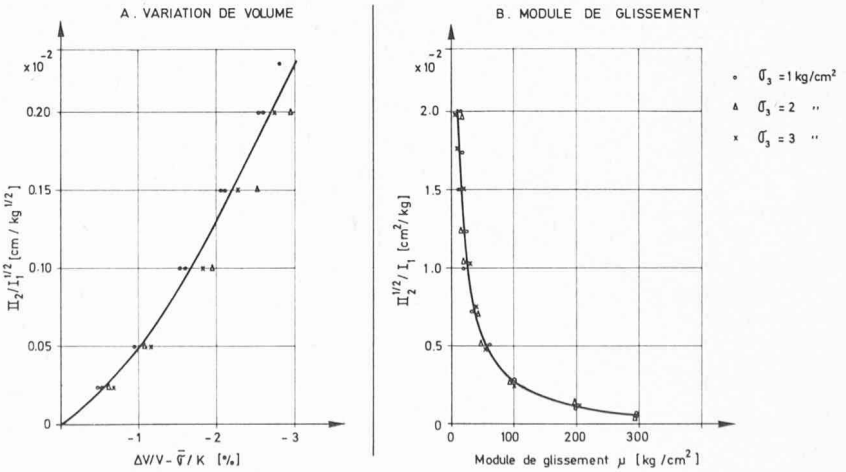

Fig. 4. — Lois contrainte-déformation pour un sable compact (γ = 2.07 t/m³, w = 26 %, φ = 37°).

donner ici une justification très partielle et qui ne met pas en cause l'intérêt des essais *in situ* qui seront évoqués dans une publication ultérieure.

Caractéristiques de rupture

Comme nous l'avons dit précédemment, ce sont généralement les caractéristiques prévalant sur les *discontinuités* qui conditionnent le comportement du massif rocheux. Il faut donc commencer par leur mesure.

Au moyen d'un appareil de cisaillement direct du type de celui réalisé par Lombardi [10] puis développé par Locher [11], et que nous avons perfectionné en lui adjoignant un dispositif d'enregistrement automatique, les paramètres de rupture (l'angle de frottement en tout cas) peuvent être clairement définis. La figure 5 donne à titre d'exemple le diagramme reliant la force de cisaillement à l'effort normal, tracé par l'enregistreur pour un schiste micacé cisaillé le long d'un plan de schistosité. Dans le cas particulier, la cohésion a pu être mesurée dans l'appareil au début du premier cycle de déplacement.

Il faut remarquer que la détermination du frottement est remarquablement précise et reproductible d'une façon générale pour toutes les roches que nous avons étudiées usqu'ici. L'appréciation de la cohésion, qu'elle soit vraie ou relative à l'imbrication, nécessite une étude statistique pour être valable. C'est pratiquement souvent impossible car on ne dispose pas d'assez d'échantillons, d'ailleurs difficiles à prélever.

La *matrice rocheuse* peut être étudiée en combinant plusieurs essais [12, 13], par exemple compression simple, traction transversale (essai brésilien) et compression triaxiale. La figure 6 montre la « courbe intrinsèque » telle qu'on la définit dans la représentation classique du diagramme de Mohr obtenue pour un grès grossier non saturé, de la molasse aquitanienne lausannoise. La figure 7 se réfère aux mêmes essais mais dans la représentation déjà définie pour les sols, $I_2^{1/2} = f(I_1)$. Chaque courbe ou point correspond à la moyenne obtenue sur une série de six éprouvettes essayées dans les mêmes conditions. On remarquera que les résultats sont concordants sauf ceux d'une série plus résistante. Cette dernière provient en fait d'un bloc prélevé dans le même banc de grès mais à plus grande distance de la paroi de la fouille (1,50 m au lieu de 0,50 m). Tous les autres blocs étaient probablement microfissurés par les travaux d'excavation.

A titre de comparaison, la figure 7 donne en plus les résultats relatifs à ces mêmes grès microfissurés dans le cas d'une saturation préalable des éprouvettes.

Lois contrainte-déformation

Dans la mesure où les discontinuités sont d'importance volumétrique faible, c'est la *matrice rocheuse* qui est ici prédominante. Il existe de nombreuses méthodes de mesure *in situ* de la déformabilité des massifs rocheux et qui sont surtout valables pour l'étude d'ouvrages relativement peu profonds. Dans une autre publication [14], nous en avons donné un exemple et n'y reviendrons pas ici. Lorsqu'on effectue des essais en laboratoire, l'étude exposée plus haut pour les sols s'applique alors également pour les roches.

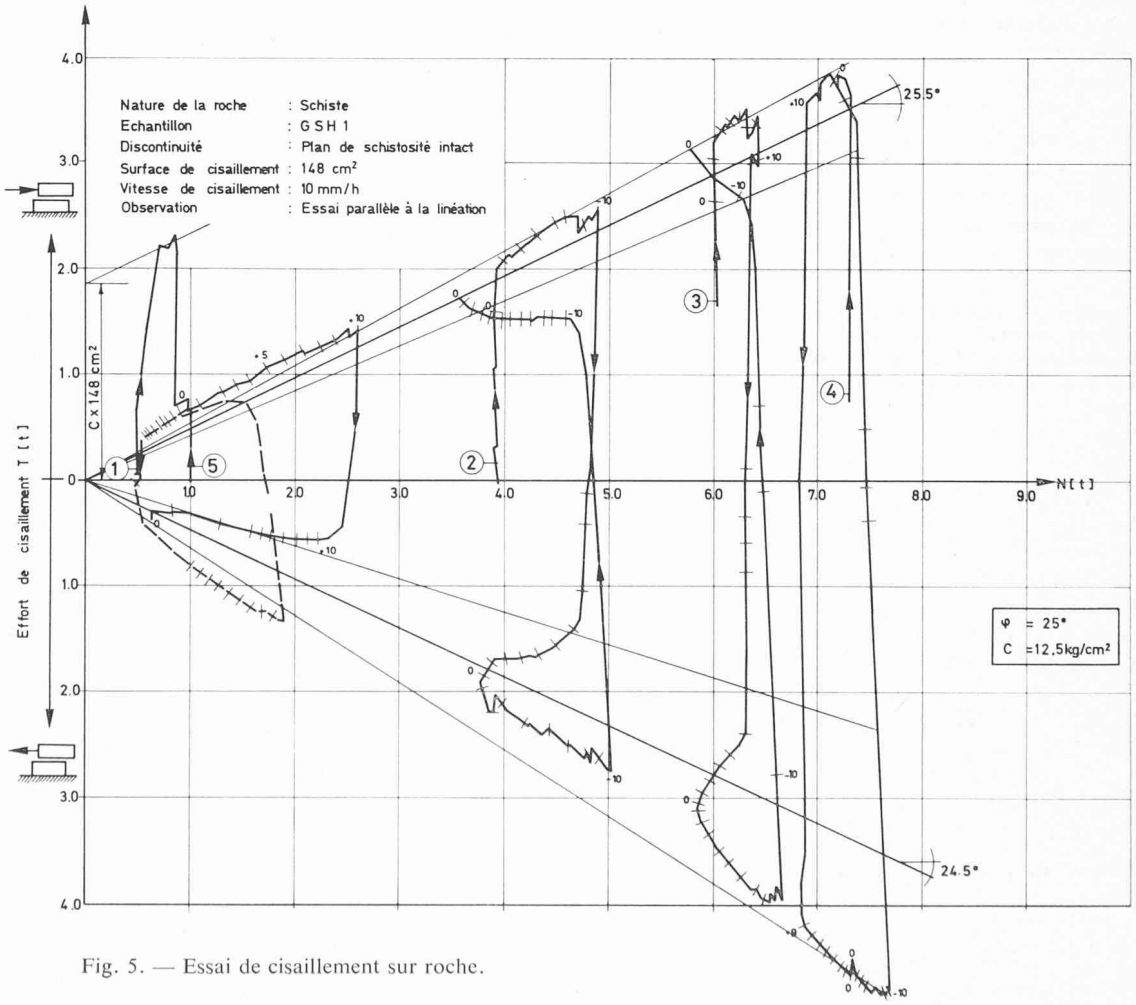

Fig. 5. — Essai de cisaillement sur roche.

A titre d'exemple, la figure 8 donne la loi de variation de μ pour le grès déjà cité. Il est particulièrement intéressant de noter que si la saturation se manifeste comme pour les caractéristiques de rupture de façon très nette, par contre la loi n'est pas modifiée par la fissuration. Les points correspondant à la série plus résistante définissent simplement un autre domaine de la courbe ; du point de vue de la déformabilité, la microfissuration n'a pas de signification fondamentale dans ce cas particulier sans orientation privilégiée.

6. Calcul par éléments finis

Une description du programme mis au point par la Chaire d'aménagement de production d'énergie de l'EPFL a été donnée dans deux précédents numéros de ce Bulletin par Saugy [1] et Hussain [4], ce dernier en ayant de plus décrit quelques applications relatives à des études du bureau Bonnard et Gardel, ingénieurs-conseils S.A. à Lausanne.

Nous n'y reviendrons pas, sinon pour rappeler que le programme analyse les problèmes à deux dimensions à contraintes ou à déformations planes pour les structures massives isotropes en béton armé ou non. Les non-linéarités sont traitées par une suite d'analyses linéaires par la méthode du module sécant variable. Un contrôle de l'état de rupture est effectué à chaque analyse et les éléments rompus se transforment selon un modèle orthotrope orienté selon la direction des contraintes principales avec perte de la résistance à la traction parallèlement aux fissures.

Un autre programme, tridimensionnel est actuellement pratiquement au point. Beaucoup plus souple que le précédent, il permet d'introduire divers critères de rupture et des lois rhéologiques.

Moyennant quelques adaptations qu'on peut introduire sous forme de sous-programmes, il est facile de remplacer le béton par un autre matériau tel qu'un sol ou qu'une roche. Les éléments filiformes qui représentent les barres d'armature peuvent également servir à représenter les discontinuités d'un massif rocheux, le matériau de remplissage des fissures remplaçant alors l'acier. Les lois mécaniques à utiliser ont été décrites aux paragraphes précédents.

Il est évidemment possible de combiner une structure en béton armé avec un massif de fondation. Cette vision synthétique d'un ouvrage est un des grands avantages de la méthode des éléments finis : si paradoxalement on commence par discrétiser un ou plusieurs milieux continus, les conditions aux limites et de compatibilité des déplacements permettent la synthèse finale. Plusieurs auteurs en ont déjà fait la démonstration remarquable [15, 16, 17].

Dans une publication déjà citée [4], Hussain a donné un exemple d'étude globale d'un barrage avec son massif rocheux de fondation, analysée avec le programme bidimensionnel de l'EPFL, et en faisant l'hypothèse très simplificatrice que les divers zones de roches se comportaient comme du béton. Nous traitons une autre application, plus élaborée du point de vue de la mécanique des sols, au paragraphe suivant.

7. Plaque d'ancrage dans un massif de sable

Dans le cadre d'une recherche menée par le LEGEP sur les tirants d'ancrage en terrain meuble et en rocher, nous avons été amenés à tester le programme de calcul par éléments finis par comparaison avec des essais sur modèle spécialement construit à cet effet. Le sable constituant le massif est celui qui a fait l'objet des essais décrits plus haut.

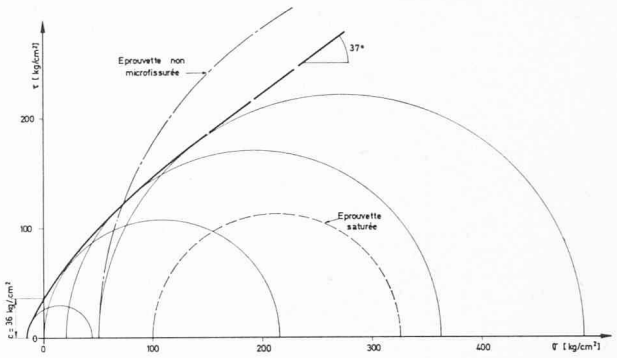

Fig. 6. — Courbe intrinsèque pour un grès.

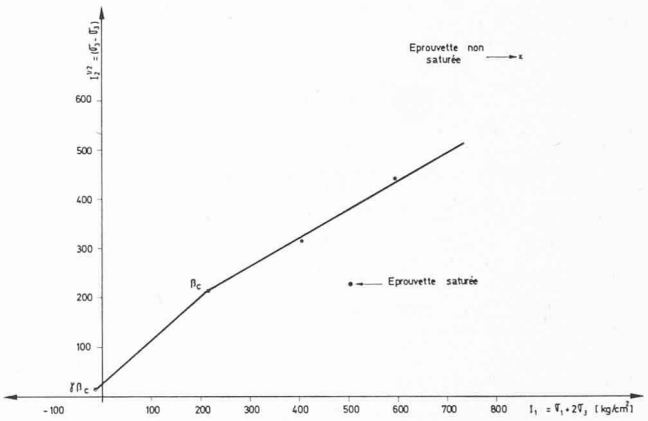

Fig. 7. — Courbe de rupture pour un grès.

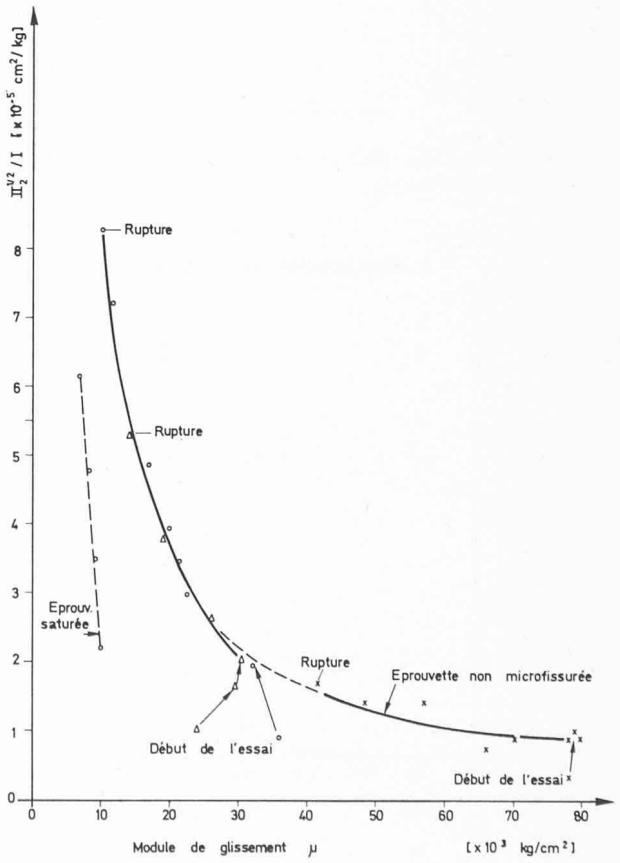

Fig. 8. — Loi contrainte-déformation pour un grès.

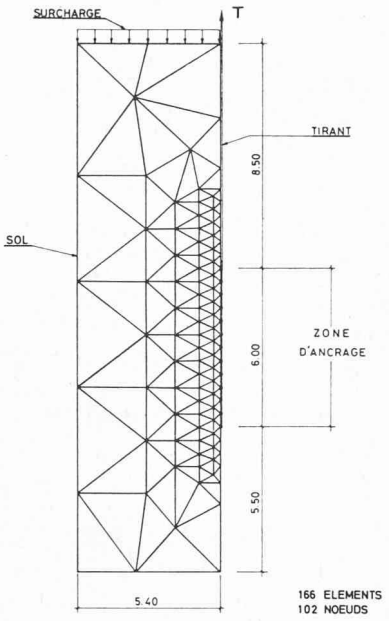

Fig. 9. — Réseau des éléments finis.

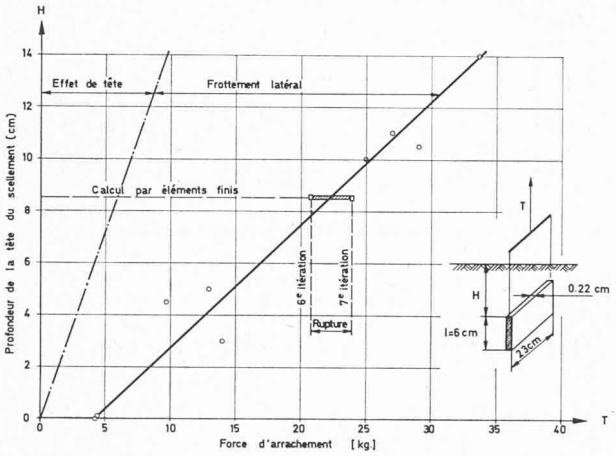

Fig. 11. — Essai sur modèle (massif de sable avec plaque d'ancrage).

La figure 9 montre le réseau des éléments finis. Il comporte une plaque d'ancrage de 6 cm de hauteur, schématisée par 12 éléments filiformes placés au milieu d'un massif d'environ 11 cm de largeur et 20 cm de hauteur, la hauteur de terrain sur l'ancrage pouvant d'ailleurs être augmentée par l'adjonction d'une surcharge appliquée à la surface.

La figure 10 montre le déplacement du pied de l'ancrage pris comme critère d'arrachement, avec la répartition des contraintes le long de la plaque en fonction de la traction progressivement exercée en tête par l'intermédiaire d'une longueur libre de câbles.

La figure 11 représente les résultats des essais sur le modèle schématisé à droite du dessin. On observe, malgré une certaine dispersion due à de petites différences du compactage du sable entre chaque essai, une linéarité évidente entre la profondeur de l'ancrage et la force d'arrachement.

Le résultat du calcul par éléments finis a été reporté sur la même figure 1 pour la profondeur de 8,5 cm correspondant à une surcharge nulle sur le réseau. La rupture, qui intervient entre les 6e et 7e itérations du calcul, correspond bien à l'effort d'arrachement mesuré sur le modèle.

Même si le problème étudié est de dimensions fort modestes, toutes les complications inhérentes au comportement du sable interviennent. La concordance entre calcul et mesures est un encouragement important à la fois pour les lois du comportement mécanique des sables mesurées en laboratoire et pour le bon fonctionnement du programme de calcul. L'utilisation d'un programme linéaire prenant en compte des caractéristiques élastiques moyennes pour le sable et pas de variation de volume conduit par contre à une force d'arrachement environ trois fois plus faible que dans la réalité.

8. Conclusions

Dans le domaine du calcul des infrastructures du génie civil et des fondations en terrain meuble et en rocher, la méthode des éléments finis permet de tenir compte des non-linéarités du comportement mécanique des matériaux.

Si la technique du calcul et de la programmation est complexe et nécessite le recours à des ordinateurs de grande capacité, c'est dans la définition des caractéristiques des

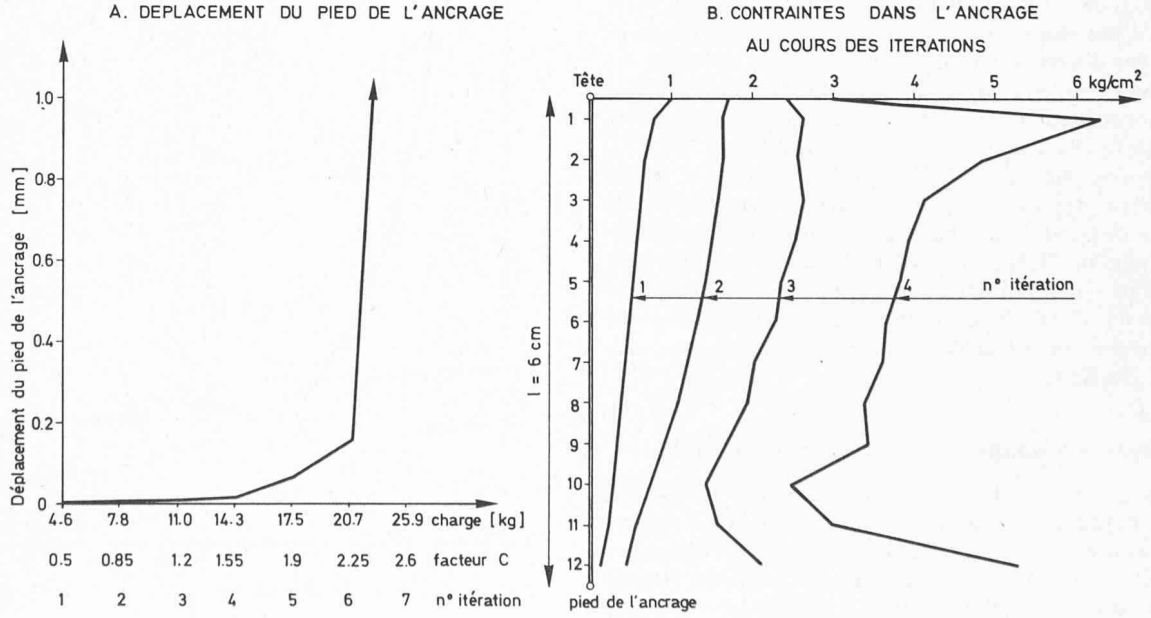

Fig. 10. — Calcul par la méthode des éléments finis.

sols ou des roches que réside actuellement l'essentiel des difficultés. La mesure en laboratoire des lois de contrainte-déformation et du critère de rupture est dans un stade de plein développement. Dans de nombreux cas, on parvient déjà à une description satisfaisante du comportement mécanique des sols et des roches.

Les recherches à la fois théoriques et expérimentales des années à venir devraient permettre une meilleure utilisation de toutes les ressources que les méthodes de calcul mettent à disposition des ingénieurs.

BIBLIOGRAPHIE

[1] SAUGY, B. : *Contribution à l'étude théorique du comportement non linéaire des structures massives en béton armé sous charges rapides*. BTSR nº 22, novembre 1969.

[2] TERZAGHI, K. : *Mécanique théorique des sols*. Dunod 1951.

[3] CAQUOT, A. et KERISEL, J. : *Traité de mécanique des sols*, 3e édition. Gauthier-Villars, 1956.

[4] HUSSAIN KHAN, M. : *Méthode des éléments finis dans le domaine non linéaire*. BTSR nº 3, février 1971.

[5] DRUCKER, D. C. and PRAGER, W. : *Soil Mechanics and Plastic Analysis or Limit Design*. Q. Appl. Math, vol. 10, 1952.

[6] KONDNER, R. L. : *Hyperbolic Stress-Strain Response for Cohesive Soils*, ASCE, Journal of the SM and Foundation Division, janvier 1963.

[7] GIRIJAVALLABHAN, C.V. and REESE, L. C. : *Finite Element Method for Problems in Soil Mechanics*. ASCE, Journal of The SM and Foundation Division, mars 1968.

[8] DUNCAN, J. M. and CHIN-YUNG CHAUG : *Nonlinear Analysis of Stress and Strain in Soils*. ASCE, Journal of the SM and Foundation Division, septembre 1970.

[9] BERNAIX, J. : *Moyens nouveaux d'étude en laboratoire des propriétés mécaniques des roches*. Annales de l'ITBTP Nº 234, juin 1967.

[10] LOMBARDI, J. und DAL VESCO, E. : *Die experimentelle Bestimmung der Reibungskoeffizenten für die Felswiderlagen der Staumauer Contra*. 1er Congrès international de mécanique des roches, Lisbonne 1966.

[11] LOCHER, H. G. : *Direkter Scherversuch im Laboratorium an Felsproben*. Schweizerische Bauzeitung Nº 30, Juli 1971.

[12] PARATE N. S. : *Critère de rupture des roches fragiles*. Annales de l'ITBTP, nº 253, Janvier 1969.

[13] FRANKLIN, J. A. : *Triaxial strength of rock materials*. Rock Mecanics Research Report, Imperial College, London, April 1970.

[14] BOVET, D. et DESCŒUDRES, F. : *Etude in situ de la déformation superficielle d'un massif rocheux dans un essai de charge avec plaques*. 2e Congrès international de Mécanique des roches, Belgrade 1970

[15] ZIENKIEWICZ, O. C. : *Continuum Mechanics as an Approach to Rock Mass Problems*. Rock Mechanics in Engineering Practice Chap. 8. John Wiley & Sons, 1969.

[16] KOVARI, K. : *Ein Beitrag zum Bemessungsproblem von Untertagsbauten*. Schweizerische Bauzeitung nº 37, Septembre 1969.

[17] DUNCAN, J. M. and CLOUGH, G. W. : *Finite Element Analysis of Port Allen Lock*. ASCE, Journal of the SMFD, Août 1971.

Adresse de l'auteur :

F. Descœudres, laboratoire de géotechnique de l'Ecole polytechnique fédérale de Lausanne, 67, rue de Genève, 1004 Lausanne.

L'alimentation de la région lausannoise en courant de traction

par H. RYHEN, ing.-techn. à la Division des travaux du 1er arrondissement des CFF, Lausanne

Sous-station de Bussigny

La mise en exploitation de la gare de Lausanne-triage a obligé la Direction des CFF à reconsidérer la question de l'alimentation en courant haute tension de la région lausannoise à partir de la sous-station de Bussigny.

En effet, ces installations, construites en 1927, étaient devenues insuffisantes ces dix dernières années, la consommation d'énergie s'étant accrue considérablement. Les raison, en sont les suivantes :

— augmentation de la vitesse des trains,

— tonnage plus élevé des convois,

— puissance plus grande des locomotives,

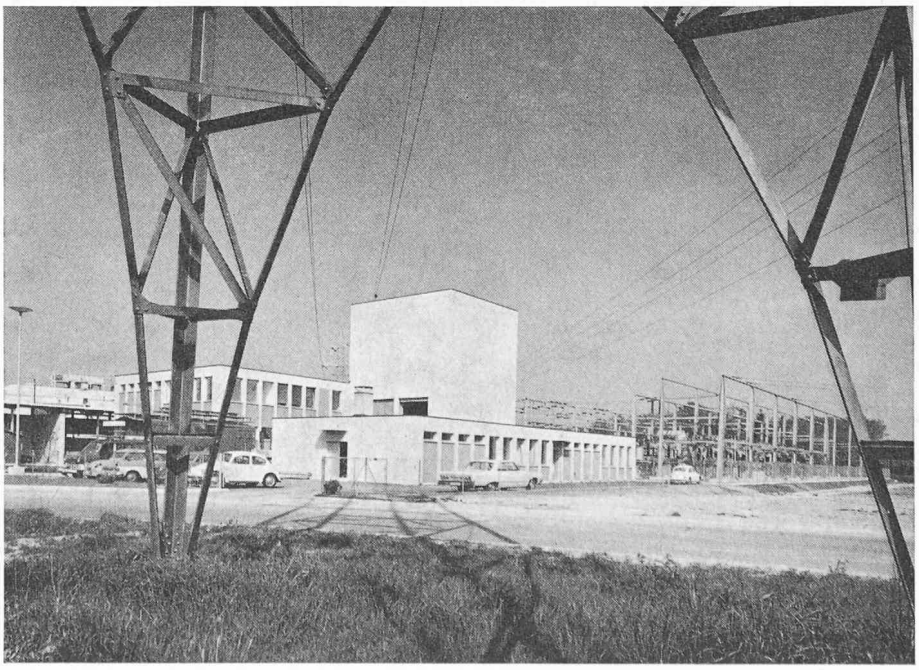

Fig. 1. — Vue d'ensemble de la sous-station de Bussigny.