

20 FEV 1994

REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE

LCPC - Paris
DEPARTAMENT
SOLS - FONDATIONS
Bibliothèque

Directeur de la Publication : P. Habib

Président du Comité de Direction : J. Lagardère

Comité de Direction : J. Schlosser — V. Maury — R. Struillou (Présidents des trois comités)

Comité de Rédaction :

E. Absi — P. Antoine — F. Bonnechère — Prof. Descœudres — P. Duffaut — J. Kérisel —
P. La Rochelle — P. Londe — L. Parez — F. Schlosser

Commission paritaire n° 60855

ISSN 0181 — 0529

Revue trimestrielle

Abonnement 1993 (numéros 62 à 65) franco 560 F

Prix au numéro franco : 160 F

(valable également pour les numéros anciens)

Sommaires des numéros anciens sur demande.

La revue est expédiée par avion dans les D.O.M.-T.O.M. et à l'étranger.

Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées

28, rue des Saints-Pères, 75007 Paris - Tél. : 42.60.34.13

Publicité : OFERSOP

8, bd Montmartre, 75009 Paris - Tél. : 48.24.93.39

Les articles publiés dans cette revue n'engagent que la responsabilité de leurs auteurs.
Tous droits de reproduction, de traduction et d'adaptation réservés pour tous pays.

© 1993

Presses de l'école nationale des
Ponts et chaussées

REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE

N° 63
AVRIL 1993

sommaire

Géotechnique et archéologie J. Kerisel	5
Simulation des géomatériaux par la méthode des éléments Lagrangiens D. Billaux, P. Cundall	9
Effet sur la stabilité des barrages en terre homogènes d'une variation des principaux paramètres E. Alonso, T. Bernede, P. Morlier	23
Utilisation de l'essai pressiométrique pour l'identification de paramètres intrinsèques du comportement d'un sol B. Combou, R. Bahar	39
Amélioration des sols : les fonds injectés dans la craie parisienne L. Parez	51
Sur la stabilité des pentes et des pics P. Duffaut	57
Discussion sur « La stabilité des pentes et des pics » de Pierre Duffaut P. Habib	65
Discussion sur « Etude sur les corrélations entre le Standard Penetration Test et le pressiomètre » de H. Gonin, P. Vandangeon, M.P. Lafeuillade (RFG n° 58) M. Gambin	67
Réparation du tunnel de Vernier par voûte injectée H. Duplaine, J.-L. Richard	69

Géotechnique et archéologie

Geotechnique and archeology

Jean KERISEL

Rev. Franç. Géotech., n° 63, pp. 5-7 (avril 1993)

Les congrès et conférences internationales sont fréquemment l'occasion de se féliciter du travail accompli et des progrès enregistrés. Et si un historien n'avait à sa disposition que les conclusions écrites de symposiums, il affirmerait, bien à tort, que sciences et techniques n'ont connu qu'une ascension continue.

L'archéologie des grands édifices projette parfois une lumière intéressante sur les premiers chemins de la connaissance en apportant la preuve de toute une suite d'échecs et de succès.

Pour le montrer, je vais prendre des exemples en Egypte et en Mésopotamie. L'attention sera centrée sur quatre domaines : les fondations en surface, les soutènements, les frottements négatifs et les ouvrages souterrains.

1. FONDATIONS SUPERFICIELLES ET SOUTÈNEMENTS

1.1. L'Egypte

Toutes les grandes pyramides d'Egypte ont été érigées dans un intervalle de temps de l'ordre de cinq cents ans seulement pendant la première partie de l'Ancien Empire : elles furent érigées toutes sur la rive ouest du Nil.

La toute première, Saqqarah, pyramide à cinq gradins à une trentaine de kilomètres au sud de l'actuelle ville du Caire, est bâtie sur un sol rocheux et par conséquent n'a pas posé de problème de fondations superficielles. Elle est par ailleurs l'illustration de la parfaite compréhension par les Egyptiens des problèmes de murs de soutènement. A cette époque, vers 2700 av. J.-C., pour tailler des pierres on ne disposait que de moyens très limités (frottement par de la dolérite et scies au cuivre durcies par de l'émeri. Il n'était donc pas question de tailler toutes les pierres d'une pyramide de 60 m de haut. Il fallait s'efforcer en outre de réutiliser les volu-

mineux déchets de pierres résultant de la taille. Or, ces déchets, lorsqu'ils sont superposés, poussent au vide et cette poussée demande à être contenue par des murs de soutènement. Imhotep, le ministre-architecte du pharaon, imagina de ne tailler que les pierres destinées à construire des murs de soutènement, inclinés à 72° sur l'horizontale vers l'intérieur de la pyramide, et d'intercaler entre les murs distants de 2,50 m les uns des autres, les déchets de pierre. Ainsi était économisé l'effort humain, tout en assurant une parfaite stabilité. Les parties supérieures des murs de soutènement sont les contremarches des gradins de la pyramide, l'enveloppe de l'ensemble formant un tétraèdre dont les faces sont inclinées à 52° sur l'horizontale.

La grande pyramide suivante fut celle de Meidoum à 70 km au sud du Caire. Elle fut d'abord une pyramide à gradins d'une soixantaine de mètres de hauteur conçue comme celle de Saqqarah. On emboîta dessus une autre pyramide à gradins dont la hauteur atteignit 70 m. Enfin le pharaon suivant la transforma en pyramide lisse dont les quatre faces enveloppent les gradins de la deuxième pyramide à gradins par l'intermédiaire d'un matériau de mauvaise qualité, trop friable, si bien que, celui-ci cédant peu à peu aux cisaillements qui le sollicitaient sur une aussi forte pente (52° en moyenne), il se produisit un grand glissement sur chacune des quatre faces de la pyramide, mettant à nu sur une grande hauteur (30 m) l'un des murs intérieurs de soutènement.

La pyramide suivante est celle de Dahchour : son emplacement avait été choisi par le pharaon Snefrou, très entreprenant mais moins bon géologue puisqu'il résolut de l'implanter dans le lit majeur du Nil sur des formations relativement récentes ayant seulement la résistance d'argiles raides. Chaque pharaon essayait alors de construire sa demeure d'éternité plus haute que celle de son prédécesseur et même plus élancée. L'ambition de Snefrou alla jusqu'à essayer de construire sa pyramide avec des versants très raides inclinés sur la verticale à pas moins de 60° alors que ses prédécesseurs s'en étaient tenus à 52° . Sa pyramide devait ainsi culminer à 140 m de hauteur. Très rapidement le sol fut poinçonné et il fut obligé d'élargir la base en diminuant

l'angle d'inclinaison de 60° à $54^\circ 31'$. L'élargissement céda à son tour comme le prouvent les ressauts que l'on constate dans les couloirs qui descendent aux chambres funéraires et Snefrou n'eut d'autre ressource, arrivé à 43 m de haut que de diminuer à nouveau la pente de $54^\circ 31'$ à $43^\circ 5'$ d'où le nom de rhomboïdale donné à cette pyramide, qui est l'illustration type d'un monument sur une fondation qui se déroba sous l'effet d'une trop forte charge à l'intérieur d'un périmètre donné.

Les pyramides suivantes, les dernières grandes pyramides de l'Ancien Empire, qui constituent la triade de Gizeh, ne connurent aucun incident de fondation. Ces pyramides sont celles de Kheops, Khefren et Mykérinos, fondées sur le calcaire éocène du plateau de Gizeh à l'ouest de la ville du Caire actuelle. Kheops et Khefren ont une hauteur qui avoisine 150 m et avec un poids spécifique moyen de 2 tonnes par m^3 , elles apportent une pression au sol importante. Kheops, lui, était fin géotechnicien et il avait choisi la zone du plateau où la résistance du rocher est la meilleure ; mieux même, il traita les quelques failles du plateau sur la pyramide en y enfonçant au marteau, à force, des coins de pierre taillée.

1.2. La Mésopotamie

Bien avant les Egyptiens, les Sumériens qui habitaient le Sud de la Mésopotamie à Our, Ourouk, Eridou, dans la zone à l'Ouest de Bassorah, dans ce delta où aboutissent ces deux fleuves puissants, l'Euphrate et le Tigre, avaient tenté d'ériger, eux aussi, des monuments à forme tronc-pyramidale. Mais pour eux dans ce delta marécageux où le sol est de faible portance, l'entreprise était malaisée. Ne disposant pas de pierres, ils construisaient ces monuments appelés ziggourats, avec des briques faites de limon séché au soleil. Ils ne tardèrent pas à s'enfoncer dans le sol et à s'écarter faute de résistance au poinçonnement et au cisaillement latéral. Ils ne purent élever ce genre de monument qu'à partir du moment où ils intercalèrent, tous les cinq ou six lits de briques, des tapis en roseaux tissés et même des câbles faits de végétaux. De cette façon, ils évitèrent l'écartèlement et le bâtiment après avoir trouvé un équilibre en profondeur put monter vers le ciel. Il s'agit d'une longue étude empirique de fondations superficielles sur terrains mous.

La civilisation se développa vers le nord : les cités devinrent des Cités-Etats. Chacune avait une ziggourat et la hauteur de la ziggourat témoignait de la puissance de la Cité-Etat. Bientôt des royaumes apparurent : l'un des rois les plus puissants fut celui de Babylone vers 1800 av. J.-C. : Hammurabi. Il veillait à la stabilité des constructions, puisque son code, que beaucoup d'ingénieurs connaissent, témoigne, par sa sévérité, de sa volonté d'éviter les premiers accidents des ziggourats.

La ziggourat qu'il avait construite fut saccagée par Sennacherib, roi d'Assyrie (705-680 av. J.-C.). Elle fut reconstruite et élargie, par Nabuchodonosor II le grand roi de la deuxième Babylone vers 600 av. J.-C. Cette nouvelle ziggourat n'est autre que la tour de Babel. Son empreinte au sol qui mesure 91×91 m montre bien

que la partie centrale se trouvait sur une zone déjà consolidée par la ziggourat de la première Babylone alors que l'élargissement sur terrain vierge en bordure de l'Euphrate, a marqué profondément le sol de son empreinte.

Un deuxième incident de fondations survint dans cette deuxième Babylone : celui de la porte d'Ishtar, une porte en briques cuites, très lourde, revêtue de belles briques émaillées bleu foncé avec des dessins d'animaux. Nabuchodonosor savait sans doute qu'il lui fallait prendre des précautions. Aussi il la bâtit sur un remblai de sable qu'il épandit sur quelques mètres de hauteur au-dessus du sol limoneux. Précaution qui se révéla absolument insuffisante. Les massifs de briques, des deux côtés de la porte, poinçonnèrent le sable et descendirent dans le limon sur une hauteur de quinze mètres comme l'a montré l'archéologue allemand KOLDEWEY au début de ce siècle.

2. FROTTEMENT NÉGATIF OUVRAGES SOUTERRAINS

Je voudrais m'intéresser maintenant aux fondations profondes ou plus exactement au frottement qui se développe sur le bord des fondations profondes.

Comme on le sait, dans une fondation profonde faite dans un milieu assez homogène, la résistance du sol sous la base, tout autant que le frottement qu'il exerce latéralement à la fondation de bas en haut, contribuent à porter les charges. Ce dernier frottement est appelé positif.

Mais il arrive aussi que ce frottement s'inverse et devienne négatif, s'ajoutant aux charges de la fondation : c'est le cas lorsque la fondation s'appuie sur un terrain dur dominé par un terrain en cours de consolidation. L'attention du constructeur doit toujours rester en éveil dans ce cas de frottement négatif. Pour avoir mésestimé ce frottement négatif, la fin de la construction de la pyramide de Kheops a rencontré de sérieuses difficultés. La pyramide comporte en effet une dualité de maçonnerie. La première en pierres de taille parfaitement assises concerne la carapace et un socle interne, étroit, orienté Nord-Sud qui contient les corridors, la grande galerie et deux chambres dont la plus vaste est celle dite chambre du Roi. La seconde maçonnerie entoure le socle, réalisée en opus incertum à partir de pierres calcaires de qualité moyenne. Elle est évidemment plus compressible que la première. Et sous l'effet de la pression énorme qui résulte d'une hauteur de 150 m, elle a tassé.

La chambre du roi n'avait pas moins de 5,90 m de haut et une section horizontale de $5 \times 10,5$ m. Dimensions considérables au regard des 100 m de maçonnerie qui la surchargent. Elle est couverte par neuf grandes dalles de granit (de 2 m d'épaisseur) alignées côte à côte dans le sens du petit côté. Kheops présentant sans doute qu'elles pourraient fléchir et casser, avait imaginé de superposer cinq autres chambres à sa chambre. Les archéologues ont l'habitude d'appeler ces chambres, chambres de décharge. Elles sont au contraire des chambres surchargées car sous le poids

considérable des 100 m de maçonnerie, la maçonnerie en opus incertum tout autour de cette chambre s'est tassée de 15 cm par rapport au socle et elle a formé un point dur. De plus, en descendant la maçonnerie en opus incertum a exercé sur le flanc sud de la chambre du Roi un *frottement négatif* amenant une distorsion de la chambre du Roi, le mur Sud de celle-ci devenant plus bas que le mur Nord, la différence étant de 6 cm au milieu du mur Sud. Or toutes les dalles en granit du toit de la chambre du Roi et des chambres supérieures étaient encastrées à leurs appuis du fait de la pression considérable s'exerçant sur ceux-ci. Une dalle de granit encastrée de deux mètres d'épaisseur et de cinq mètres de portée libre, ne peut absolument pas supporter une telle dénivellation d'appui. Toutes les dalles se sont progressivement fissurées et rompues au fur et à mesure de la fin de la construction de la pyramide. Et comme le veut la théorie des dalles encastrées, on trouve les fissures *au-dessous de la dalle, du côté Sud qui a tassé, et au-dessus du côté opposé.*

La rupture de ces dalles a certainement causé effroi et désespoir chez le pharaon. Il a certainement voulu connaître la raison des détonations qui en résulteraient. Après avoir déblayé les couches supérieures, il a replâtré certaines fissures : on trouve en effet la preuve de plusieurs replâtrages.

Nous savons bien, nous, ingénieurs, combien il est difficile d'insérer une structure rigide dans un remblai de main d'homme qui est moins rigide. Par exemple, il est dangereux de construire un ouvrage d'écoulement des eaux au sein même de l'ouvrage qui va barrer leur écoulement : ou bien on réalise un ouvrage trop rigide puissamment armé ou bien on introduit une série de grandes buses métalliques trop flexibles. Et ceci en plein empirisme.

La preuve des difficultés rencontrées par les Egyptiens résulte de l'évolution de leurs chambres funéraires. Au

départ on renonce à insérer la chambre dans la pyramide, c'est le cas à Saqqarah où la chambre est sous la pyramide, dans le rocher à trente mètres de profondeur. Excellente solution.

La chambre à Meidoun est insérée dans la pyramide au ras du sol, solution encore admissible tant que les dimensions restent modestes.

En tout cas la plus mauvaise des solutions est celle qui a consisté à Dahchour à faire deux chambres à deux niveaux différents, l'une sous la pyramide, l'autre engagée dans la pyramide. Pour faire la première, il a fallu en effet faire une fouille blindée dans cette argile raide dont nous avons parlé, construire la maçonnerie de la chambre, puis remblayer au-dessus. Lorsque l'on a commencé à élever la pyramide, des pressions trop importantes se sont exercées latéralement sur cette chambre qui s'est fissurée. Snéfrou a alors décidé d'en construire une seconde insérée dans la pyramide. Mais alors le remblai au-dessus de la première chambre, mal compacté, a tassé amenant des désordres dans la deuxième chambre.

Cette leçon consistant à ne pas exécuter des ouvrages souterrains voisins à des niveaux différents a, en règle générale, été retenue en mécanique des sols.

CONCLUSION

Le progrès s'est fait de la médiation d'échecs. Apprenons à bien connaître ces échecs et retenons-en les leçons. Intéressons-nous aussi à l'archéologie où l'apport des ingénieurs, si rare jusqu'à présent, peut apporter des compléments intéressants à l'histoire des sciences et techniques.

THÈSES

Approche des caractéristiques de production du gisement d'Hassi-Messaoud (Algérie) : le réservoir Ra dans le sud-est du champ

Ahmed KHELLAF

Le gisement d'huile d'Hassi-Messaoud a été découvert en 1956 au Sahara algérien dans les formations argilo-gréseuses du Cambro-ordovicien à une profondeur de 3 500 mètres. C'est un des plus grands gisements dans le monde. Il est subdivisé en trois réservoirs. Du haut vers le bas on distingue : le R1 (réservoir isométrique), le Ra (réservoir anisométrique) et le R2. Le Ra étant le réservoir principal renfermant 70 % des réserves en place. Le but de cette étude est de délimiter le réservoir Ra dans la partie sud-est du champ, en zones potentiellement productrices et en zones « sèches », aux moyens des caractéristiques pétrographiques, granulométriques et pétrophysiques associées à des analyses statistiques.

L'analyse pétrographique a montré que les grès du Ra sont disposés en séquences transgressives reflétant une évolution de la base au sommet des grès grossiers microconglomératiques très mal classés aux grès fins isométriques du R1. Le taux de silice secondaire varie en sens inverse de l'argile totale. Il est le premier facteur de détérioration des caractéristiques pétrophysiques, distribué aléatoirement sur toute la surface du gisement. L'origine et les mécanismes de genèse de la silice secondaire sont divers. L'analyse discriminante nous a permis de déceler les variables responsables de la séparation entre le groupe d'échantillons des puits productifs et celui des échantillons des puits secs. L'analyse originale des tendances (trend) de la porosité, des logs de perméabilité et du grain maximum a mis en évidence des zones de différentes qualités réservoirs.

Les résultats obtenus sont susceptibles d'intéresser les géologues et les producteurs pour le développement et la mise en œuvre des méthodes de récupération secondaire.

Directeur de thèse : P. BROQUET - Université de Franche-Comté.

Caractérisation et modélisation des massifs rocheux fracturés en blocs

Nathalie RODE

Ce mémoire concerne la modélisation du comportement mécanique des massifs rocheux fracturés. Il peut être décomposé en deux grandes parties.

La première aborde la caractérisation des joints rocheux, c'est-à-dire la détermination de leurs propriétés physiques et mécaniques. Cette détermination peut être réalisée selon des approches expérimentales, semi-empiriques ou théoriques. Les deux premiers modes d'approche ont été mis en œuvre dans un contexte particulier, qui est celui des sites superficiels soumis, par conséquent, à de faibles contraintes : une falaise et deux mines à ciel ouvert. L'étude de ces cas a permis de proposer une méthodologie de caractérisation des joints et d'obtenir les valeurs des paramètres nécessaires à l'étape suivante de ce mémoire.

La deuxième partie consiste en la modélisation des massifs rocheux fracturés, par la méthode des éléments distincts. Celle-ci requiert, au niveau des joints, l'introduction de divers paramètres pour lesquels une étude d'influence sur un assemblage de blocs fictif a été effectuée.

Puis, un assemblage de blocs réel a été modélisé correspondant à une falaise sous-minée de Touraine. Les résultats de ces simulations sont validés qualitativement par des désordres observés en Touraine, et quantitativement par des mesures de contraintes réalisées sur un site similaire.

Directeur de recherche : F. HOMAND - INPL, Nancy.

Propagation et atténuation des ondes ultrasoniques dans des roches fissurées et anisotropes

Pascal CUXAC

Ce mémoire examine la propagation d'ondes ultrasonores pour l'étude des roches fissurées et/ou anisotropes. Ce travail peut être décomposé en quatre grandes parties.

La première traite de la célérité des ondes de compression et des ondes de cisaillement pour la détermination des anisotropies des roches et aboutit à une classification selon le degré de symétrie. Cette symétrie impose les directions de propagation et de polarisation nécessaires à la détermination des modules élastiques dynamiques. Un montage dans une cellule triaxiale a permis d'étudier l'influence de la contrainte qui provoque une augmentation des vitesses du fait de la fermeture de fissures. Cependant l'étude complète de l'évolution des paramètres élastiques avec la pression reste impossible dans le cas de roches anisotropes.

La deuxième partie aborde la détermination de l'atténuation d'une onde de compression à partir de la méthode du rapport de spectres. Ces mesures réalisées sur roches fortement anisotropes montrent la nécessité de travailler en milieu confiné afin d'avoir un signal de bonne qualité. Le calcul d'atténuation est ensuite appliqué à la caractérisation d'un milieu isotrope fissuré. En milieu anisotrope, ces mesures sont rendues très difficiles par l'apparition de fissures dans le plan d'anisotropie rendant la roche beaucoup trop atténuante.

Enfin, l'étude de la propagation d'ultrasons durant un essai de traction directe permet de constater un endommagement précoce du grès étudié.

Le calcul des modules élastiques statiques à partir d'essais de compression constitue la troisième partie. L'influence de la pression de confinement et de l'orientation de l'anisotropie est mise en évidence.

Dans la dernière partie, on a comparé les modules élastiques obtenus par les deux méthodes, et on a constaté une bonne corrélation des paramètres sauf lorsque la présence de fissures influe sur la mesure : les modules dynamiques apparaissent alors supérieurs aux modules statiques.

Directeur de recherche : F. HOMAND - INPL, Nancy.

Les bassins de retenue d'eaux pluviales de la Seine-Saint-Denis : incidences de l'environnement géotechnique sur leur conception

Alain HIRSCHAUER

Le département de la Seine-Saint-Denis a entrepris de construire plusieurs bassins de retenue d'eaux pluviales.

A des ouvrages monolithes fonctionnant gravitairement (bassins secs revêtus ou non, plans d'eau) ont succédé des bassins mixtes fonctionnant en série.

Les ouvrages les plus récents sont enterrés et peuvent fonctionner par pompage.

Douze études de cas, relatives à des ouvrages réalisés ou en projet, sont analysées. La plupart des ouvrages étant creusés en milieu aquifère, des estimations de débits dus à la nappe ont été effectuées. Une méthode de calcul du temps de remplissage de plan d'eau, alimenté par la nappe, a été mise au point. Ces évaluations ont été vérifiées expérimentalement.

La réalisation de batardeaux circulaires en paroi moulée se révèle bien adaptée pour des ouvrages profonds et couverts. L'analyse des études de cas a amené à proposer une méthodologie d'étude et de conception à caractère géotechnique.

Simulation des géomatériaux par la méthode des éléments Lagrangiens

Modelling of Geomaterials using the Lagrangian Element method

D. BILLAUX

ITASCA Consultants*

P. CUNDALL

ITASCA Consulting Group**

Rev. Franç. Géotech. n° 63, pp. 9-21 (avril 1993)

Résumé

Une formule non-traditionnelle de la méthode des différences finies est présentée. Permettant tout type de maillage, elle rend cette méthode aussi souple que celle des éléments finis. Parce qu'elle est explicite et suit donc le comportement des matériaux au cours de leur réponse à une sollicitation, la formulation présentée est particulièrement efficace pour l'étude des sols fortement non-linéaires, avec de grandes déformations et des zones de plastifications importantes.

Abstract

A "non-classical" formulation of the finite-difference method is presented. It allows any type of discretization, making this method as flexible as the finite-element method. It is explicit in time, and thus follows the behavior of materials during their response to a sollicitation. Because of this, Lagrangian elements are specially efficient for studying soils, highly non-linear, with large strains and sizable plasticity zones.

* 40, avenue de Collongue, 69130 Ecully.

** 1313 Fifth Street SE, Minneapolis, MN 55414 (USA).

1. INTRODUCTION

La modélisation numérique des géomatériaux est une étape nécessaire de l'élaboration de tout projet de génie civil. Elle fait appel à deux grands types de méthodes. D'une part, des méthodes d'équilibre limite permettent de calculer rapidement les efforts maximaux que peut soutenir une structure (pente, fondation, etc.), au prix d'hypothèses souvent simplistes sur le comportement des matériaux et leurs interactions et de la donnée a priori des mécanismes de rupture. D'autre part, des méthodes numériques plus sophistiquées — éléments finis ou différences finies — fournissent les champs d'efforts et de déformations, ainsi que le mécanisme de rupture le plus critique, au prix de calculs beaucoup plus lourds à mettre en œuvre.

Parmi ces dernières, la méthode des éléments finis a depuis longtemps supplanté sa concurrente, la méthode des différences finies à laquelle était surtout reproché son manque de souplesse. En fait, les défauts attribués à la méthode des différences finies étaient liés à la manière dont celle-ci était formulée, et non à son principe même. Par une formulation « non-traditionnelle » de la méthode, on supprime facilement ces défauts et l'on peut bâtir une méthode numérique qui montre de nombreux attraits pour la modélisation des géomatériaux. L'objectif de cet article est de présenter une telle formulation, appelée « méthode des éléments Lagrangiens », et développée au cours des cinq dernières années. Après un rappel des concepts de base, la formulation numérique est décrite de manière détaillée. Une application au calcul d'un remblai renforcé est ensuite présentée. Enfin, la formulation complète d'un problème simple est présentée en annexe, et permet la comparaison de la méthode des éléments finis avec celle des éléments Lagrangiens.

2. CONCEPTS DE BASE

La méthode des éléments Lagrangiens consiste en une application « non-traditionnelle » de la méthode des différences finies explicites. Ses caractéristiques principales sont passées en revue, ainsi que leurs implications pour la modélisation des géomatériaux.

2.1. Les différences finies

La méthode des différences finies est peut-être la plus ancienne technique numérique utilisée pour résoudre des systèmes d'équations différentielles avec conditions initiales et/ou conditions aux limites (voir par exemple DESAI et CHRISTIAN, 1977). Dans la méthode des différences finies, toute dérivée présente dans le système d'équations est remplacée directement par une expression algébrique écrite en terme des variations intervenant dans le système d'équations, en des lieux discrets de l'espace. Ces variables sont indéterminées partout ailleurs.

Dans la méthode des éléments finis, les contraintes et déplacements (en mécanique) sont définis partout dans le domaine d'étude. Des fonctions spécifiques décrivent

leurs variations dans chaque élément. La formulation consiste alors en l'ajustement de ces fonctions pour minimiser des termes d'erreur ou une énergie locale ou globale.

Les deux méthodes produisent un système d'équations algébriques. Bien qu'elles soient obtenues de manières différentes, ces équations sont similaires et même parfois identiques. Par contre, un certain nombre de « traditions » différentes se sont ancrées au cours des années. Par exemple, les programmes Éléments Finis combinent en général les matrices élémentaires en une matrice de rigidité globale de grande taille, alors que les programmes Différences Finies ne construisent pas de matrice globale car ils peuvent de manière relativement efficace reformuler les équations à chaque pas. Il existe d'autres différences, dont beaucoup sont dues surtout aux habitudes des numériciens.

Enfin, il faut faire un sort à un mythe qui a survécu jusqu'à aujourd'hui. De nombreux professionnels (y compris des auteurs de livres) croient que les différences finies sont cantonnées à des maillages rectangulaires définies en termes de $(\Delta x, \Delta y)$. Ceci est faux ! De fait, WILKINS a présenté (en 1964 !) une méthode qui permet de formuler les équations des différences finies pour des éléments de forme quelconque. C'est cette méthode que nous utilisons. La croyance erronée que les Différences Finies sont inséparables des maillages rectangulaires est responsable de nombreuses affirmations, aussi peu fondées, sur les formes possibles des limites et la distribution des propriétés des matériaux. En utilisant la méthode de WILKINS, on peut donner n'importe quelle forme aux limites et faire varier les propriétés d'un élément à l'autre, exactement comme avec les Éléments Finis.

2.2. La résolution explicite avançant dans le temps

L'objectif de la méthode aux éléments Lagrangiens présentée est de trouver la solution d'un problème statique ou quasi statique. Malgré cela, les équations du mouvement dynamique sont incluses dans la formulation. En effet, ceci permet de s'assurer que le schéma numérique est stable même lorsque le système physique modélisé est instable. Avec des matériaux à comportement non linéaire, des instabilités physiques peuvent survenir : rupture soudaine d'un pilier, d'une pente, par exemple. Dans le monde physique, une partie de l'énergie de déformation accumulée par le système est convertie en énergie cinétique, qui se propage ensuite à partir de la source et se dissipe. Si les termes d'inertie sont inclus dans la formulation numérique, ce processus est reproduit directement : de l'énergie cinétique est engendrée puis dissipée. Un algorithme de résolution « statique » qui n'inclut pas les termes d'inertie doit utiliser une procédure numérique pour modéliser les instabilités physiques. Même si la procédure supprime effectivement les instabilités numériques, le chemin de contraintes et déformations suivi n'est pas forcément réaliste.

La séquence de calcul générale de la méthode est illustrée en figure 1. Les équations du mouvement sont utilisées pour calculer de nouvelles vitesses et donc de

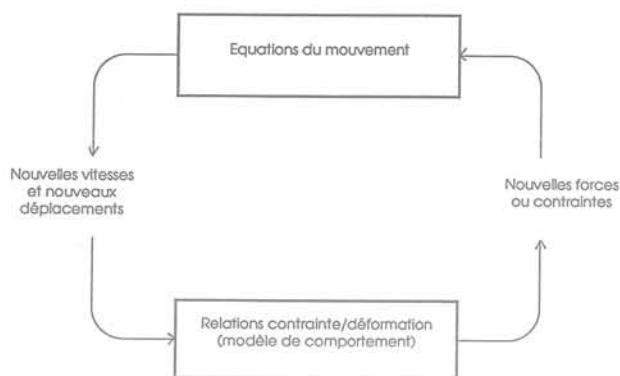


Fig. 1. — Séquence de calcul générale.

Fig. 1. — General calculation sequence.

nouveaux déplacements à partir des contraintes et des forces en jeu. Ensuite les taux de déformation sont déduits des vitesses et la loi de comportement du matériau est utilisée pour déduire de nouvelles contraintes et forces des taux de déformation. Chaque parcours de cette boucle représente un cycle de calcul. Le principe fondamental de la résolution explicite est que chaque boîte de la figure 1 remet à jour toutes les variables qu'elle doit traiter à partir de valeurs connues et qui restent fixées durant les calculs dans la boîte. Par exemple, la boîte inférieure calcule de nouvelles contraintes dans chaque élément à partir des vitesses calculées à l'étape précédente. Ces vitesses sont bloquées durant le fonctionnement de la boîte : les nouvelles contraintes n'affectent pas les vitesses. Cette hypothèse est justifiée si nous choisissons un pas de temps assez petit pour que l'information ne puisse pas passer d'un élément à l'autre au cours de cet intervalle de temps. Puisqu'un parcours de la boucle représente

un pas de temps, le « blocage » des vitesses est alors justifié car des éléments voisins ne peuvent pas s'influencer pendant une période de calcul. Bien entendu, les perturbations peuvent se propager dans le modèle en plusieurs cycles de calcul, à la vitesse que met l'information à se propager physiquement.

Le paragraphe précédent est un exposé des principes de la résolution explicite. La formulation mathématique sera développée plus loin. L'idée de base est que la vitesse de « l'onde de calcul » est toujours supérieure à celle des ondes physiques, de façon que les équations opèrent toujours sur des valeurs connues et figées pour la durée des calculs les utilisant. Cette méthode possède plusieurs avantages importants (et un gros désavantage !) : surtout, aucune itération n'est nécessaire pour calculer les contraintes à partir des déformations dans un élément, même si la loi de comportement est fortement non linéaire. Dans une méthode implicite (de loin le type de méthodes le plus utilisé en Éléments Finis), chaque élément communique avec chaque autre élément pendant un pas de calcul : il est donc nécessaire d'itérer avant de satisfaire à la fois les équations d'équilibre et de compatibilité. Le tableau 1 est une comparaison des méthodes explicites et implicites. On peut voir que le désavantage des méthodes explicites est la condition sur le pas de temps. Avec un pas de temps imposé très petit, il peut être nécessaire d'effectuer un grand nombre de pas avant d'arriver à la solution statique. De ce fait, les méthodes explicites ne sont pas compétitives pour la résolution de problèmes linéaires, en petites déformations. Elles trouvent par contre leur application pour l'étude des systèmes plus complexes, mettant en jeu par exemple des non-linéarités, de grandes déformations ou des instabilités physiques. Les systèmes géomécaniques présentent en général ce type de difficultés.

Tableau 1. — Comparaison des méthodes explicite et implicite (d'après CUNDALL, 1980).

Table 1. — Comparison between explicit and implicit methods (after CUNDALL, 1980).

Explicite	Implicite
Le pas de temps doit être inférieur à une valeur critique pour assurer la stabilité	Pas de restriction sur le pas de temps, au moins pour certains schémas de résolution
Peu de calculs par pas de temps	Nombreux calculs par pas de temps
Par d'amortissement numérique significatif introduit pour les problèmes dynamiques	Amortissement numérique dépendant du temps pour les schémas inconditionnellement stables
Prise en compte de lois de comportement non linéaires sans itérations supplémentaires	Nécessité d'une procédure itérative pour la prise en compte de comportements non linéaires
Si le pas de temps est inférieur à sa valeur critique, une loi non linéaire est toujours suivie d'une manière correcte	Il est toujours nécessaire de démontrer que la procédure est : (a) stable ; et (b) physiquement correcte, c'est-à-dire qu'elle permet de suivre un chemin de contraintes physiquement correct
Aucune matrice n'est construite. La mémoire nécessaire est minimum	Une matrice de rigidité doit être stockée. La mémoire nécessaire est importante
Aucune matrice n'étant construite, des grandes déformations et de grands déplacements peuvent être pris en compte avec quasiment aucun calcul supplémentaire	Des calculs supplémentaires sont nécessaires pour suivre de grandes déformations et de grands déplacements

2.3. L'analyse Lagrangienne

N'ayant pas de matrice de rigidité globale à construire, nous pouvons de manière très simple réactualiser les coordonnées des nœuds à chaque pas de temps. Les déplacements incrémentaux sont ajoutés aux coordonnées et le maillage se déforme donc avec le matériau qu'il représente. La formulation est donc « Lagrangienne », par opposition à la formulation « Eulérienne » pour laquelle le matériau se déforme par rapport à un maillage fixe. L'intérêt de la méthode Lagrangienne est simple : elle permet de traiter les problèmes en grandes déformations de manière à la fois rigoureuse et aisée, en ne pesant que très peu sur la rapidité des calculs.

3. FORMULATION NUMÉRIQUE

Les équations générales sur lesquelles est basée la résolution sont rapidement passées en revue. Les équations aux différences finies en sont déduites. Deux points importants de la méthode sont ensuite détaillés : l'amortissement utilisé et la détermination du pas de temps critique. Les développements exposés ci-dessous concernent la modélisation mécanique. A partir de la loi de FOURIER ou de la loi de DARCY, on peut construire de la même manière les équations aux différences finies permettant de résoudre des problèmes thermiques ou d'hydraulique souterraine.

3.1. Equations générales

Dans un solide déformable et dans un référentiel Lagrangien, la loi de NEWTON peut être exprimée par l'équation différentielle suivante (MALVERN, 1969) :

$$\rho \frac{\partial \dot{u}_i}{\partial t} = \frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial x_j} + \rho g_i \quad (1)$$

où :

Les indices i, j représentent les trois composantes dans un repère cartésien, la répétition d'un indice indiquant une sommation.

ρ est la masse volumique

t est le temps

$\dot{u}$ est le vecteur vitesse

x est le vecteur position

g est l'accélération due aux forces de volume (en général, accélération de la pesanteur)

σ est le tenseur des contraintes.

En plus de l'équation du mouvement ci-dessus, l'étude du solide déformable fait intervenir sa loi de comportement. Celle-ci peut être écrite de manière incrémentale :

$$\sigma : = M(\sigma, \dot{\epsilon}, K) \quad (2)$$

où :

$M(\)$ est la fonctionnelle définissant la loi

$\dot{\epsilon}$ est le tenseur des taux de déformation :

$$\dot{\epsilon}_{ij} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial \dot{u}_i}{\partial x_j} + \frac{\partial \dot{u}_j}{\partial x_i} \right)$$

K est un paramètre dépendant de l'histoire du matériau — une mesure de la déformation plastique de cisaillement par exemple pour un matériau radoucissant ou durcissant.

La notation tel que : $=$ signifie « remplacé par ».

Enfin, à cause de la rotation finie d'une zone pendant un pas de temps, le tenseur des contraintes relatif à un système fixe de coordonnées est modifié :

$$\sigma_{ij} : = \sigma_{ij} + (\omega_{ik} \sigma_{kj} - \sigma_{ik} \omega_{kj}) \Delta t \quad (3)$$

où :

$$\omega_{ij} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial \dot{u}_i}{\partial x_j} - \frac{\partial \dot{u}_j}{\partial x_i} \right)$$

Cette dernière équation ne s'applique bien sûr qu'au cas des grandes déformations.

3.2. Equations aux différences finies

Le solide est maillé par des quadrilatères. Chacun d'eux est subdivisé en deux paires d'éléments triangulaires à déformation uniforme (fig. 2). La force exercée sur un nœud est prise comme la moyenne des forces pour les deux paires de triangles, ce qui permet d'assurer une réponse symétrique à un chargement symétrique.

Les équations aux différences finies sont déduites du théorème de GAUSS :

$$\int_s n_i f ds = \int_A \frac{\partial f}{\partial x_i} dA \quad (4)$$

où :

s est le périmètre de l'élément de surface A

n est le vecteur unitaire normal à s

f est un scalaire, vecteur ou tenseur défini sur A et son périmètre.

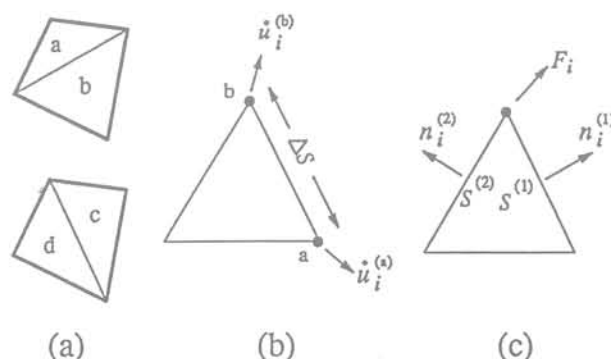


Fig. 2. — Discretisation mixte
a) Quadrilatères superposés ; b) Vecteurs vitesse ;
c) Vecteur force nodale.

Fig. 2. — Mixed discretization
a) Overlaid quadrilaterals ; b) Velocity vector ;
c) Nodal force vector.

Nous utilisons (4) pour calculer la valeur moyenne du gradient de f sur A , $\langle \frac{\partial f}{\partial x_i} \rangle$, en fonction des valeurs de f sur le périmètre s :

$$\langle \frac{\partial f}{\partial x_i} \rangle = \frac{1}{A} \int_s n_i f ds \quad (5)$$

Appliquée à un élément triangulaire, cette relation devient:

$$\langle \frac{\partial f}{\partial x_i} \rangle = \frac{1}{A} \sum_s \langle f \rangle n_i \Delta s \quad (6)$$

où:

La sommation s'applique aux trois côtés du triangle.

$\langle f \rangle$ est la valeur moyenne de f sur un côté
 Δs est la longueur du côté

L'équation (6) nous permet d'écrire le tenseur taux de déformation $\dot{\epsilon}$ en fonction des vitesses aux nœuds:

$$\frac{\partial \dot{u}_i}{\partial x_j} \equiv \frac{1}{2A} \sum_s (\dot{u}_i^{(a)} + \dot{u}_i^{(b)}) n_j \Delta s \quad (7)$$

et:

$$\dot{\epsilon}_{ij} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial \dot{u}_i}{\partial x_j} + \frac{\partial \dot{u}_j}{\partial x_i} \right) \quad (8)$$

où a et b sont les deux nœuds extrémités d'un côté du triangle.

L'équation (7), approchée, est exacte si les vitesses varient linéairement entre les nœuds.

L'utilisation d'éléments triangulaires élimine le problème de déformations non restreintes qui se pose avec les éléments quadrilatères à déformation uniforme. Ce problème, pour les polygones à plus de trois sommets, tient au fait qu'il existe des combinaisons des déplacements nœuds qui ne produisent aucune déformation, et donc ne sont restreints par aucune force.

Un autre problème classique de la modélisation de matériaux en plasticité n'est pas résolu par l'utilisation d'éléments triangulaires. Il s'agit de la formulation de la condition d'incompressibilité lors de l'écoulement plastique.

En effet, pour les problèmes axisymétriques ou en déformations planes, cette condition introduit une restriction cinématique dans la direction perpendiculaire au plan d'étude. Les éléments sont alors « surcontraints » (nombre d'équations supérieur au nombre d'inconnues), ce qui donne lieu à des prédictions erronées et optimistes des chargements de rupture. Ce problème a été discuté en détail par NAGTÉGAAL *et al.* (1974). Pour le résoudre, nous utilisons une procédure décrite par MARTI et CUNDALL (1982), la discrétisation mixte. Les parties isotropes des tenseurs de contraintes et de déformations, sur lesquelles s'applique la condition d'incompressibilité, sont supposées constantes sur l'en-

semble d'un quadrilatère, alors que leurs parties déviatoriques sont traitées séparément dans les deux triangles. Pour les deux triangles a et b de la figure 2a, les taux de déformation sont donc ajustés pour rendre égales les parties isotropes sans modifier les parties déviatoriques.

Soient:

$$\dot{\epsilon}_{11}^a, \dot{\epsilon}_{22}^a, \dot{\epsilon}_{12}^a, \dot{\epsilon}_{11}^b, \dot{\epsilon}_{22}^b, \dot{\epsilon}_{12}^b, \text{ les composantes,}$$

et

$$\dot{\epsilon}_m = \frac{1}{4} (\dot{\epsilon}_{11}^a + \dot{\epsilon}_{22}^a + \dot{\epsilon}_{11}^b + \dot{\epsilon}_{22}^b)$$

on pose:

$$\begin{aligned} \dot{\epsilon}_{11}^a &= \dot{\epsilon}_m + \frac{1}{2} (\dot{\epsilon}_{11}^a - \dot{\epsilon}_{22}^a) \\ \dot{\epsilon}_{22}^a &= \dot{\epsilon}_m - \frac{1}{2} (\dot{\epsilon}_{11}^a - \dot{\epsilon}_{22}^a) \\ \dot{\epsilon}_{12}^a &= \dot{\epsilon}_{12}^a \end{aligned} \quad (9)$$

Les équations en (b) sont identiques. Des ajustements similaires sont effectués pour les triangles c et d .

Une fois les composantes de $\dot{\epsilon}$ calculées, la loi de comportement (eq. 2) et l'ajustement de rotation (eq. 3) sont utilisés pour déduire un nouveau tenseur de contraintes de ce tenseur taux de déformation. Le tenseur de contraintes obtenu est traité en discrétisation mixte. La contrainte isotrope moyenne dans une paire de triangles est calculée en utilisant une pondération par les aires des triangles. Ce dernier traitement n'a d'effet que si le comportement du matériau est dilatant (auquel cas une déformation de cisaillement provoque une variation de la contrainte isotrope). Sinon, les contraintes isotropes dans les deux triangles sont déjà égales.

En utilisant les notations de la figure 2c, la force appliquée au triangle sur son côté (1) est:

$$F_i^{(1)} = \sigma_{ij} n_j^{(1)} S^{(1)} \quad (10)$$

Cette force est répartie de manière égale entre les deux nœuds extrémités du côté et la force appliquée à un nœud est donc:

$$F_i = \frac{1}{2} \sigma_{ij} (n_j^{(1)} S^{(1)} + n_j^{(2)} S^{(2)}) \quad (11)$$

Pour chaque paire de triangles, les forces aux nœuds dues aux deux triangles sont additionnées. La force résultante est ensuite prise égale à la moyenne des forces trouvées pour les deux paires. Pour trouver la force totale appliquée à un nœud, nous additionnons les forces dues à tous les quadrilatères dont il fait partie. Le vecteur résultant, que nous appelons ΣF_i , inclut également des chargements éventuels (conditions aux limites), et les forces de volume $F_i^{(g)}$ dues à la gravité:

$$F_i^{(g)} = g m_g \quad (12)$$

où m_i est la masse gravitationnelle concentrée au nœud, égale au tiers de la somme des masses des triangles dont il fait partie.

ΣF_i étant la force nette non équilibrée appliquée au nœud, il reste à appliquer la formulation en différences finies de la loi de NEWTON :

$$\dot{u}_i^{(t+\Delta t/2)} = \dot{u}_i^{(t-\Delta t/2)} + \Sigma F_i^{(t)} \frac{\Delta t}{m} \quad (13)$$

où les indices supérieurs indiquent l'instant où la variation est évaluée.

En grandes déformations, (13) est à nouveau intégrée pour calculer les nouvelles coordonnées du nœud :

$$x_i^{(t+\Delta t)} = x_i^{(t)} + \dot{u}_i^{(t+\Delta t/2)} \Delta t \quad (14)$$

Nous avons alors terminé un cycle de calcul, et revenons à l'équation (7) pour en commencer un nouveau. Le processus est répété jusqu'à satisfaction d'un critère de convergence : la force nette non équilibrée maximum sur l'ensemble des nœuds doit devenir inférieure à une valeur fixée par l'utilisateur.

Notons que la formulation exposée ci-dessus résout à chaque pas les équations différences finies en petites déformations, dans un système de référence lié au matériau. L'effet des grandes déformations intervient, après chaque pas, par la modification des coordonnées des nœuds. Le fait que la formulation est incrémentalement en petites déformations simplifie en particulier le traitement de la plasticité.

3.3. Amortissement et pas de temps critique

Il manque deux éléments au processus décrit dans le paragraphe ci-dessus pour constituer un algorithme opérationnel. Tout d'abord, les mouvements doivent être amortis de manière à arriver à l'état stationnaire (équilibre ou écoulement permanent) en un minimum de cycles. Ensuite, nous devons déterminer le pas de temps le plus grand possible qui élimine le risque d'instabilités numériques.

L'amortissement utilisé couramment par les méthodes de relaxation dynamique est purement visqueux : la force résistante au mouvement d'un nœud est proportionnelle à sa vitesse. La mise en œuvre d'un tel schéma a trois inconvénients :

- l'amortissement introduit des forces de volume, qui sont erronées dans les régions en « écoulement », et peuvent influencer dans certains cas sur le mode de rupture ;

- la constante de viscosité optimale dépend des valeurs propres de la matrice de rigidité, qui ne peuvent être connues que par une analyse modale complète. Pour un problème linéaire, une telle analyse demande presque autant de temps que la résolution proprement dite. Pour un problème non linéaire, les valeurs propres ne sont pas forcément définies ;

- dans sa forme standard, l'amortissement visqueux est appliqué également à tous les nœuds, la même constante de viscosité est choisie pour tout le maillage. Dans de nombreux cas, les comportements peuvent dif-

férent d'une partie à l'autre du maillage, l'une étant stable alors que l'autre est en plasticité par exemple. Pour de telles situations, l'amortissement doit être adapté localement.

Pour surmonter ces difficultés, nous imposons à chaque nœud une force d'amortissement dont le module est proportionnel au module de la force nette non équilibrée, et dont la direction est telle qu'elle produit toujours un travail négatif. L'équation (13) est remplacée par l'équation suivante :

$$\dot{u}_i^{(t+\Delta t/2)} = \dot{u}_i^{(t-\Delta t/2)} + \left(\Sigma F_i^{(t)} - \alpha |\Sigma F_i^{(t)}| \text{signe}(\dot{u}_i^{(t-\Delta t/2)}) \right) \frac{\Delta t}{m} \quad (15)$$

où α est une constante (que nous avons fixée à 0,8).

Cette forme d'amortissement possède les propriétés requises : les forces de volume s'évanouissent à l'état stationnaire ; la constante d'amortissement est sans dimension et ne dépend pas des propriétés du système, et l'amortissement est variable d'un point à l'autre (CUNDALL, 1987, pp. 134-135).

Comme nous l'avons signalé plus haut, la procédure de résolution explicite n'est pas inconditionnellement stable : la vitesse du « front de calcul » doit être plus grande que la vitesse maximum de propagation de l'information. Il faut donc choisir un pas de temps, plus petit qu'un certain pas de temps « critique ».

Pour un solide élastique discrétisé en éléments de taille Δx , la condition de stabilité est :

$$\Delta t < \Delta x / C \quad (16)$$

où C est la vitesse maximum de propagation de l'information — typiquement, la vitesse des ondes de compression, C_p , avec :

$$C_p = \sqrt{\frac{K + 4G/3}{\rho}} \quad (17)$$

où : K est le module volumique
 G est le module de cisaillement

Pour une masse au bout d'un ressort, la condition de stabilité s'écrit :

$$\Delta t < 2 \sqrt{\frac{m}{k}} \quad (18)$$

où : m est la masse
 k est la raideur

Dans un système général, constitué d'un solide déformable et d'un réseau quelconque de masses et de ressorts connectés, le pas de temps critique est relié à plus petite période naturelle du système, $T_{\min}$:

$$\Delta t < \frac{T_{\min}}{\pi} \quad (19)$$

En pratique, la détermination des périodes propres du système complet n'a pas d'intérêt pour ce problème. En effet, nous pouvons estimer facilement le pas de temps

critique local, quitte à appliquer ensuite un « coefficient de sécurité » à ce pas de temps. La résolution ne sera alors pas aussi rapide que si nous connaissions au départ le pas de temps critique exact, mais le temps perdu sera beaucoup moins long que le temps nécessaire pour calculer les périodes propres !

Nous ne cherchons à calculer que des états statiques ou quasi statiques. Les masses nodales peuvent donc être considérées, dans l'équation du mouvement (eq. 15), comme des facteurs de relaxation : nous pouvons les ajuster pour améliorer la convergence. Bien entendu, nous n'appliquons cet ajustement qu'aux masses inertielles, et ne modifions pas les masses gravitationnelles, qui sont utilisées pour calculer les forces dues à la pesanteur (eq. 12). Nous faisons l'hypothèse que la convergence sera optimale si les valeurs de tous les pas de temps critiques sont égales, c'est-à-dire si les périodes de réponse naturelles de tous les points du système sont identiques. Par convention et pour simplifier les calculs, nous fixons le pas de temps à 1 et ajustons les masses nodales pour obtenir un pas de temps critique de 2, le « coefficient de sécurité » ainsi appliqué étant de 0,5.

Sur une zone triangulaire d'aire A et de plus grande dimension $\Delta x_{\max}$. Nous estimons la distance de propagation minimum d'un nœud à l'autre de la zone à $2A/\Delta x_{\max}$. Il vient alors :

$$\Delta t = \frac{2A}{C_p \Delta x_{\max}} \quad (20)$$

Substituant dans (20) la valeur $\Delta t = 2$ et l'expression de C_p , il vient :

$$\rho = \frac{(K + 4G/3) \Delta x_{\max}^2}{A^2} \quad (21)$$

La masse nodale m_{nt} contributive par un triangle est un tiers de la masse de la zone ρA , soit :

$$m_{nt} = \frac{(K + 4G/3) \Delta x_{\max}^2}{3A} \quad (22)$$

Enfin, il reste à sommer les masses contributives par tous les triangles dont le nœud fait partie, en divisant par un facteur 2 pour tenir compte des paires de triangles superposées dans chaque quadrilatère, pour obtenir la masse nodale m_n

$$m_n = \sum \frac{(K + 4G/3) \Delta x_{\max}^2}{6A} \quad (23)$$

L'effet de structures ou d'interfaces représentées par des systèmes de ressort est pris en compte en ajoutant à la sommation de l'équation (23) une masse équivalente calculée à l'aide de l'équation (18).

4. APPLICATION A L'ANALYSE D'UN REMBLAI RENFORCÉ

4.1. Mise en œuvre de la méthode

La méthode des éléments Lagrangiens a été mise en œuvre par Peter CUNDALL et Itasca Consulting Group dans le code FLAC (Fast Lagrangian Analysis of Continua).

Parmi les capacités de ce programme, on peut citer : diverses lois de comportement, lois de MOHR-COULOMB et de HOEK-BROWN, loi à deux mécanismes (cisaillement et compression isotrope), matériaux radoucissant/durcissant, trois lois de fluage, etc., résolution de problèmes en déformations planes, en contraintes planes et axisymétriques, des éléments câbles (avec scellement) et des éléments poutres pour modéliser renforcements, structures, murs de soutènement, des interfaces pour représenter les joints ou les couches minces, la modélisation des écoulements, le cas échéant avec surface libre et des phénomènes couplés comme la consolidation, la modélisation thermique et thermo-mécanique. Enfin, FLAC est muni d'un macro-langage, qui permet à l'utilisateur de définir de nouvelles variables, procédures, sorties graphiques, etc.

4.2. Effet de la rigidité du renforcement sur le comportement d'un remblai

Nous avons utilisé FLAC pour modéliser la construction d'un remblai de 6 m de hauteur en matériau purement frottant ($\varphi = 36^\circ$), renforcé par huit lits d'armatures espacées verticalement de 75 cm (fig. 3). La géométrie est similaire à celle d'un mur en Terre Armée, excepté pour le parement qui est constitué de six plaques de 70 cm de longueur reliées entre elles par des joints sans résistance en flexion. Les plaques sont reliées au sol par une interface d'angle de frottement 20° , et chacune d'elles est reliée en son centre à la tête d'une armature. Les armatures sont des éléments « câbles », sans résistance en flexion, reliés au sol par une interface dont l'angle de frottement dépend de la profondeur de l'armature. Nous avons testé des armatures de trois rigidités différentes. Les moins extensibles ($E = 2.10^{11}$ Pa) reproduisent l'armature métallique classique d'un mur en Terre Armée. Les deux autres valeurs ($E = 2.10^9$ Pa et $E = 2.10^8$ Pa) correspondent à des renforcements qui pourraient être constitués les premiers de polyéthylène haute densité (PEHd) étiré, les seconds de PEHd non étiré (sans tenir compte des effets du fluage). Toutes les armatures d'un mur sont identiques. Espacées de 75 cm, elles ont une longueur de 4,20 m, une largeur de 60 mm et une épaisseur de 5 mm. L'interaction sol-armature est caractérisée par une cohésion nulle et un coefficient de frottement qui varie de 1,5 à la tête du remblai jusqu'à $\tan \varphi$ à 6 m de profondeur. Le modèle est prolongé de 12 m en arrière de l'extrémité des armatures et a donc une longueur totale de 16,2 m.

Une simulation a tout d'abord été validée par comparaison avec un code Eléments Finis (CESAR) dans un cas où l'hypothèse des petites déformations est acceptable, remblai mis en place en une seule phase, avec des armatures métalliques.

Les résultats concordent alors tout à fait en termes de tensions maximales dans les armatures comme de déplacements du massif.

Nous avons ensuite, à l'aide du macro-langage inclus dans FLAC, écrit une procédure qui permet de construire une couche de remblai de 75 cm de hauteur et d'y placer une armature et le parement correspondant. Nous avons ainsi simulé en grande déformation

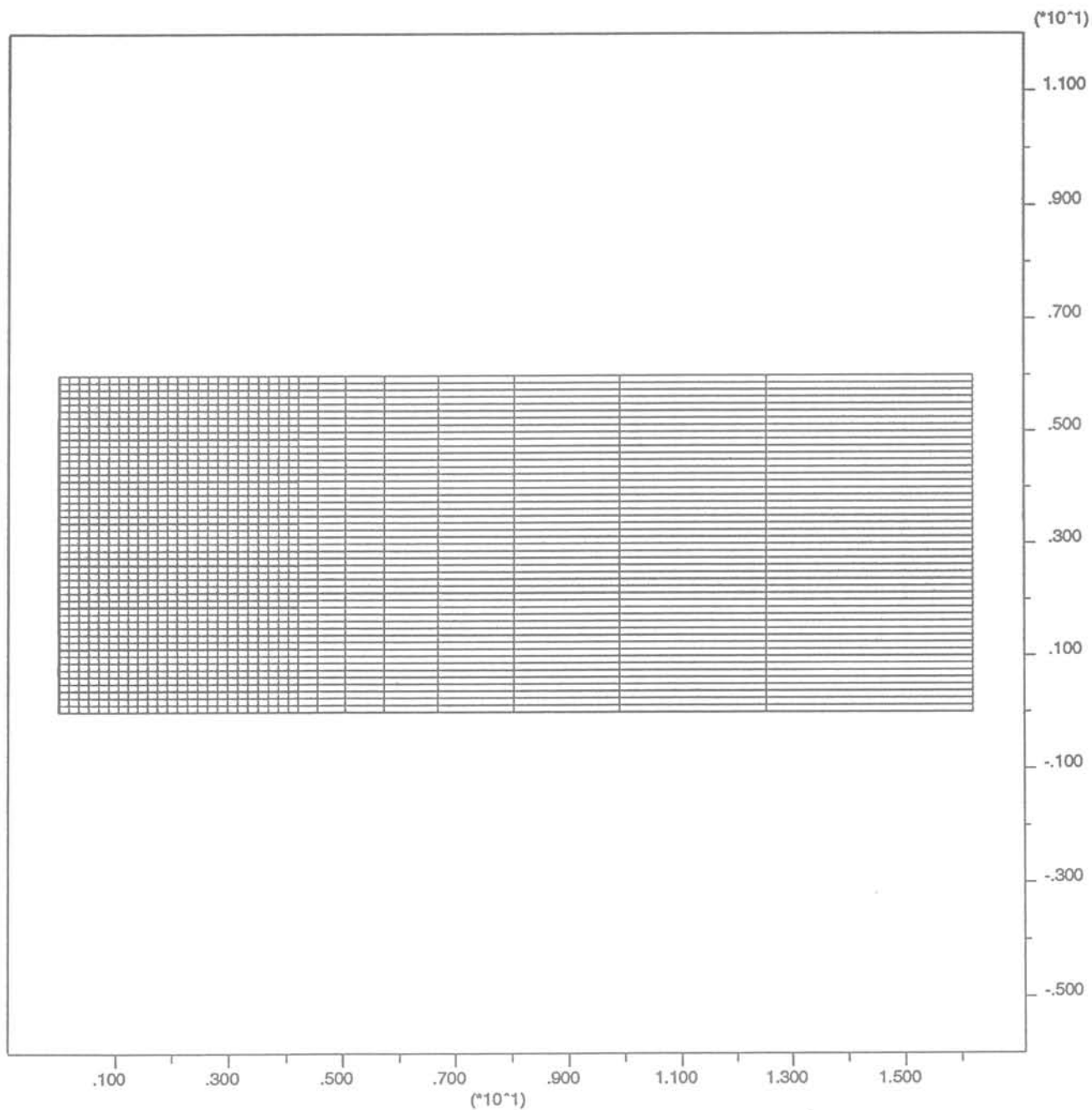


Fig. 3. — Géométrie du modèle de remblai.

Fig. 3. — Geometry of the fill model.

la construction du remblai en huit phases successives, pour les trois types d'armatures définis plus haut.

Les résultats à l'issue de l'étape finale sont représentés sur les figures 4, 5 et 6. Sur ces trois figures, uniquement la partie gauche du modèle est représentée. Les barres le long des armatures et des plaques verticales figurent les tractions qui s'y exercent. Les lignes pointillées sont les courbes d'iso-déplacement horizontal.

Le déplacement horizontal maximal du parement varie de 3,5 mm pour les armatures métalliques à 4,5 cm pour les armatures extensibles, puis 45 cm pour les

armatures très extensibles. Dans ce dernier cas, le déplacement horizontal atteint 7,5 % de la hauteur du mur.

Les figures montrent clairement le changement de régime de comportement du système, d'un matériau quasi élastique dont la déformation varie régulièrement avec la profondeur et dans lequel les armatures sont sollicitées sur toute leur longueur (renforcement métallique, fig. 4), à un matériau qui rentre largement dans le domaine plastique au cours du chargement (l'état final stable étant revenu dans le domaine élastique), pour lequel un « coin de rupture » s'individualise nettement

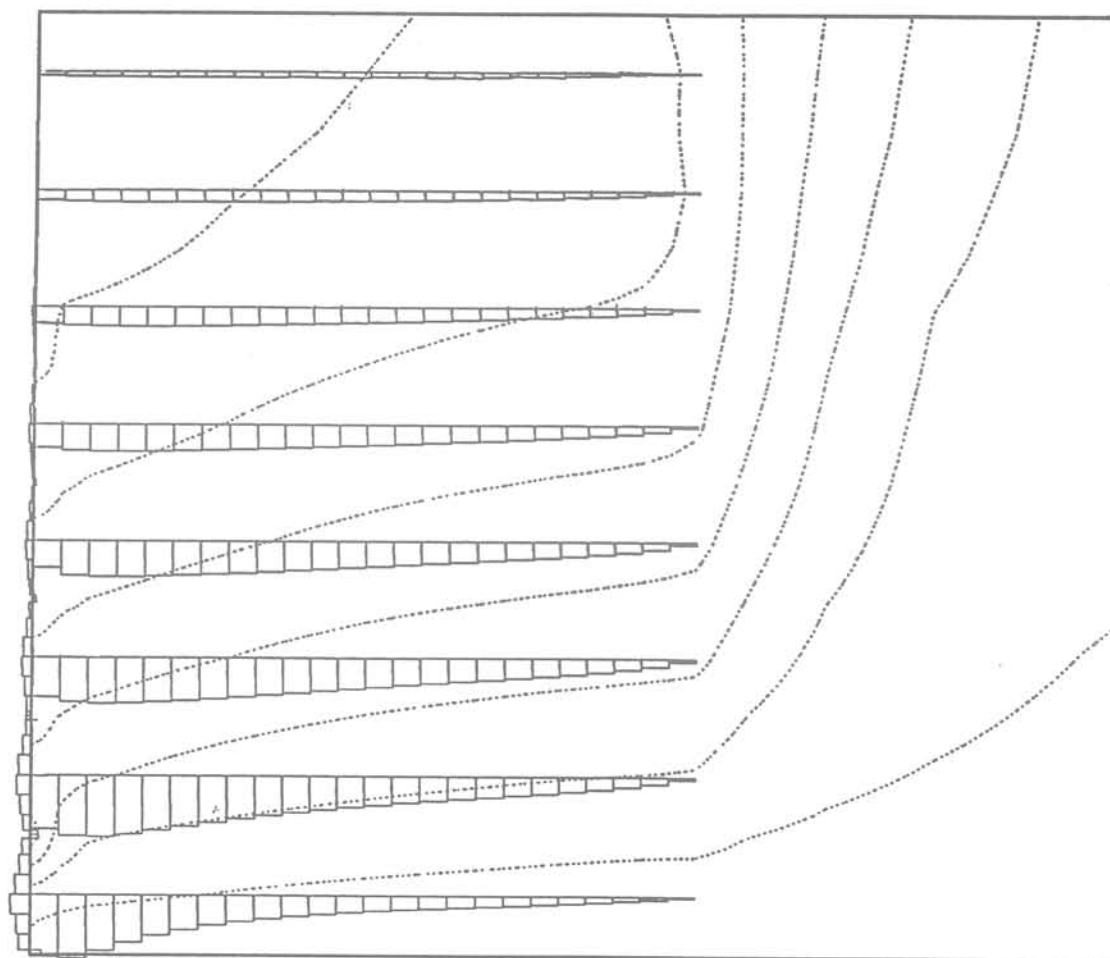


Fig. 4. — Remblai avec renforcement métallique. Tensions dans le renforcement (maximum 24,3 kN) et déplacements horizontaux (courbes iso-déplacement d'intervalle 5.10^{-4} m).

Fig 4. — Fill with metal reinforcement. Tension in the reinforcement (maximum 24,3 kN) and horizontal displacement iso-lines (lines interval is 5.10^{-4} m).

et un ventre de déformation apparaît au parement, alors que les armatures inférieures ne sont plus sollicitées que sur une partie de leur longueur (renforcement extensible, fig. 5). La figure 6 (renforcement très extensible) montre simplement une amplification des phénomènes observés sur la figure 5, les déformations étant approximativement multipliées par 10.

5. CONCLUSION

Les simulations exposées ci-dessus ont été effectuées sur un ordinateur compatible PC 383. Les deux premières ont requis environ 6 h 30 de calculs et la dernière environ 8 h de calculs. Les résultats montrés en figures 5 et 6 n'ont pu être obtenus que grâce à la capacité de la méthode utilisée à gérer de grandes zones en plasticité au cours des calculs et à « accompagner » les grandes déformations du massif. Par sa capacité à reproduire de manière réaliste les comportements spécifiques des géomatériaux, tout en réclamant des moyens de calcul limités (micro-ordinateurs ou stations de travail), la méthode des éléments Lagrangiens fournit un outil de choix à l'ingénieur géotechnicien,

pour le dimensionnement et la vérification des ouvrages qu'il conçoit.

REMERCIEMENTS

Les calculs présentés ici ont été effectués à la suite d'une étude réalisée pour la Société Terre Armée Internationale. Les spécifications du renforcement métallique, ainsi que les résultats de simulations par le code Eléments Finis CESAR nous ont été fournis par Monsieur P. SEGRESTIN.

BIBLIOGRAPHIE

- CUNDALL P.A. (1980), UDEC, A generalized distinct element program for modelling jointed rock, Peter Cundall Associates, Report PCAR-1-80, US Army, European Research Office, Contract DAJA37-79-C-0548, March.
- CUNDALL P.A. (1987), Distinct element models of rock and soil structure, Analytical and computational methods in engineering rock mechanics, Chap. 4, pp. 129-163. E.T. Brown, Ed. London, Georges Allen and Unwin.

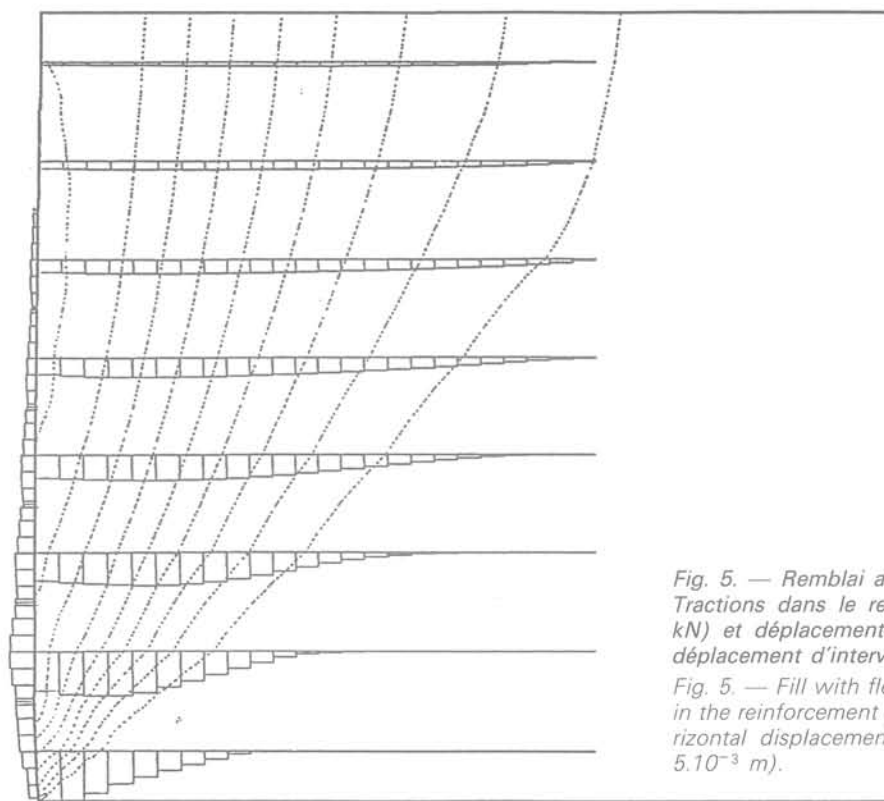


Fig. 5. — Remblai avec renforcement extensible. Tensions dans le renforcement (maximum 26,2 kN) et déplacements horizontaux (courbes iso-déplacement d'intervalle 5.10^{-3} m).

Fig. 5. — Fill with flexible reinforcement. Tension in the reinforcement (maximum 26,2 kN) and horizontal displacement iso-lines (lines interval is 5.10^{-3} m).

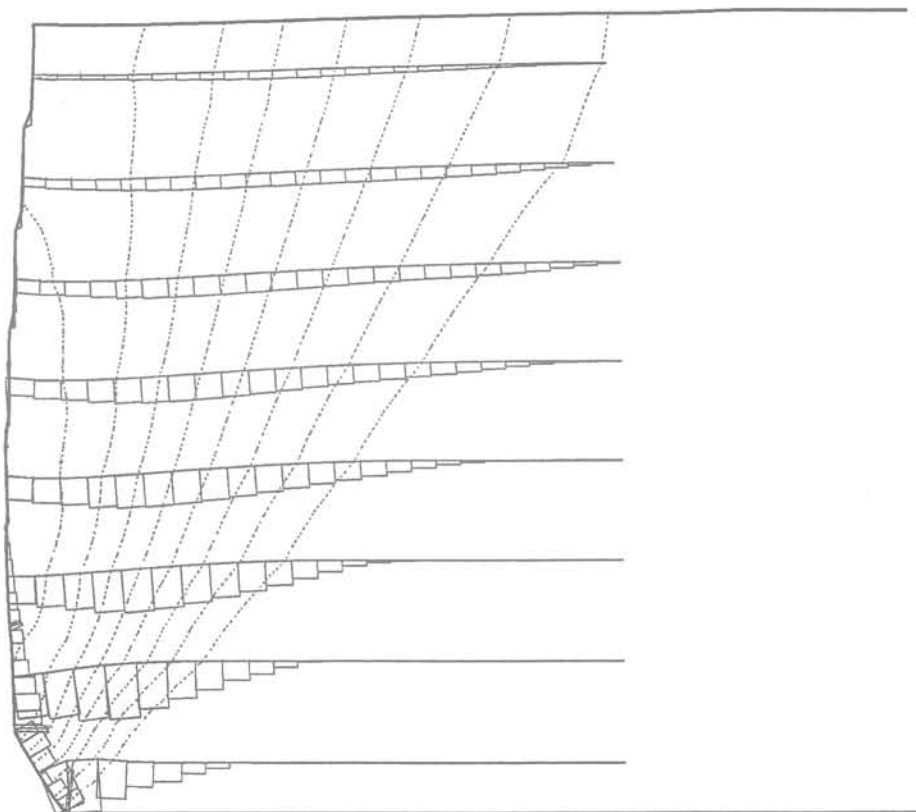


Fig. 6. — Remblai avec renforcement très extensible. Tensions dans le renforcement (maximum 25,5 kN) et déplacements horizontaux (courbes iso-déplacement d'intervalle 5.10^{-2} m).

Fig. 6. — Fill with very flexible reinforcement. Tension in the reinforcement (maximum 25,5 kN) and horizontal displacement iso-lines (lines interval is 5.10^{-2} m).

DESAI C.S., CHRISTIAN J.T. (1977), *Numerical methods in geomechanics*, New York, McGraw-Hill.

MARTI J., CUNDALL P.A. (1982), *Mixed discretization procedure for accurate solution of plasticity problems*, Int. J. Num. Methods Eng., 6, 129-139.

MALVERN (1969), *Introduction to the mechanics of a continuous medium*, Prentice-Hall.

NAGTEGAAL J.C., PARKS D.M., RICE J.R. (1974), *On numerically accurate finite element solutions in the fully plastic range*. Comp. mech. in appl. mech. and eng., 4, 153-177.

WILKINS M.L. (1964), *Fundamental methods in hydrodynamics*, Methods in computational physics, vol. 3, pp. 221-263. Alder et al., Eds. New York, Academic Press.

ANNEXE

EXEMPLE SIMPLE DE FORMULATION ÉLÉMENTS FINIS/DIFFÉRENCES FINIES

Pour illustrer le parallèle entre les formulations Éléments Finis et Différences Finies, nous prenons le problème simple d'une plaque trapézoïdale encastree en pied et soumise en tête à un effort de traction F . La formulation Éléments Finis est due à F. SCHLOSSER (communication orale) et est basée sur le Principe des Travaux Virtuels.

Pour ce problème mono-dimensionnel, nous maillons la poutre par trois trapèzes et utilisons quatre nœuds : A_0 , A_1 , A_2 et A_3 (fig. A1).

Vu le nombre réduit d'éléments, la résolution n'est bien sûr qu'approchée. Il s'agit ici d'illustrer des approches et non de calculer une poutre ! Pour des raisons de simplicité également, nous ne reprenons pas ici la discrétisation mixte utilisée dans FLAC. Le lecteur intéressé se reportera à l'article de MARTI et CUNDALL (1982) sur le sujet.

Nous nous plaçons au départ en élasticité linéaire et utilisons K (module de déformation volumique) et G (module de cisaillement).

Formulation Éléments Finis

Soit u le champ de déplacements horizontaux. Nous utilisons une interpolation linéaire entre les points et appelons u_i le déplacement du point A_i . Avec les notations de la figure A1, il vient :

$$\begin{aligned} u &= u_1 \frac{x}{l} & \text{si } 0 \leq x \leq l \\ u &= u_1 \left(2 - \frac{x}{l}\right) - u_2 \left(1 - \frac{x}{l}\right) & \text{si } l \leq x \leq 2l \\ u &= u_2 \left(3 - \frac{x}{l}\right) - u_3 \left(2 - \frac{x}{l}\right) & \text{si } 2l \leq x \leq 3l \end{aligned} \quad (A1)$$

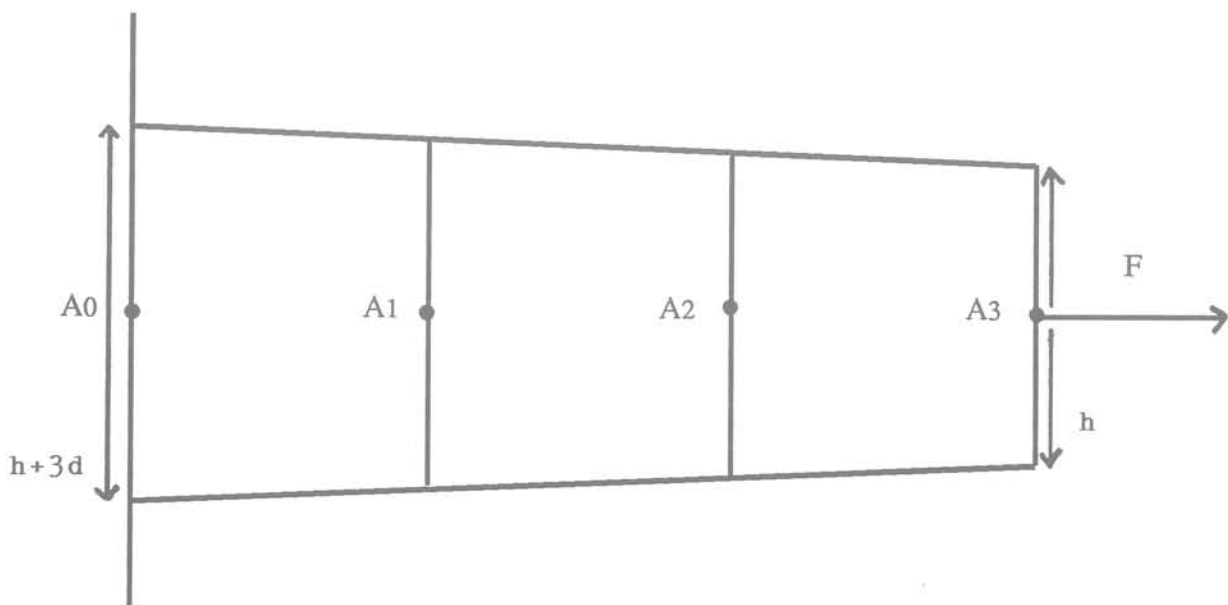


Fig. A1. — Poutre trapézoïdale. Discrétisation.
Fig. A1. — Trapeze shaped beam. Discretization.

L'étude d'un élément nous permet de calculer le travail de déformation virtuelle dû à toute déformation virtuelle. Avec les notations de la figure A2, le tenseur de déformation est :

$$\varepsilon_{11} = \frac{u}{c}; \quad \varepsilon_{22} = \varepsilon_{12} = 0$$

Le tenseur de contraintes $\bar{\sigma}$ est alors :

$$\left(K + \frac{4}{3} G \right) \begin{bmatrix} \frac{u}{c} & 0 \\ 0 & 0 \end{bmatrix}$$

Soit le tenseur de déformation virtuelle :

$$\delta \bar{\varepsilon} = \begin{bmatrix} \frac{\delta u}{c} & 0 \\ 0 & 0 \end{bmatrix}$$

Alors, le travail de déformation virtuelle correspondant δW_{def} est donné par :

$$\begin{aligned} \delta W_{\text{def}} &= \int_s \left(K + \frac{4}{3} G \right) \frac{u}{c} \frac{\delta u}{c} ds \\ &= \left(K + \frac{4}{3} G \right) \frac{a+b}{2c} u \delta u \end{aligned} \quad (\text{A2})$$

Il ne reste plus qu'à appliquer le Principe des Travaux Virtuels (P.T.V.) à la plaque pour déterminer le système d'équations linéaires donnant les déplacements u_1 , u_2 et u_3 .

D'après le P.T.V., pour tout déplacement virtuel, la somme des travaux des actions extérieures est égale au travail de déformation virtuelle. Soit ici :

$$\delta W_{\text{ext}} = F \delta u_3$$

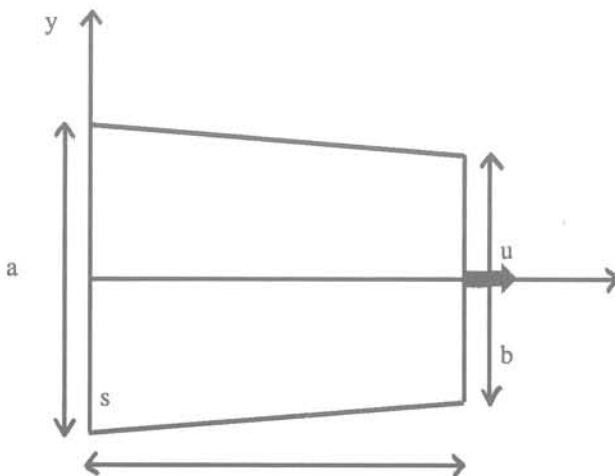


Fig. A2. — Poutre trapézoïdale.
Notations pour l'étude d'un élément.

Fig. A2. — Trapeze shaped beam. Study of one element.

$$\delta W_{\text{def}} = \frac{K + \frac{4}{3} G}{2l} \quad (\text{A3})$$

$$\begin{aligned} &[(2h + 5d) u_1 \delta u_1 \\ &+ (2h + 3d) (u_2 - u_1) (\delta u_2 - \delta u_1) \\ &+ (2h + d) (u_3 - u_2) (\delta u_3 - \delta u_2)] \end{aligned}$$

En écrivant l'identité entre ces deux expressions pour toute valeur de δu_1 , δu_2 et δu_3 , il vient :

$$\begin{aligned} &(4h + 8d) u_1 \\ &- (2h + 3d) u_2 = 0 \\ &- (2h + 3d) u_1 \\ &+ (4h + 4d) u_2 \\ &- (2h + d) u_3 = 0 \\ &- (2h + d) u_2 \\ &+ (2h + d) u_3 = \frac{6Fl}{3K + 4G} \end{aligned} \quad (\text{A4})$$

Formulation Différences Finies

L'étude d'un élément donne ici, en fonction des vitesses aux nœuds, le tenseur incrément de déformation puis le tenseur de contraintes.

En utilisant l'équation (5), il vient :

$$\frac{\partial \dot{u}}{\partial x} = \frac{1}{S} \int_P \dot{u} \cdot n dp \quad (\text{A5})$$

avec P : périmètre de l'élément

n : normale au périmètre

En considérant que les vitesses varient linéairement dans l'élément, il vient immédiatement :

$$\begin{aligned} \frac{\partial \dot{u}}{\partial x} &= \frac{1}{S} \left(\dot{u}_2 b + \frac{\dot{u}_2}{2} (a - b) - \dot{u}_1 a \right. \\ &\quad \left. + \frac{\dot{u}_1}{2} (a - b) \right) \end{aligned} \quad (\text{A6})$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial \dot{u}}{\partial x} &= \frac{2}{c(a+b)} (\dot{u}_2 - \dot{u}_1) \frac{(a+b)}{2} \\ &= \frac{\dot{u}_2 - \dot{u}_1}{c} \end{aligned} \quad (\text{A7})$$

D'où :

$$\dot{\varepsilon}_{11} = \frac{\dot{u}_2 - \dot{u}_1}{c}$$

$$\dot{\varepsilon}_{ij} = 0 \quad i \neq 1 \text{ ou } j \neq 1$$

Ceci permet de calculer $\dot{\sigma}$ et donc $\Delta \sigma$.

$$\begin{aligned} \Delta \sigma_{11} &= \left(K + \frac{4}{3} G \right) \frac{\dot{u}_2 - \dot{u}_1}{c} \Delta t \\ \Delta \sigma_{22} &= \Delta \sigma_{12} = 0 \end{aligned} \quad (\text{A8})$$

Nous en déduisons l'incrément de force appliqué sur les côtés du trapèze, à l'aide de l'équation (10) :

- Côté 1 : $\Delta F = -a\Delta\sigma_{11}$
- Côté 2 : $\Delta F = b\Delta\sigma_{11}$

Chaque côté latéral :

$$\Delta F = \frac{(a-b)}{2} \Delta\sigma_{11}$$

En répartissant de manière égale entre les deux nœuds les forces sur les côtés latéraux, il vient :

$$\begin{aligned} \Delta F_1 &= -\frac{(a+b)}{2} \Delta\sigma_{11} \\ &= -\frac{(a+b)}{2} \left(K + \frac{4}{3}G\right) \frac{\dot{u}_2 - \dot{u}_1}{c} \Delta t \\ \Delta F_2 &= +\frac{(a+b)}{2} \Delta\sigma_{11} \\ &= +\frac{(a+b)}{2} \left(K + \frac{4}{3}G\right) \frac{\dot{u}_2 - \dot{u}_1}{c} \Delta t \end{aligned} \quad (A9)$$

Il reste à sommer les forces incrémentales appliquées à chaque nœud :

$$\begin{aligned} \Delta F_1 &= \left(K + \frac{4}{3}G\right) \dot{u}_1 \frac{(2h+5d)}{2l} \Delta t \\ &\quad - \left(K + \frac{4}{3}G\right) (\dot{u}_2 - \dot{u}_1) \frac{(2h+3d)}{2l} \Delta t \\ \Delta F_2 &= \left(K + \frac{4}{3}G\right) (\dot{u}_2 - \dot{u}_1) \frac{(2h+3d)}{2l} \Delta t \\ &\quad - \left(K + \frac{4}{3}G\right) (\dot{u}_3 - \dot{u}_2) \frac{(2h+d)}{2l} \Delta t \\ \Delta F_3 &= \left(K + \frac{4}{3}G\right) (\dot{u}_3 - \dot{u}_2) \frac{(2h+d)}{2l} \Delta t \end{aligned} \quad (A10)$$

Soit :

$$\begin{aligned} \frac{2l\Delta F_1}{\left(K + \frac{4}{3}G\right) \Delta t} &= + (4h + 8d) \dot{u}_1 \\ &\quad - (2h + 3d) \dot{u}_2 \\ \frac{2l\Delta F_2}{\left(K + \frac{4}{3}G\right) \Delta t} &= - (2h + 3d) \dot{u}_1 \\ &\quad + (4h + 4d) \dot{u}_2 \\ &\quad - (2h + d) \dot{u}_3 \\ \frac{2l\Delta F_3}{\left(K + \frac{4}{3}G\right) \Delta t} &= - (2h + d) \dot{u}_2 \\ &\quad + (2h + d) \dot{u}_3 \end{aligned} \quad (A11)$$

On se ramène aisément à une équivalence avec le système (A4) à cause de la linéarité du problème. L'équilibre peut être atteint en un seul pas de temps à partir de l'état initial ($u_1 = u_2 = u_3 = 0$), pourvu que, lors de ce pas de temps, on ait :

$$\Delta F_1 = \Delta F_2 = 0 \text{ et } \Delta F_3 = -F$$

En fait, nous ne procédons pas ainsi. A l'instant initial, les vitesses $\dot{u}_i$ étant nulles, nous aurons $\Delta F_1 = \Delta F_2 = \Delta F_3 = 0$, soit une force non équilibrée égale à F au point A_3 . Ceci va provoquer une variation de la vitesse $\dot{u}_3$ au cours du premier pas de temps, puis de proche en proche l'extension de la plaque.

De cette façon, au lieu de calculer directement un état final, nous reproduisons la mise en tension progressive de la plaque.

Bien entendu, cette méthode est très inefficace dans le cas élastique linéaire traité ci-dessus. Supposons maintenant que la force F est telle que la barre s'allonge de 50 % à l'équilibre. La résolution est identique. C'est la réactualisation des coordonnées des nœuds à chaque pas qui va permettre de reproduire l'allongement. De plus, parce qu'elle suit le phénomène physique de mise en tension de la plaque et reproduit donc en détail le chemin de contraintes suivi, cette méthode est extrêmement robuste vis-à-vis de changements éventuels de comportement du matériau au cours de son chargement.

Publications reçues

LCPC
Rapport général d'activité
Monographies d'Etudes et de Recherches

Ces publications sont disponibles sur simple demande au :

Laboratoire Central des Ponts et Chaussées
Service de l'information scientifique et technique
Section des publications
(à l'attention de Claire LAFOLLAS)

58, boulevard Lefebvre
75732 PARIS CEDEX 15
Tél. : (1) 40.43.52.26 - Fax : (1) 40.43.54.98.

La société danoise pour les Tunnels et les Travaux souterrains organise un symposium international sur le sujet :

Technology of bored Tunnels under deeps waterways

à Copenhague du 3 au 5 novembre 1993.

Pour tout renseignement s'adresser au :

The Symposium secretariat
DSB Conference Services
Banegårdspladsen 1, 9
DK-1570 København V
Tél. : (+45) 33.14.80.99 - Fax : (+45) 33.15.30.42.

Effet sur la stabilité des barrages en terre homogènes d'une variation des principaux paramètres

Effect of a variation in the main parameters
on the stability of homogeneous earth dams

E. ALONSO

Ingénieur, CEMAGREF*

T. BERNEDE

Ingénieur, CARA**

P. MORLIER

Professeur, Université Bordeaux I***

Rev. Franç. Géotech. n° 63, pp. 23-37 (avril 1993)

Résumé

L'influence respective de chaque caractéristique mécanique et de chaque type de profil sur la stabilité des barrages en terre homogènes est présentée. Les valeurs prises en considération correspondent à celles qui ont été déterminées lors de l'étude de trente-cinq barrages. Les résultats obtenus permettent au projeteur de discerner les paramètres importants. Ils montrent aussi qu'une même valeur du coefficient de sécurité n'a pas la même signification pour tous les talus. Il est proposé une nouvelle approche du calcul de stabilité à long terme de ces ouvrages.

Abstract

There is a presentation of the respective influence of each mechanical characteristic and each type of slope on the stability of homogeneous earth dams. The values taken into account correspond to those which were determined during the study of thirty five dams. The results obtained enable the designer to ascertain the main parameters. They also show that the same factor of safety must not be applied to all of the slopes. A new approach to long-term stability analysis of these dams is hereby proposed.

* 50, avenue de Verdun, 33611 Gazinet Cedex.

** 48, rue Raymond-Lavigne, 33492 Le Bouscat Cedex.

*** IUT A, 33405 Talence Cedex.

Les barrages homogènes représentent quantitativement l'essentiel des barrages en terre réalisés en France. Leur construction continue à se développer en raison du fort accroissement des besoins en eau.

Ils sont constitués d'un matériau argileux qui assure à la fois les fonctions d'étanchéité et de stabilité, à la différence des barrages dits zonés pour lesquels ces fonctions sont assurées par des matériaux différents, ce qui permet d'obtenir une meilleure stabilité. La conséquence de cette structure homogène est leur hauteur relativement modeste, au maximum quelques dizaines de mètres, et aussi une certaine vulnérabilité due à la difficulté de bien connaître le comportement des matériaux fins.

Afin de mieux appréhender les conséquences d'une variation de chacun des principaux paramètres, mécaniques et géométriques, sur le coefficient de sécurité F qui caractérise la stabilité de ces ouvrages homogènes, nous avons effectué de nombreux calculs à partir de la structure de barrage simplifiée. Il ne s'agit pas ici d'une étude théorique mais d'une approche empirique basée sur des variations finies des différentes caractéristiques, l'éventail des valeurs considérées provenant de trente-cinq barrages étudiés dans le Sud-Ouest de la France dont la hauteur par rapport au terrain naturel est comprise entre 4 m et 36 m, l'ouvrage le plus important étant celui de MONTBEL dans le département de l'Ariège (1).

1. LES DONNÉES PRISES EN COMPTE

Elles concernent la géométrie des ouvrages, les caractéristiques des matériaux et les logiciels utilisés (2).

1.1. Géométrie des ouvrages

La figure 1 représente la coupe simplifiée adoptée pour les calculs. La ligne de saturation du talus amont est considérée horizontale (même après une vidange rapide) et sont négligées la protection amont en enrochements, la clé d'étanchéité et l'épaisseur du drain vertical (8).

La figure 2 montre la profondeur réelle du substratum résistant pour les trente-cinq sites étudiés, une purge partielle ou totale des alluvions étant jugée nécessaire pour une dizaine de sites, notamment ceux concernés

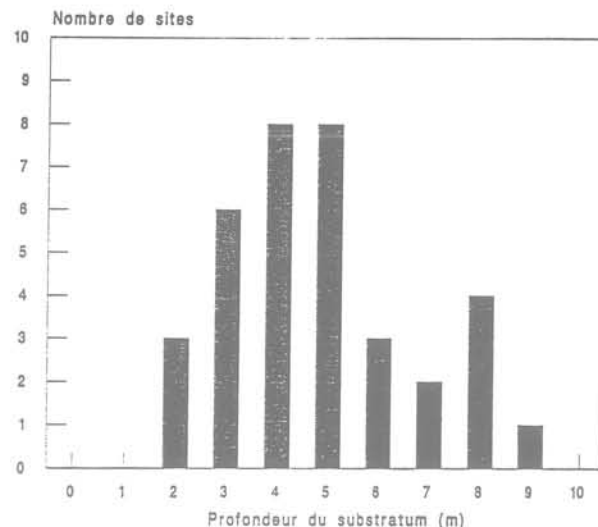


Fig. 2. — Profondeur du substratum pour les 35 sites.

Fig. 2. — Depth of substratum for the 35 sites.

par les plus grands ouvrages. Dans les calculs présentés ici, la fondation meuble est supposée homogène avec en général les trois épaisseurs suivantes : 0, 5 et 10 m. Les caractéristiques des remblais prises en compte sont regroupées dans le tableau 1. La largeur en crête L correspond approximativement à la formule $L = 3,6 H^{1/3} - 3$ où H est la hauteur du remblai exprimée en m.

Tableau 1. — Caractéristiques géométriques des remblais prises en compte.

Hauteur H du remblai (m)	Largeur crête L (m)	Dénivellation niveau normal des eaux-crête (m)
10	4	2
15	5	3
20	6	3
25	7	3
30	8	3
40	9	4
50	10	4

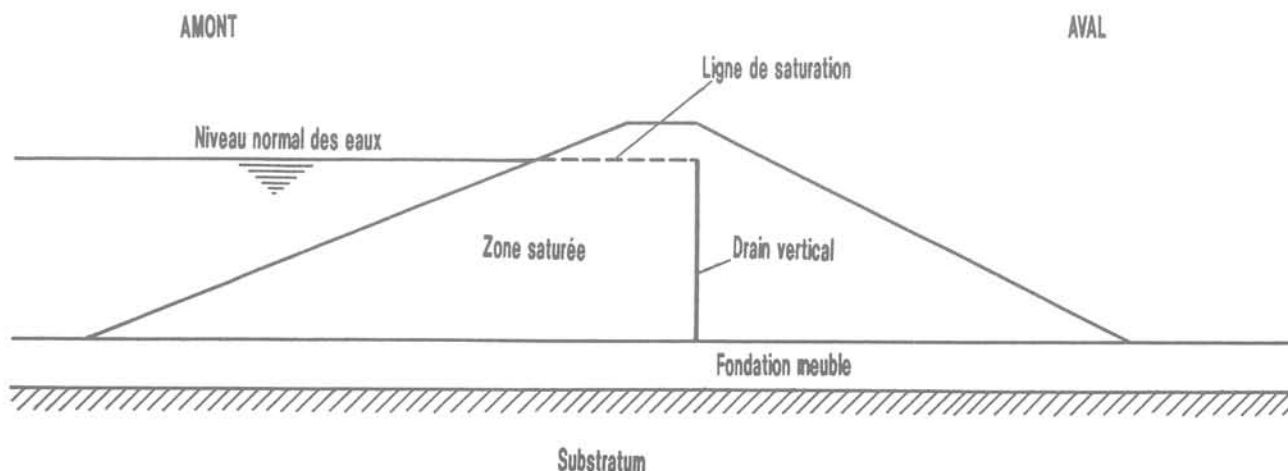


Fig. 1. — Coupe simplifiée adoptée pour les calculs.

Fig. 1. — Simplified cross-section used for calculations.

L'influence du profil des talus est déterminée dans les cas suivants :

- pente uniforme, changement de pente, risberme, pour la stabilité à long terme ;
- banquettes pour la stabilité à court terme.

1.2. Caractéristiques des matériaux

1.2.1. Valeurs obtenues lors de l'étude des trente-cinq sites

Dans les trente-cinq sites étudiés, où prédominent les terrains molassiques, 134 échantillons intacts et remaniés prélevés par le CEMAGREF ont été soumis à des essais triaxiaux (critère de rupture $\sigma_1 - \sigma_3$ maximum avec σ_3 variant généralement de 50 à 400 kPa). Tous ces échantillons, sauf 5, contiennent plus de 40 % d'éléments inférieurs à 80 μ , l'indice de plasticité WL - WP étant compris entre 10 et 40 (sauf une valeur à 55). Les échantillons remaniés des emprunts soumis aux essais triaxiaux sont préalablement compactés à l'énergie Proctor Normal et le plus souvent à leur teneur en eau naturelle. Le poids volumique à l'état initial des éprouvettes est compris entre 18 et 22 kN/m³ pour 131 échantillons, les 3 autres ayant une valeur inférieure à 18 kN/m³ (prélevés en fondation).

La répartition des caractéristiques obtenues lors des 125 essais triaxiaux consolidés non drainés effectués se trouve dans le tableau 2 (les faibles et les fortes valeurs de σ_3 donnent dans l'ensemble des cercles de rupture

alignés bien qu'elles encadrent la contrainte de préconsolidation).

Bien que la tendance générale soit plutôt une évolution contraire de c' de φ''' il y a des couples de valeurs faibles et de valeurs fortes. Ces derniers sont proches des valeurs minimales ($c' = 10$ kPa et $\varphi' = 20^\circ$) et maximales ($c' = 30$ kPa et $\varphi' = 30^\circ$) prises en compte par la suite.

En ce qui concerne les échantillons intacts aucune différence n'a été constatée entre les valeurs de la cohésion c' des échantillons superficiels prélevés à moins de 2 m de profondeur (deux tiers des prélèvements) où l'action des cycles dessiccation-humidification entraîne une certaine surconsolidation et celles des échantillons prélevés entre 2 m et 5 m de profondeur (un tiers des prélèvements). Finalement très peu d'essais ont donné une cohésion c' de la fondation meuble inférieure à 10 kPa, ce qui signifie théoriquement que très peu de matériaux étaient normalement consolidés.

La répartition des valeurs de c_u obtenues lors des essais triaxiaux non consolidés non drainés effectués sur 28 échantillons intacts prélevés dans les fondations meubles se trouve dans le tableau 3. Les valeurs de φ_u sont en général nulles (matériau pratiquement saturé) ou bien égales à quelques degrés.

La répartition des valeurs de c_u et φ_u obtenues lors des essais triaxiaux non consolidés non drainés effectués sur 55 échantillons remaniés prélevés dans les emprunts se trouve dans le tableau 4 (lorsque l'enveloppe de rupture

Tableau 2. — Répartition des caractéristiques obtenues lors des triaxiaux consolidés non drainés.

Caractéristiques Echantillons	$5 \leq c' < 10$ kPa	$10 \leq c' \leq 30$ kPa	$30 < c' \leq 40$ kPa	$10^\circ < \varphi' \leq 20^\circ$	$20^\circ \leq \varphi' \leq 30^\circ$	$30^\circ < \varphi' < 40^\circ$
36 échantillons intacts des fondations	11 %	86 %	3 %	11 %	75 %	14 %
89 échantillons compactés (emprunts)	5,5 %	87,5 %	7 %	4,5 %	75,5 %	20 %

Tableau 3. — Répartition des valeurs de c_u en kPa des fondations meubles (variation de l'indice de consistance entre parenthèses).

$5 < c_u < 25$	$25 \leq c_u < 50$	$50 \leq c_u < 75$	$75 \leq c_u < 100$	$100 < c_u < 125$
7 % (0,5 < I_c < 0,7)	53,5 % (0,5 < I_c < 1,1)	14,5 % (0,8 < I_c < 1,1)	21,5 % (0,8 < I_c < 1,1)	3,5 % (1 < I_c < 1,1)

Tableau 4. — Répartition des valeurs de c_u et φ des emprunts compactés.

Valeurs de φ_u	$\varphi_u = 0$ ou $< 10^\circ$				$10^\circ \leq \varphi_u \leq 20^\circ$ $20^\circ < \varphi_u < 35^\circ$	
Valeur de c_u en kPa	$25 < c_u < 50$	$50 \leq c_u < 75$	$75 \leq c_u < 100$	$100 \leq c_u \leq 150$	$100 \leq c_u < 150$	$25 \leq c_u < 100$
Pourcentage d'échantillons	3,5 %	18 %	16,5 %	31 %	20 %	11 %
Teneur en eau initiale par rapport à l'OPN	OPN + 4 à OPN = 5	OPN + 2 à OPN + 4	OPN à OPN + 3	OPN - 2 à OPN + 1	OPN - 4 à OPN ?	OPN - 5 à OPN - 3
I_c	1	1 à 1,2	1,1 à 1,3	1,2 à 1,4	1,3 à 1,5	1,4 à 1,6

de Mohr a un changement de pente une droite moyenne est prise en compte). Comme ces valeurs dépendent surtout de l'humidité des matériaux compactés, l'écart entre la teneur en eau initiale des éprouvettes et l'Optimum Proctor Normal est précisé dans le tableau 4. A l'OPN, l'indice de consistance est compris entre 1,1 et 1,4 sauf pour quelques échantillons, notamment les plus micacés. La variation de l'indice de consistance est également mentionnée au tableau 4 en éliminant les échantillons dont I_c à l'OPN est supérieur à 1,4.

Signalons aussi qu'à l'essai oedométrique les contraintes de préconsolidation des matériaux se situent entre 70 et 250 kPa pour les emprunts compactés à l'énergie Proctor Normal et entre 50 et 180 kPa pour les fondations meubles, aucune corrélation précise n'apparaissant entre ces dernières valeurs et c_u .

1.2.2. Valeurs prises en compte

Elles correspondent aux valeurs précédentes.

Le poids volumique des matériaux de la fondation meuble et du remblai, saturés ou non saturés, est pris égal à 20 kN/m³.

Les caractéristiques mécaniques intrinsèques des matériaux après consolidation (contraintes effectives) pour les calculs de stabilité à long terme sont prises égales à :

- 10, 20, 30 kPa pour la cohésion c' ;
- 20°, 25°, 30° pour l'angle de frottement interne φ' .

Les caractéristiques mécaniques des matériaux avant consolidation (contraintes totales) pour les calculs de stabilité à court terme sont prises égales à :

- c_u = 20 à 100 kPa et φ_u = 0 pour la fondation ;
- c_u = 50 à 100 kPa et φ_u = 0 à 30° pour le remblai.

Ces caractéristiques mécaniques, à court terme et à long terme, permettent d'obtenir des pentes convenables pour les petits et moyens barrages mais, par contre, la réalisation de pentes très douces est nécessaire pour les barrages homogènes dont la hauteur atteint plusieurs dizaines de mètres (l'influence des forces de cohésion diminue lorsque la hauteur augmente).

La stabilité à court terme des remblais constitués de matériaux argileux humides (teneur en eau supérieure à l'Optimum Proctor Normal) est aussi traitée à l'aide des caractéristiques mécaniques intrinsèques et de la pression interstitielle de construction évaluée par l'expression $r_u \cdot \gamma \cdot h$ où r_u est un coefficient compris entre 0 et 1 et où $\gamma \cdot h$ représente la contrainte verticale totale due au poids de la colonne de terre située au-dessus du point considéré (paragraphe 4.3.).

1.3. Les logiciels utilisés

Ils sont basés sur des méthodes de calcul (3) à la rupture (équilibre limite). Il s'agit des logiciels suivants :

- logiciel STAB (CEMAGREF) basé sur la méthode de FELLENIUS, utilisé pour la plupart des calculs ;

- logiciel STAB R (Virginia Polytechnic Institute and State University) basé sur la méthode de BISHOP simplifiée (10) (composante verticale des forces intertranches négligée) utilisé surtout pour les calculs relatifs aux pressions interstitielles (définies par le coefficient r_u) ;

- logiciel SLOPE 8R (Virginia Polytechnic Institute and State University) basé sur la méthode de SPENCER, qui considère non seulement l'équilibre des moments mais aussi celui des forces, utilisé pour les ruptures non circulaires (11).

Quelques calculs de ruptures non circulaires ont également été réalisés à l'aide du logiciel NIXES et TROLLS basé sur la méthode des perturbations (4).

Toutes ces méthodes reviennent à affecter la cohésion et le frottement du même coefficient de sécurité F .

Avec la méthode de FELLENIUS les forces de cisaillement pour l'ensemble des tranches sont égales à $\Sigma c' \cdot l/F + \Sigma N' \cdot \tan \varphi'/F$. Avec les méthodes de BISHOP et de SPENCER la force de cisaillement à la base d'une tranche est égale à $c' \cdot l/F + N' \cdot \tan \varphi'/F$:

l = longueur de la base de la tranche ;

N' = force normale effective s'exerçant sur la base de la tranche.

Avec la méthode des perturbations où le massif n'est pas découpé en tranches mais considéré globalement, la contrainte de cisaillement est égale à $c'/F + \sigma' \cdot \tan \varphi'/F$, σ' étant la contrainte normale effective.

2. INFLUENCE RESPECTIVE DES CARACTÉRISTIQUES MÉCANIQUES INTRINSÈQUES DES MATÉRIAUX

Les talus considérés ici n'ont ni risberme, ni banquette, ni changement de pente. Les hauteurs de remblai considérées sont 10, 15, 20, 25, 30 et 40 m. Les calculs sont effectués à l'aide du logiciel STAB (FELLENIUS).

Les calculs de stabilité en rupture circulaire avec les autres méthodes entraîneraient pour F des différences de faible ampleur, de l'ordre de 0,1, la méthode de FELLENIUS étant généralement la plus pessimiste (5).

2.1. Cas de la stabilité du talus amont à long terme

Après consolidation des matériaux la stabilité du talus amont est calculée avec les caractéristiques intrinsèques lors d'une vidange rapide de la retenue.

On considère une épaisseur de fondation meuble et une hauteur de remblai et on détermine avec les caractéristiques moyennes (cohésion de 20 kPa et angle de frottement interne de 25° pour la fondation et le remblai) la pente du talus permettant d'obtenir un coefficient de sécurité F voisin de 1,5. On étudie ensuite l'effet sur F d'une variation de la cohésion de la fondation ($\Delta c' = 10$ kPa), de l'angle de frottement interne de la fondation ($\Delta \varphi' = 5^\circ$), de la cohésion du remblai ($\Delta c' = 10$ kPa) et de l'angle de frottement interne du remblai ($\Delta \varphi' = 5^\circ$), ce qui entraîne 81 calculs (3⁴) de stabilité. On

constate que la variation d'une caractéristique (10 kPa ou 5°) entraîne une variation relativement constante de F (écart maximum de quelques centièmes) quelle que soit la valeur initiale et quelles que soient les trois autres caractéristiques. ΔF est donc pratiquement proportionnel à $\Delta c'$ et $\Delta \phi'$ avec une précision toutefois variable. Lorsque le cercle critique ne coupe pas la fondation (plus résistante) on est ramené au cas limite de la fondation meuble d'épaisseur nulle (lorsqu'une purge est nécessaire, le remblai et la fondation ont les mêmes caractéristiques mécaniques et le cercle critique passe dans cette dernière). Les courbes de la figure 3 permettent d'évaluer pour chaque épaisseur de fondation meuble et chaque hauteur de barrage, l'influence respective de chacune des quatre caractéristiques mécaniques sur le coefficient de sécurité F . Les points des courbes correspondent à un ΔF moyen, les valeurs extrêmes se trouvant généralement à $+ ou - 0,02$ à $0,03$.

Par exemple pour un barrage de 10 m sur une fondation meuble d'épaisseur 5 m une diminution de 5° de ϕ' remblai fait baisser F de 0,04 tandis qu'une diminution de 10 kPa de la cohésion de la fondation entraîne une chute de 0,27 ; par contre pour une hauteur de 30 à 35 m les deux ΔF sont proches de 0,10. Toujours pour une fondation de 5 m, on constate que la variation des deux autres caractéristiques provoque quelle que soit la hauteur du barrage, un ΔF sensiblement constant, approximativement égal à 0,10 pour une variation de 10 kPa de la cohésion du remblai et à 0,15 pour une variation de 5° de ϕ' fondation.

Avec une épaisseur de la fondation de 10 m, l'influence relative des caractéristiques du remblai diminue. Une variation de 5° de ϕ' entraîne un ΔF proche de 0,20 s'il s'agit de la fondation, et voisin de 0,05 s'il s'agit du remblai.

Lorsque la fondation n'est pas concernée par le cercle critique on observe que jusqu'à une hauteur de 30 m une variation de la cohésion de 10 kPa a plus d'influence sur F qu'une variation de ϕ' de 5° ; pour $\Delta c' = 10$ kPa, ΔF atteint 0,55 pour un barrage d'une dizaine de mètres.

2.2. Cas de la stabilité du talus aval à long terme

En ce qui concerne la stabilité du talus aval, on constate sur la figure 4 que l'influence de ϕ' est plus importante que précédemment (ce qui est logique, le talus aval n'étant pas saturé).

Pour une fondation meuble d'épaisseur 5 à 10 m une variation de 5° de ϕ' fondation entraîne un ΔF compris entre 0,20 et 0,30.

Lorsque la fondation n'est pas impliquée par le cercle critique, ΔF est voisin de 0,40 pour une variation de 5° de ϕ' remblai et ΔF est supérieur à 0,50 pour $\Delta c' = 10$ kPa lorsque le remblai a une hauteur de 10 m.

2.3. Conséquences sur le coefficient de sécurité

L'intérêt pratique des courbes des figures 3 et 4 est de montrer l'importance respective de chaque caractéristique

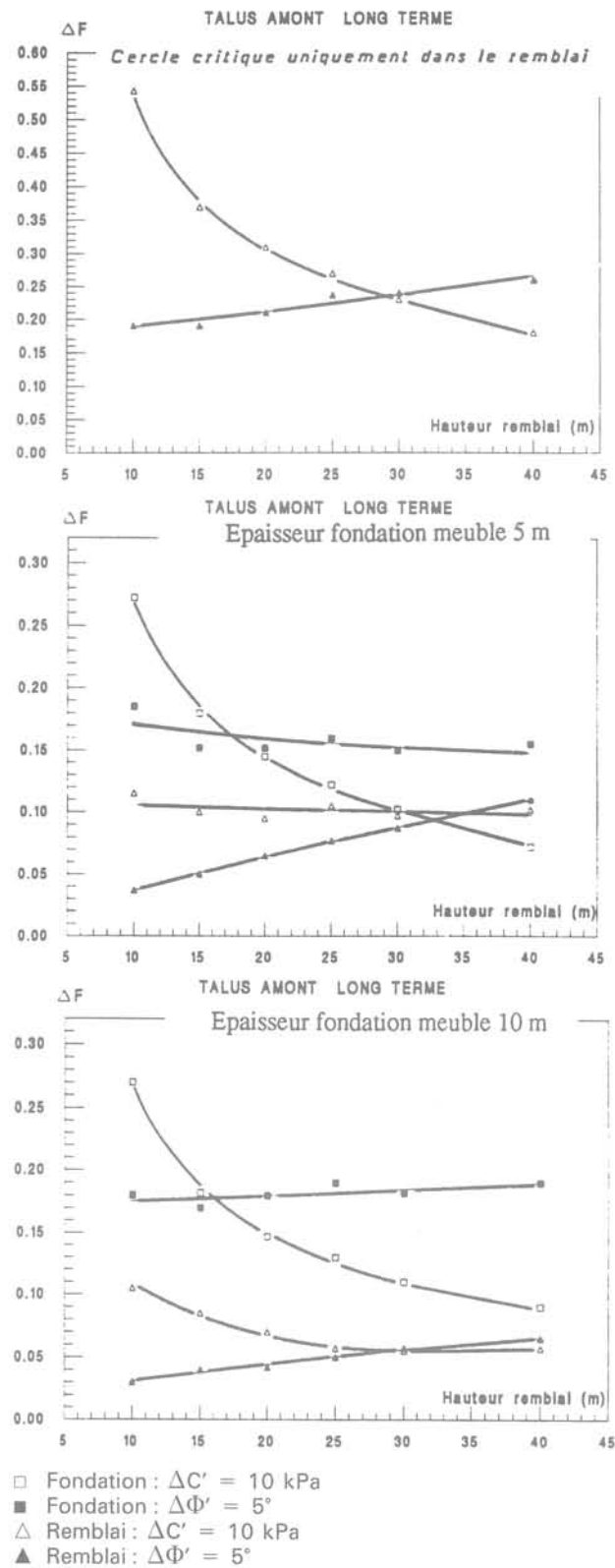


Fig. 3. — Influence de chaque caractéristique mécanique sur la stabilité à long terme du talus amont.

Fig. 3. — Influence of each mechanical characteristic on the long-term stability of the upstream slope.

tique mécanique intrinsèque sur la stabilité du talus considéré. Ces courbes facilitent le choix des valeurs à prendre en compte dans les calculs de stabilité.

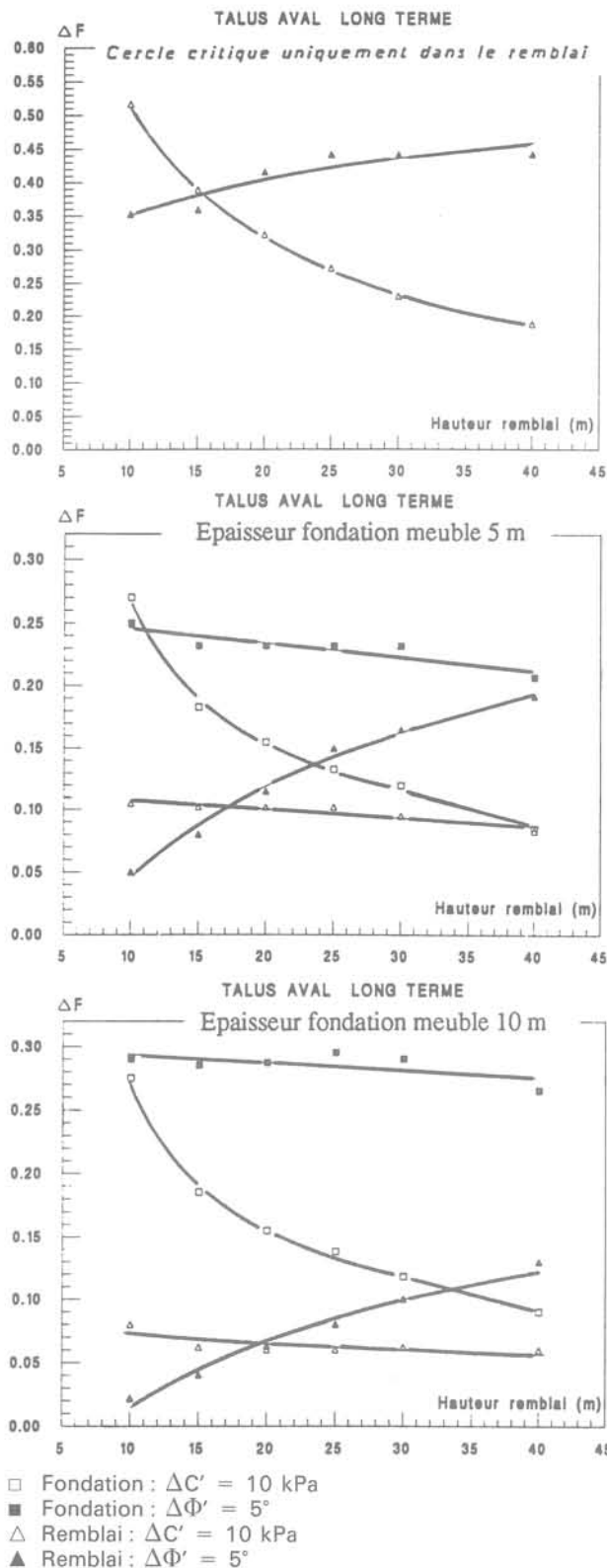


Fig. 4. — Influence de chaque caractéristique mécanique sur la stabilité à long terme du talus aval.

Fig. 4. — Influence of each mechanical characteristic on the long-term stability on the downstream slope.

Il convient d'être particulièrement prudent d'une part avec les caractéristiques prises en compte pour la fondation meuble (hétérogénéités, difficultés du prélève-

ment des échantillons intacts, ΔF généralement supérieurs à ceux dus aux variations des caractéristiques du remblai) et d'autre part avec la cohésion des matériaux intacts ou compactés (fonction notamment de la surconsolidation) qui est un paramètre difficile à déterminer avec précision alors que son rôle est important même s'il diminue avec la hauteur du barrage. Il est à noter que l'interprétation des essais triaxiaux conduit à faire évoluer c' et ϕ' en sens contraire et qu'une erreur de 10 kPa est plus probable qu'une erreur de 5° .

Le coefficient de sécurité F ne doit pas être pris systématiquement égal à 1,5 mais adapté au cas traité (7). Dans les courbes précédentes (fig. 3 et 4), si l'on additionne les ΔF dus aux variations de 10 kPa et de 5° correspondant à une épaisseur de fondation meuble et à une hauteur de remblai (précision de 0,1 environ suivant les caractéristiques initiales et la pente du talus), on a la valeur la plus faible $\Sigma \Delta F = 0,4$ pour un talus amont en vidange rapide avec une fondation meuble de 10 m et une hauteur de remblai de 40 m ; la valeur la plus élevée est $\Sigma \Delta F = 0,9$ pour un talus aval avec fondation résistante (cercle critique uniquement dans le remblai) et de hauteur 10 m. Nous proposons de choisir comme coefficient de sécurité $1 + \Sigma \Delta F$ ce qui donne, suivant le cas considéré, F compris entre 1,4 et 1,9 pour une sécurité équivalente. En effet, un coefficient de sécurité correspondant à une même chute des caractéristiques mécaniques des matériaux (fondation et remblai ou remblai seulement) de 10 kPa et de 5° est plus élevé en général de 0,1 à 0,2 :

- pour le talus aval que pour le talus amont ;
- pour une fondation non affectée par le cercle critique que pour une fondation meuble d'épaisseur 10 m qui l'est ;
- pour un petit barrage de hauteur 10 m que pour un grand barrage de 40 m.

Si l'on effectue les calculs de stabilité d'un ouvrage de hauteur inférieure à 10 m il faut prendre un coefficient de sécurité élevé, supérieur à 2 dans certains cas.

Si l'on prend $c' = 0$ pour la fondation meuble $\Sigma \Delta F$ correspond aux trois autres caractéristiques, ce qui donne un coefficient de sécurité compris entre 1,3 et 1,5 pour des barrages homogènes de 10 à 40 m sur 5 à 10 m de fondation meuble.

Si l'on souhaite accroître la sécurité du talus aval (rupture retenue pleine) on peut ajouter à $1 + \Sigma \Delta F$ une valeur de 0,2 par exemple.

En pratique, une fois les caractéristiques mécaniques des matériaux déterminées on diminue la cohésion de 10 kPa et l'angle de frottement interne de 5° (fondation et remblai) et on vérifie que F est encore supérieur à 1 (ou 1,2 pour le talus aval si l'on souhaite une sécurité supplémentaire).

Rappelons qu'avec la méthode de FELLENIUS, si l'on obtient un coefficient de sécurité $F = 1,5$ avec c' et ϕ' , on a $F = 1$ avec $c'/1,5$ et $\tan \phi'/1,5$, ce qui correspond d'une part à une diminution $\Delta c'$ de 3,3 à 10 kPa pour des valeurs de c' de 10 à 30 kPa et d'autre part à une diminution $\Delta \phi'$ de $6,4$ à 9° pour des valeurs de ϕ' de 20 à 30° . En prenant une sécurité correspon-

nant à $\Delta c' = 10$ kPa et $\Delta \varphi' = 5^\circ$ on est donc plus sévère pour la cohésion et moins pour l'angle de frottement interne, ce qui nous paraît plus logique.

3. INFLUENCE DU PROFIL DU TALUS SUR LA STABILITÉ A LONG TERME

On détermine ici à l'aide du logiciel STAB l'influence respective de la pente uniforme du talus, du changement de pente et de la risberme.

3.1. Influence de la pente uniforme du talus

La pente est exprimée par le rapport $1/x$ où x est la projection horizontale du talus correspondant à une projection verticale égale à l'unité (fig. 6).

Tous les autres paramètres étant fixés (épaisseur de la fondation meuble, hauteur du remblai, caractéristiques mécaniques), si l'on fait varier x , on obtient une relation pratiquement linéaire avec le coefficient de sécurité F . De plus, les droites F fonction de x relatives à chaque hauteur de remblai sont parallèles. On a donc représenté sur la figure 5 pour trois épaisseurs de fondation meuble la variation ΔF fonction de Δx pour les caractéristiques mécaniques moyennes $c' = 20$ kPa et $\varphi' = 25^\circ$ (fondation et remblai). Les résultats obtenus avec les autres caractéristiques mécaniques sont sensiblement équivalents.

Une réduction de la pente du talus (accroissement de Δx) entraîne une augmentation de F plus importante pour le talus aval et pour une épaisseur de fondation meuble plus fiable.

3.2. Influence du changement de pente

Le problème peut être traité à section de remblai constante ou à section de remblai croissante. Ces cas sont illustrés par la figure 6.

3.2.1. Section de remblai croissante

F étant le coefficient de sécurité correspondant au talus initial de pente uniforme $1/x_1$, il s'agit de déterminer le gain ΔF dû à l'accroissement $\Delta x = x_2 - x_1$.

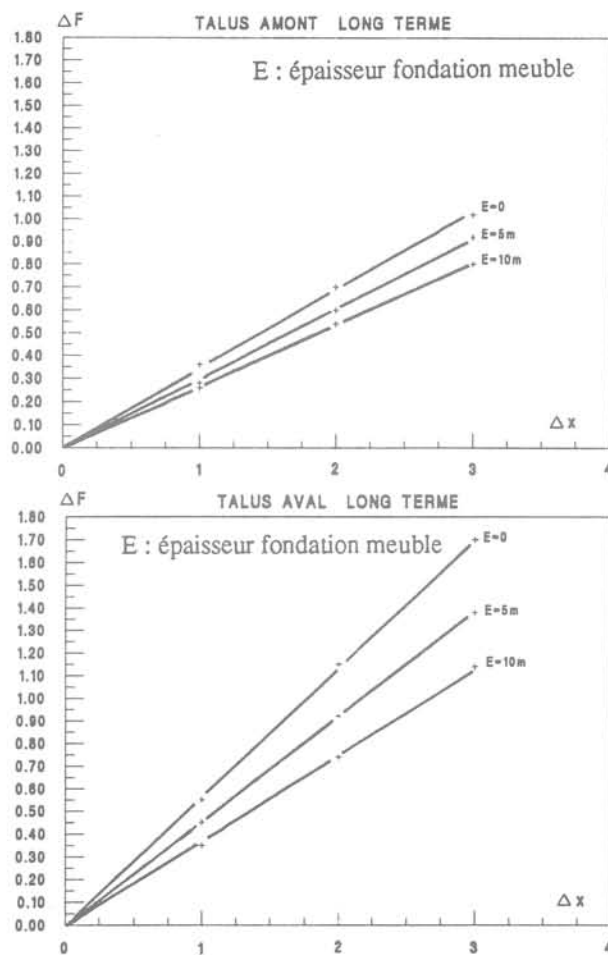
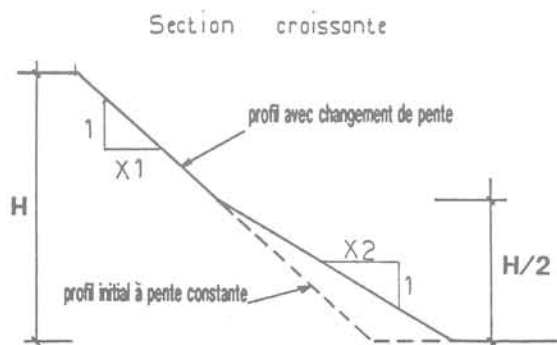


Fig. 5. — ΔF fonction de Δx (pente uniforme) pour $c' = 20$ kPa et $\varphi' = 25^\circ$ (fondation et remblai).

Fig. 5. — ΔF as a function of Δx (uniform slope) for $c' = 20$ kPa and $\varphi' = 25^\circ$ (foundation and fill).

La figure 7 concerne les résultats obtenus avec les caractéristiques mécaniques moyennes $c' = 20$ kPa et $\varphi' = 25^\circ$ (fondation et remblai) pour une fondation meuble d'épaisseur 5 m et pour des hauteurs H de remblai de 15, 20 et 30 m, avec pour les deux dernières hauteurs le cas aussi de deux changements de pente, l'un à $H/3$ et l'autre à $2/3 H$. Δx correspondant alors à la somme des deux réductions de pente (qui sont

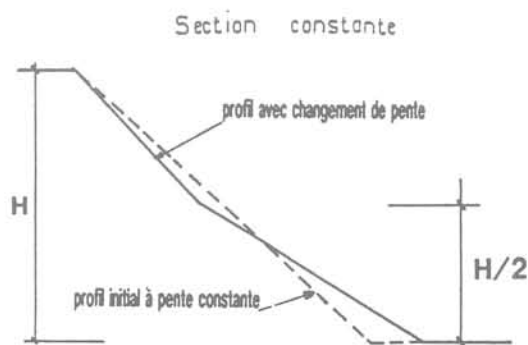


Fig. 6. — Profils avec changement de pente à mi-hauteur.

Fig. 6. — Slopes with mid-height change of slope.

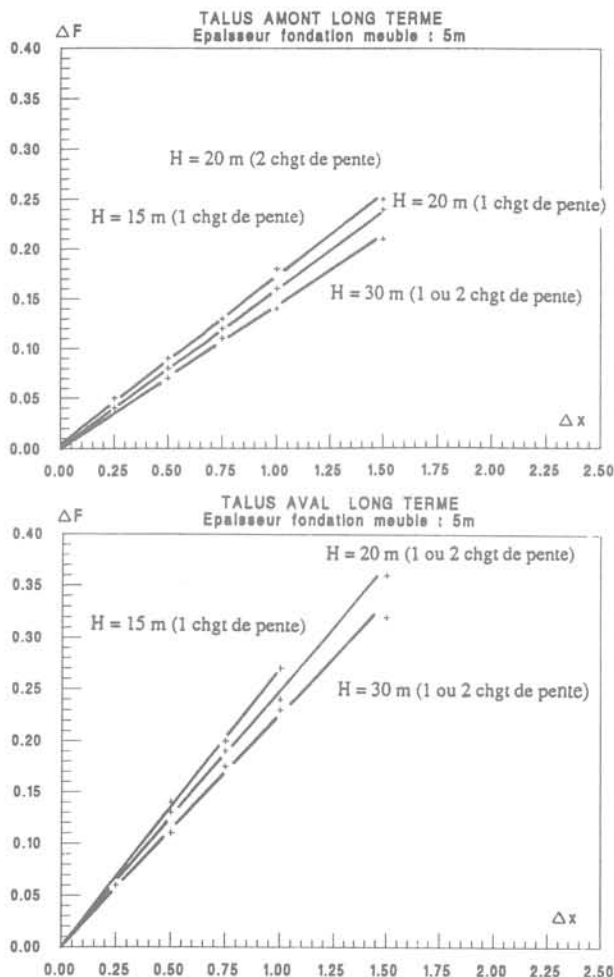


Fig. 7. — ΔF fonction de Δx
(changement de pente, section croissante)
pour $c' = 20$ kPa et $\phi' = 25^\circ$ (fondation et remblai)
et pour une épaisseur de fondation meuble de 5 m.

Fig. 7. — ΔF as a function of Δx
(change of slope, increasing cross-section)
for $c' = 20$ kPa and $\phi' = 25^\circ$ (foundation and fill)
and for a 5 m thickness of loose foundation.

prises égales). Les différences entre un et deux changements de pente sont négligeables et la hauteur du remblai a peu d'influence sur Δf .

Avec les autres épaisseurs de fondation meuble et les autres caractéristiques mécaniques on obtient des résultats sensiblement équivalents.

Un changement de pente à mi-hauteur correspondant à une valeur de Δx égale au double de celle relative à la réduction de pente uniforme entraîne la même position pour le pied du talus, un ΔF du même ordre (voir fig. 5 et 7) mais un volume supplémentaire de matériaux moindre. Le changement de pente est donc une solution intéressante à condition toutefois que la partie supérieure du talus puisse être plus raide.

3.2.2. Section de remblai constante

Un seul changement de pente à mi-hauteur est pris en compte et les valeurs de x_1 et de x_2 sont telles que la section du remblai reste constante. La figure 8 repré-

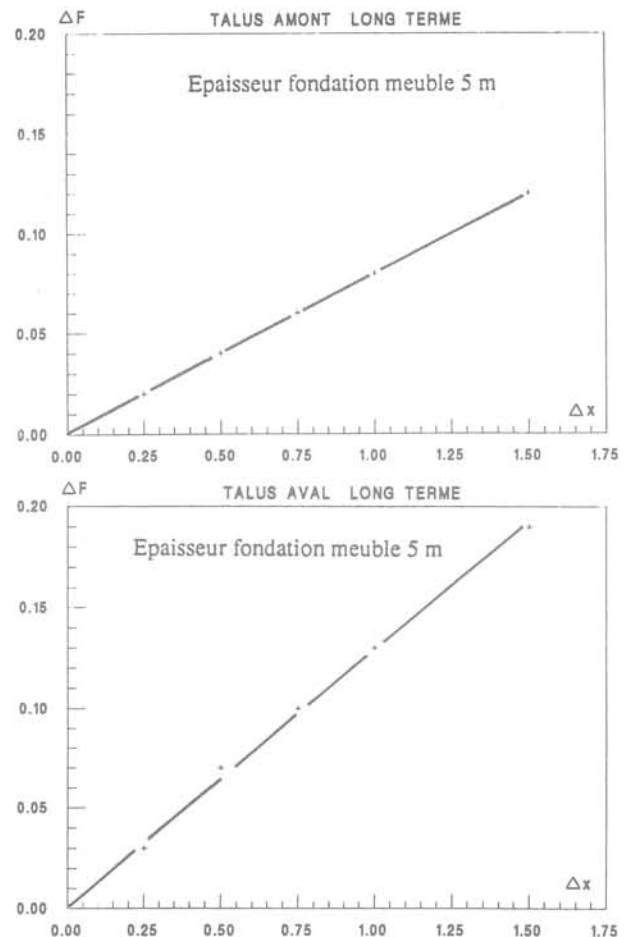


Fig. 8. — ΔF fonction de Δx
(changement de pente, section constante) pour $c' = 20$ kPa
et $\phi' = 25^\circ$ (fondation et remblai) et pour une épaisseur
de fondation meuble de 5 m.

Fig. 8. — ΔF as a function of Δx
(change of slope, constant cross-section) for $c' = 20$ kPa
and $\phi' = 25^\circ$ (foundation and fill) and for a 5 m thickness
of loose foundation.

sente ΔF fonction de $\Delta x = x_2 - x_1$ avec les caractéristiques mécaniques moyennes $c' = 20$ kPa et $\phi' = 25^\circ$ (fondation et remblai) et une épaisseur de 5 m pour la fondation meuble. L'influence de la hauteur du remblai est négligeable. Les autres épaisseurs de fondation meuble et les autres caractéristiques mécaniques donnent des résultats sensiblement équivalents.

Par rapport au cas précédent (section croissante) une même valeur de Δx donne approximativement un ΔF deux fois moins élevé mais il n'y a pas d'augmentation du volume du remblai. Cette solution est intéressante si la partie supérieure du talus peut être raidie.

3.3. Influence de la risberme

Comme précédemment le problème peut être traité à section de remblai constante ou à section croissante. La figure 9 illustre les différents cas. L'influence sur F de la largeur L de la risberme est déterminée pour les hauteurs de remblai de 15, 20, 30 et 40 m, les deux dernières hauteurs étant concernées aussi par la double risberme (chacune de largeur $L/2$).

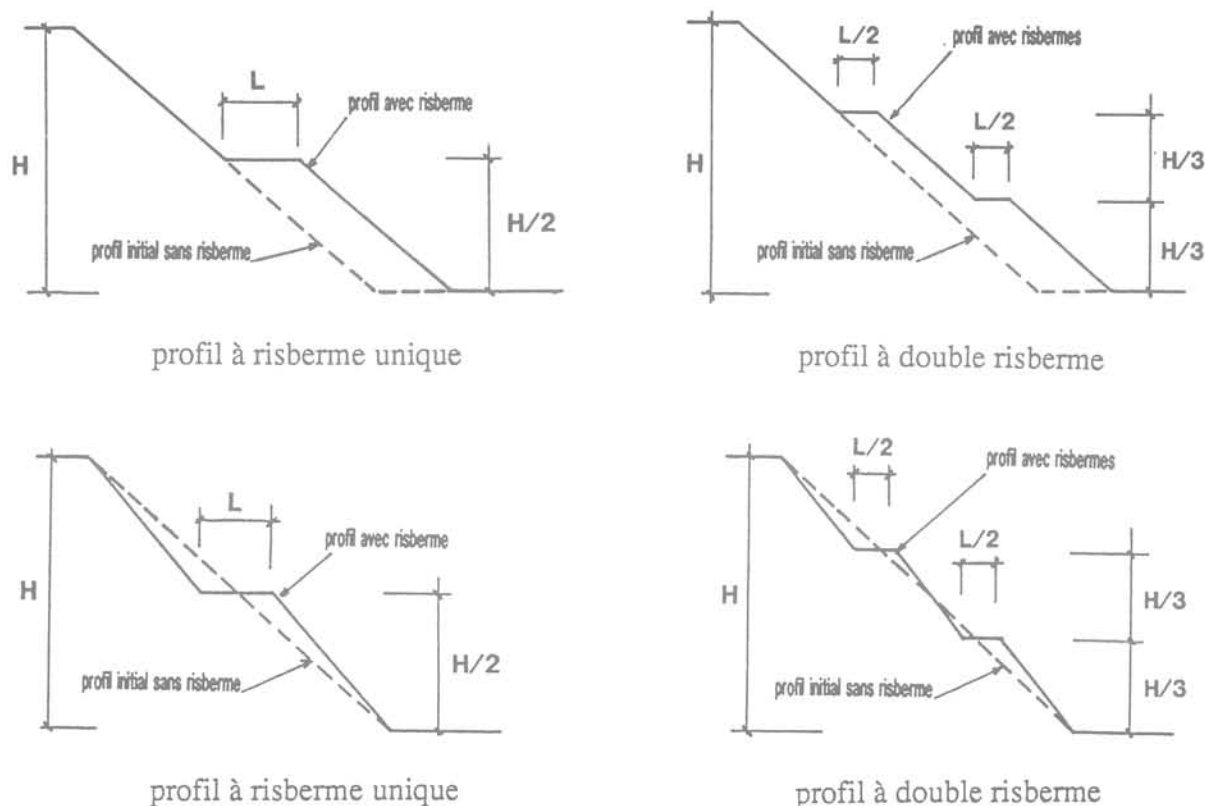


Fig. 9. — Profils avec une ou deux risbermes (section croissante et section constante).

Fig. 9. — Slopes with one or two berms (increasing section and constant section).

La pente du talus est la même au-dessus et au-dessous d'une risberme.

3.3.1. Section de remblai croissante

Les résultats concernant le gain ΔF en fonction de la largeur de risberme pour les trois épaisseurs de fondation meuble (dont l'influence n'est pas négligeable) et pour les caractéristiques mécaniques moyennes $c' = 20$ kPa et $\varphi' = 25^\circ$ (fondation et remblai) se trouvent sur la figure 10. Avec les autres caractéristiques mécaniques on obtient des résultats sensiblement équivalents.

La double risberme est moins favorable que la risberme unique à mi-hauteur (la risberme haute a plus un rôle moteur que stabilisateur) mais elle facilite la maîtrise des eaux de ruissellement et l'entretien du parement.

Le rôle stabilisateur de la risberme est important et une même largeur L entraîne un accroissement ΔF plus élevé :

- pour le talus aval ;
- pour les faibles épaisseurs de fondation meuble ;
- pour les petits barrages.

Une risberme de largeur égale à la moitié de la hauteur du remblai entraîne un gain ΔF analogue à celui dû à une réduction de pente uniforme correspondant à $\Delta x = 1$ (voir fig. 5) pour un volume supplémentaire de matériaux moins important. La risberme est donc une solution intéressante si la pente du talus peut être suffisamment raide.

3.3.2. Section de remblai constante

A section constante la mise en place d'une risberme entraîne par rapport au profil initial, une augmentation de la pente. Si cela est possible le gain ΔF obtenu, proportionnel à la largeur de risberme L , est d'environ 30 à 50 % du ΔF précédent (risberme avec section croissante) mais le volume du remblai n'est pas accru. La figure 11 représente le cas où les caractéristiques mécaniques sont $c' = 20$ kPa et $\varphi' = 25^\circ$ (fondation et remblai). Des résultats sensiblement équivalents sont obtenus avec les autres caractéristiques mécaniques.

4. STABILITÉ A COURT TERME

En fin de travaux, avant le remplissage de la retenue et avant toute consolidation des matériaux, les calculs de stabilité du barrage concernent le talus le plus raide ou les deux talus.

Outre la rupture circulaire, le cas de la rupture non circulaire est également à traiter (c'est évident lorsqu'il y a une couche mince molle). Si la fondation meuble peu résistante est épaisse le calcul en rupture par poinçonnement peut fournir un premier résultat approximatif (6).

Nous allons ici déterminer l'influence sur le coefficient de sécurité F des caractéristiques mécaniques c_u et φ_u lors de la rupture circulaire d'un talus de pente uni-

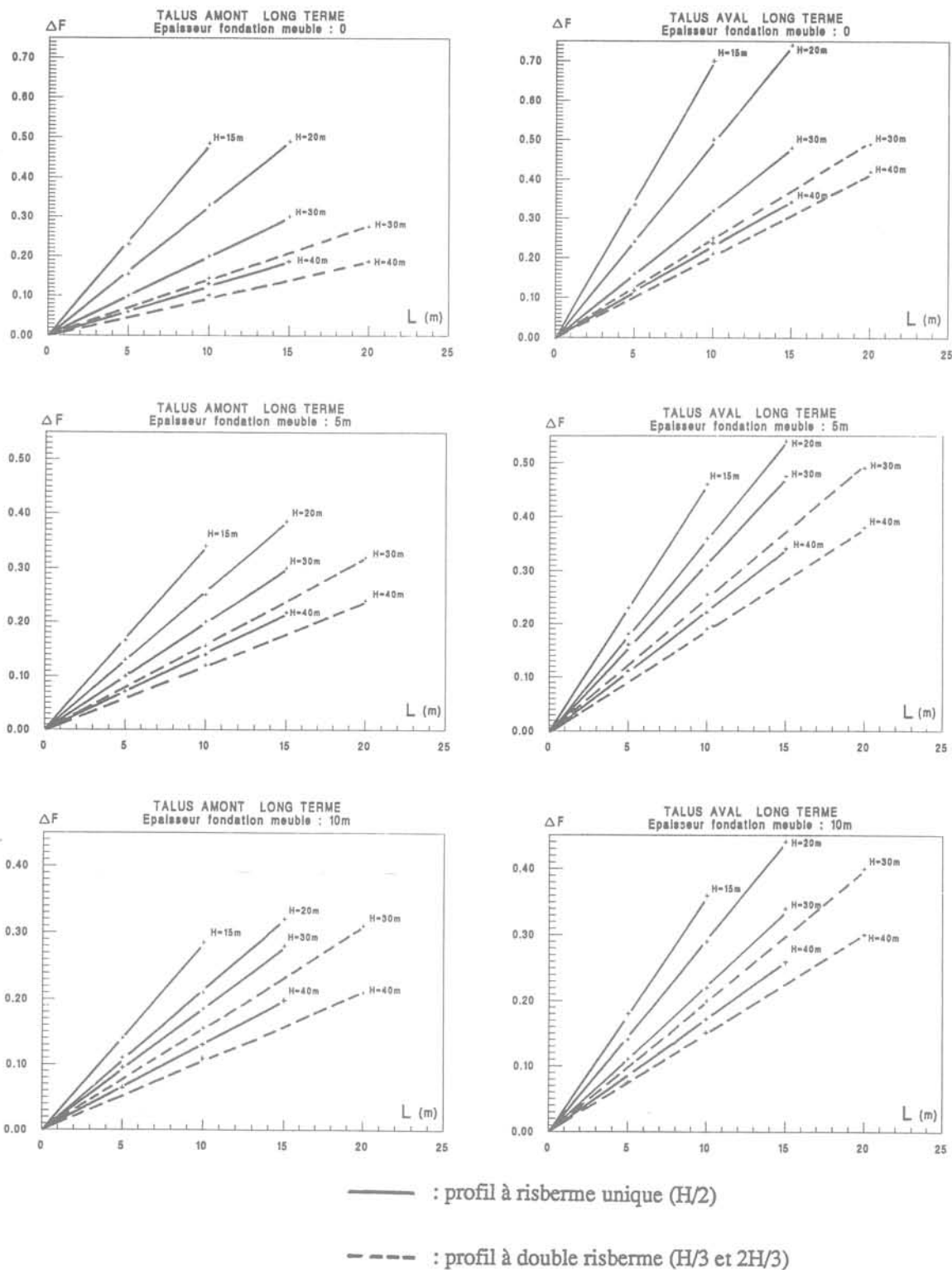


Fig. 10. — Augmentation du coefficient de sécurité due aux risbermes, le volume de remblai étant croissant (c' et φ' fondation et remblai : 20 kPa et 25°).

Fig. 10. — Increase in factor of safety due of the berms, will fill volume increasing (c' and φ' foundation and fill : 20 kPa and 25°).

forme et l'influence sur F de la largeur de la banquette stabilisatrice mise en place pour éviter une purge des matériaux peu résistants de la fondation. La fin de ce

paragraphe 4 est consacrée au cas particulier des pressions interstitielles de construction se développant dans un remblai constitué de matériaux argileux humides (9).

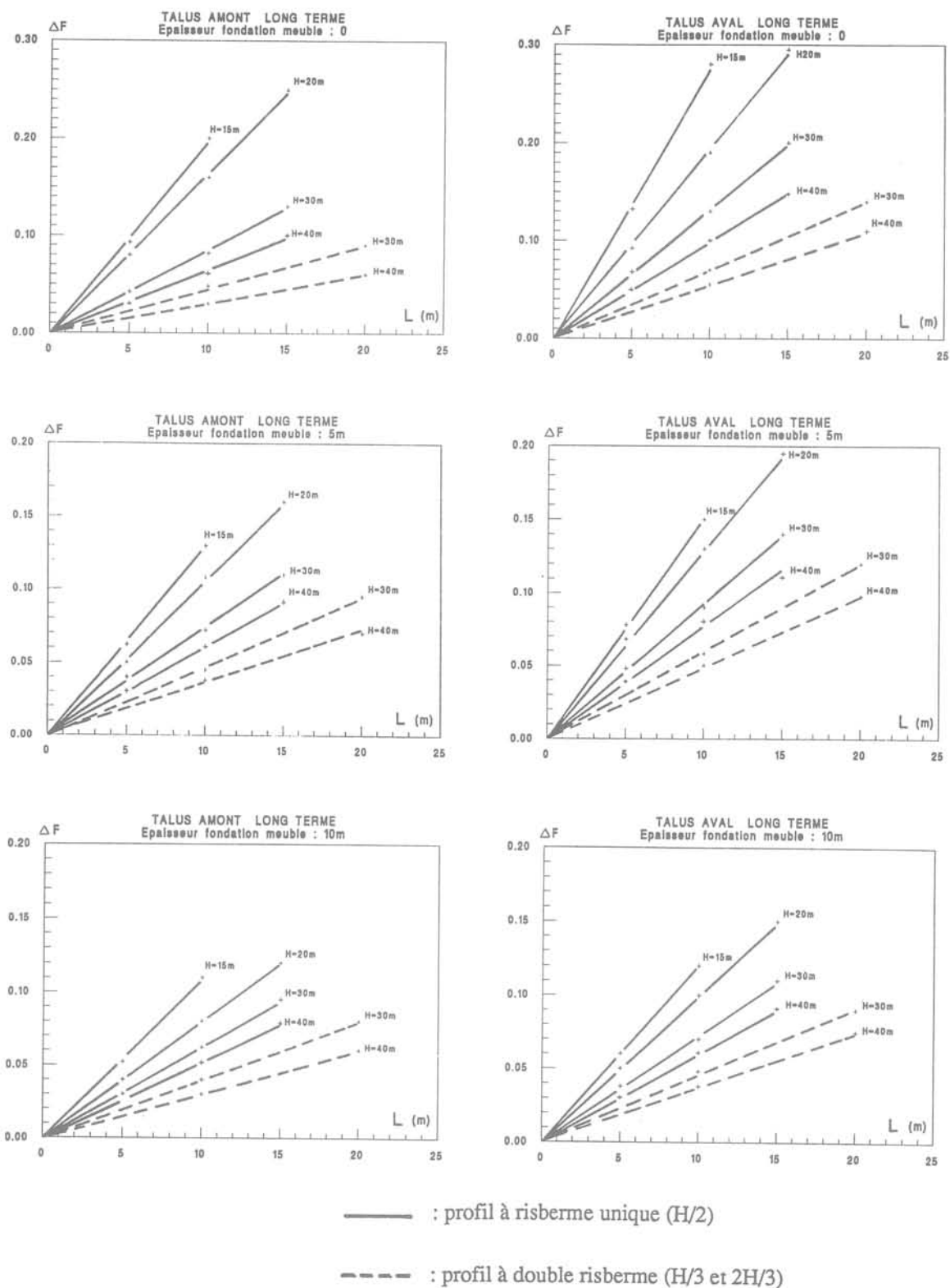


Fig. 11. — Augmentation du coefficient de sécurité due aux risbermes, le volume de remblai étant maintenu constant (c' et ϕ' fondation et remblai : 20 kPa et 25°).

Fig. 11. — Increase in factor of safety due of the berms, with fill remaining constant (c' and ϕ' foundation and fill : 20 kPa and 25°).

4.1. Influence des caractéristiques mécaniques lors d'une rupture circulaire

Les caractéristiques mécaniques prises en compte sont les suivantes :

- pour la fondation meuble :
 - $c_u = 20, 40, 60, 80$ et 100 kPa
soit $\Delta c_u = 20$ kPa ;
 - $\varphi_u = 0$;
- pour le remblai :
 - $c_u = 50, 75$ et 100 kPa
soit $\Delta c_u = 25$ kPa ;
 - $\varphi_u = 0, 10, 20$ et 30°
soit $\Delta \varphi_u = 10^\circ$.

En opérant comme au paragraphe 2 on obtient l'influence respective de chacune des trois caractéristiques sur le coefficient de sécurité F . L'ensemble des résultats se trouve sur la figure 12. Deux cas sont représentés : fonction meuble d'épaisseur 5 m et 10 m.

Une diminution de c_u égale à 20 kPa pour une fondation meuble d'épaisseur 5 à 10 m entraîne une chute de F de 0,55 lorsque la hauteur du barrage est d'une dizaine de mètres ; cette chute est réduite de moitié lorsque la hauteur est de 20 m.

Une variation de c_u du remblai égale à 25 kPa provoque une variation sensiblement constante de F quelle que soit la hauteur du barrage, d'environ 0,23 si l'épaisseur de la fondation est de 5 m et de 0,13 si l'épaisseur est de 10 m.

Si l'on considère la stabilité du remblai seul (fondation résistante, purge) et uniquement une variation de 25 kPa de la cohésion non drainée, φ_u étant nul, on obtient les résultats suivants (tableau 5) :

ΔF est plus élevé pour les barrages de hauteur plus modeste et aussi pour les pentes plus douces.

4.2. Influence de la largeur de la banquettes stabilisatrice

Lorsque la cohésion non drainée c_u de la fondation meuble est faible il y a en pratique deux solutions :

- la purge des matériaux dont le coût n'est pas excessif si l'épaisseur est relativement faible, par exemple inférieure au cinquième de la hauteur du barrage ;
- la mise en place de banquettes stabilisatrices (dont l'inconvénient est toutefois d'allonger l'ouvrage de restitution) qui peuvent permettre d'accroître suffisamment F .

La solution consistant à mettre en place un dispositif drainant dans la fondation pour accélérer sa consolidation est exceptionnelle.

La hauteur de la banquette est ici prise égale à la moitié de la hauteur du remblai.

La figure 13 montre l'évolution du coefficient de sécurité F en fonction de la largeur L de la banquette pour trois épaisseurs de fondation meuble 3 m, 5 m et 10 m et pour les cinq cas représentés dans le tableau 6 où la cohésion non drainée de la fondation meuble est faible par rapport à la hauteur du barrage et où le remblai a une cohésion inférieure au double de celle

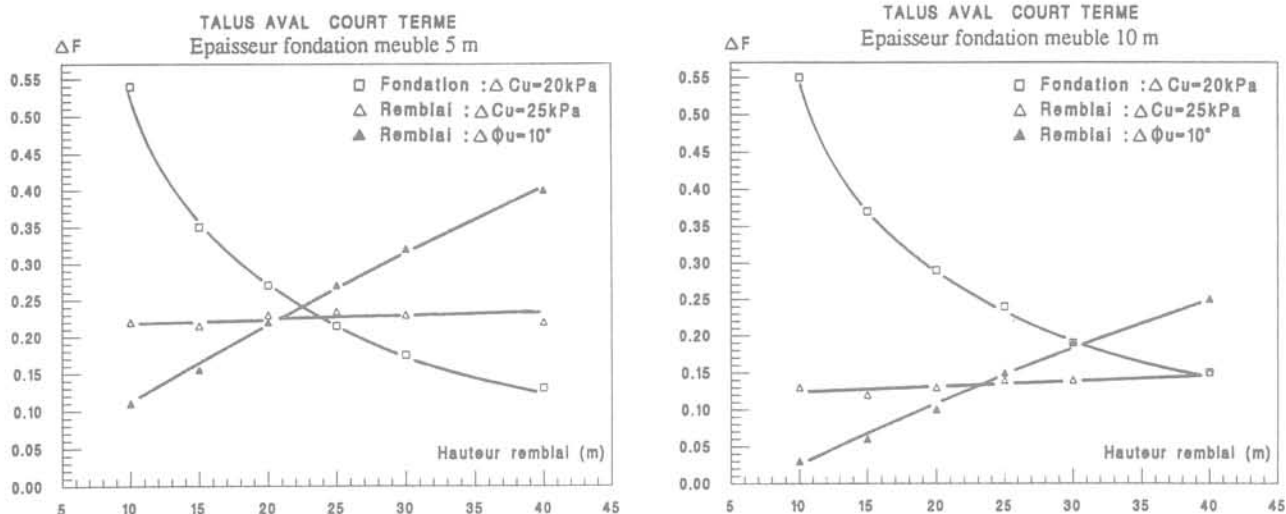


Fig. 12. — Influence de chaque caractéristique mécanique sur la stabilité à court terme.

Fig. 12. — Influence of each mechanical characteristic on short-term stability.

Tableau 5. — Valeurs de ΔF correspondant à $\Delta c_u = 25$ kPa.

Hauteur du remblai	15 m	20 m	25 m	30 m	40 m
Pentes usuelles considérées	1/2 à 1/3,5	1/2,5 à 1/4	1/2,5 à 1/4	1/2,5 à 1/4,5	1/3 à 1/5
ΔF	0,68 à 0,94	0,57 à 0,77	0,46 à 0,61	0,38 à 0,55	0,32 à 0,44

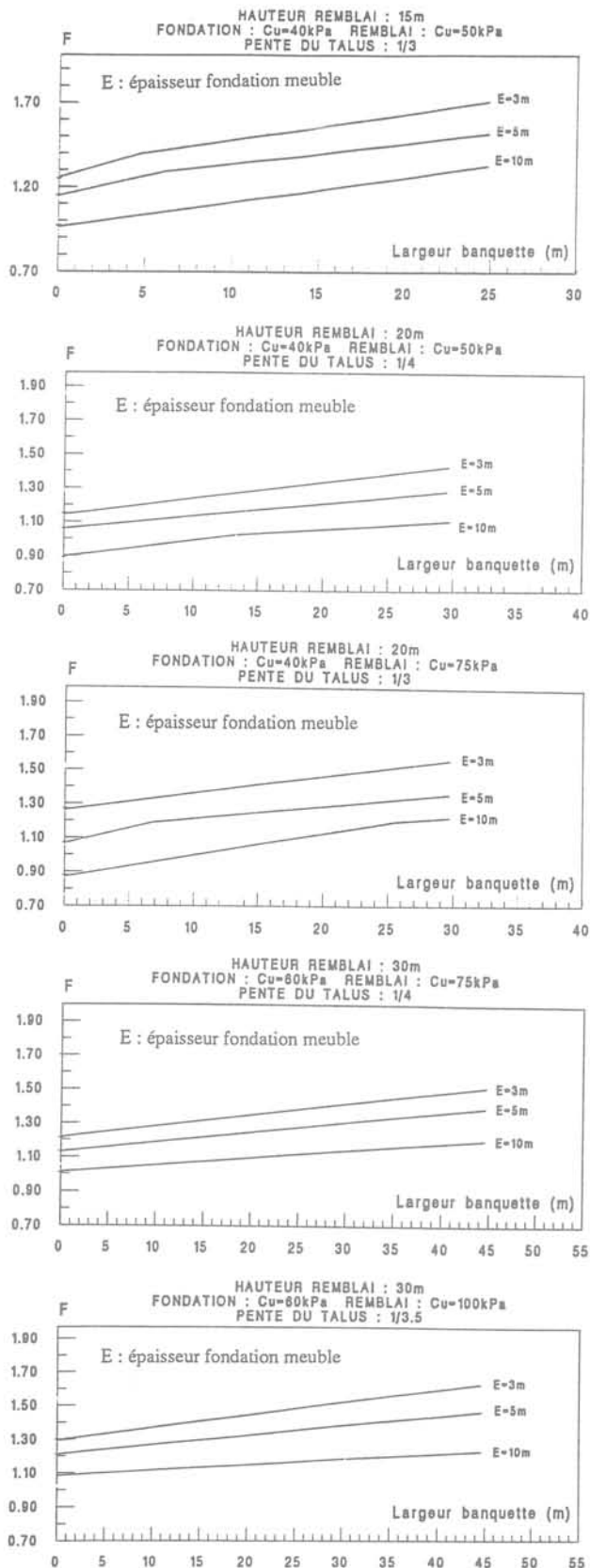


Fig. 13. — F fonction de la largeur de la banquette pour les cinq cas considérés.

Fig. 13. — F as a function of the width of the stabilizing berm for the five examples under consideration.

de la fondation ($\phi_u = 0$ pour la fondation et pour le remblai). Les calculs de stabilité effectués concernent les ruptures circulaire et non circulaire.

La méthode de BISHOP et utilisée pour la rupture circulaire et celle de SPENCER pour la rupture non circulaire en considérant une surface de glissement horizontale à la base de la fondation meuble.

Les droites F fonction de L représentant la stabilité au glissement concernent le calcul qui donne la valeur de F la plus faible. Les droites qui n'ont pas de changement de pente sont relatives à des glissements non circulaires et pour celles qui ont un changement de pente, c'est la partie située à gauche qui représente le glissement circulaire.

Pour améliorer sensiblement F il faut une largeur de banquette importante, l'objectif à court terme étant d'atteindre un coefficient de sécurité d'au moins 1,3 à 1,5 suivant le cas considéré.

4.3. Influence des pressions interstitielles de construction

Les incidents survenus pendant ou peu après la construction de quelques barrages homogènes constitués de matériaux fins, argileux et humides, compactés au moins partiellement à l'aide de rouleaux vibrants lisses à une énergie permettant d'obtenir la densité la plus élevée possible (et donc un degré de saturation supérieur à 90 %) n'ont pu être expliqués par les caractéristiques mécaniques déterminées en contraintes totales (cohésion non drainée c_u relativement élevée).

Le développement de pressions interstitielles de construction élevées a été confirmé par quelques cellules. Notons également que le feuilletage observé et la mauvaise liaison probable entre certaines couches posent aussi le problème de la valeur réelle des caractéristiques mécaniques.

Le but des calculs réalisés ici à l'aide du logiciel STAB R (BISHOP) est de rechercher la valeur de r_u critique qui, associée aux caractéristiques intrinsèques c' et ϕ' , donne un coefficient de sécurité F égal à 1 lorsque la pente a été préalablement déterminée avec le logiciel STAB pour un F voisin de 1,5.

Pour simplifier, nous considérons que le remblai repose directement sur une fondation résistante (cercle critique uniquement dans le remblai) et que le coefficient r_u est constant dans tout le massif dont la pente est uniforme.

Les trois cas suivants sont traités :

- talus aval dont la pente est définie par la cohésion non drainée c_u (on prend $\phi_u = 0$) ;
- talus aval dont la pente est définie par le calcul à long terme ;
- talus amont dont la pente est définie par le calcul à long terme (vidange rapide).

4.3.1. r_u critique d'un talus aval préalablement calculé à court terme

Les caractéristiques des 14 talus considérés dont $F = 1,50$ à $1,58$ à court terme se trouvent dans le tableau 7 (logiciel STAB).

Tableau 6. — Valeurs prises en compte pour les calculs à court terme.

Hauteur du remblai	15 m	20 m		30 m	
Pente du talus	1/3	1/4	1/3	1/4	1/3,5
c_u en kPa : fondation remblai	40	40	40	60	60
	50	50	75	75	100

Tableau 7. — Talus dont $F = 1,50$ à $1,58$ à court terme.

H = 15 m		H = 20 m		H = 30 m		H = 40 m	
c_u en kPa	pente	c_u en kPa	pente	c_u en kPa	pente	c_u en kPa	pente
50	1/2,5	50	1/4	70	1/4,5	90	1/4,75
60	1/2	60	1/3	80	1/3,5	100	1/4
		70	1/2,25	90	1/3	110	1/3,5
		75	1/2	100	1/2,5	120	1/3

Les caractéristiques mécaniques intrinsèques suivantes représentant un large éventail de valeurs ont été prises en compte pour les calculs de stabilité à court terme associant c' et φ' à la pression interstitielle de construction $r_u \cdot \gamma \cdot h$:

— $c' = 10$ kPa et $\varphi' = 20^\circ$, valeurs faibles prises en compte seulement lorsqu'elles ne sont pas plus défavorables que c_u ;

— $c' = 10$ kPa et $\varphi' = 30^\circ$, cohésion faible et angle élevé ;

— $c' = 20$ kPa et $\varphi' = 25^\circ$, valeurs moyennes ;

— $c' = 30$ kPa et $\varphi' = 20^\circ$, cohésion forte et angle peu élevé ;

— $c' = 30$ kPa et $\varphi' = 30^\circ$, valeurs fortes.

La figure 14 permet d'obtenir les valeurs de r_u qui entraînent un coefficient de sécurité égal à 1 (méthode de BISHOP).

Plus c_u est faible et c' et φ' sont forts (donc c_u impose une pente bien plus douce que c' et φ' ne le feraient) plus r_u doit être élevé, de 0,8 à plus de 0,9, pour que la rupture intervienne. Par contre avec un c_u fort et un couple c' , φ' qui ne l'est pas (donc c_u impose une pente à peine plus douce que c' et φ' ne le feraient), il suffit d'un r_u de 0,4 et 0,5, pour que la rupture intervienne.

Notons toutefois qu'un c_u fort implique un matériau moins humide qu'un c_u faible.

4.3.2. r_u critique d'un talus aval préalablement calculé à long terme

Lorsque les caractéristiques intrinsèques c' et φ' définissent la pente du talus aval à long terme avec un coefficient de sécurité d'environ 1,6, il suffit d'un r_u de l'ordre de 0,4 à 0,5 pour que la rupture intervienne en fin de construction. Ces résultats, conformes aux précédents, mettent en évidence la vulnérabilité d'un talus aval constitué de matériaux argileux humides.

4.3.3. r_u critique d'un talus amont préalablement calculé à long terme

En faisant varier la hauteur du remblai (sur fondation résistante) et les caractéristiques mécaniques intrinsèques, les calculs effectués montrent que le coefficient de sécurité de 1,5 obtenu avec la méthode de FELLENIUS lors d'une vidange rapide implique un r_u de 0,40 à 0,46. La rupture intervient pour un r_u compris entre 0,6 et 0,7.

Il faut donc assurer une mise en place des matériaux n'entraînant pas un développement important des pressions interstitielles ou bien un dispositif drainant coûteux doit être prévu.

5. CONCLUSION

A partir d'une structure de barrage homogène simplifiée et de l'éventail des mesures concernant trente-cinq sites étudiés dans le Sud-Ouest, les nombreux calculs de stabilité effectués montrent bien l'influence respective de chaque paramètre.

En fonction du talus considéré, amont ou aval, de la hauteur du barrage et de l'épaisseur de la fondation meuble, il est possible de déterminer à l'aide des abaques précédents avec une précision satisfaisante, l'effet sur la stabilité d'une variation d'une caractéristique mécanique ou d'une modification du profil.

Pour la stabilité à long terme, une fois les caractéristiques mécaniques déterminées et un profil adopté, nous proposons de diminuer la cohésion de 10 kPa et l'angle de frottement interne de 5° (fondation et remblai) et ensuite de vérifier que F est supérieur ou égal à 1 pour le talus amont et à 1,2 pour le talus aval (afin d'obtenir une sécurité supplémentaire pour ce dernier). Des valeurs différentes de 10 kPa et de 5° peuvent aussi être retenues. Le changement de pente, la mise en place d'une risberme, permettent dans certains cas une réduction appréciable du volume du remblai.

Pour la stabilité à court terme, la réalisation de banquettes très larges est nécessaire pour améliorer sen-

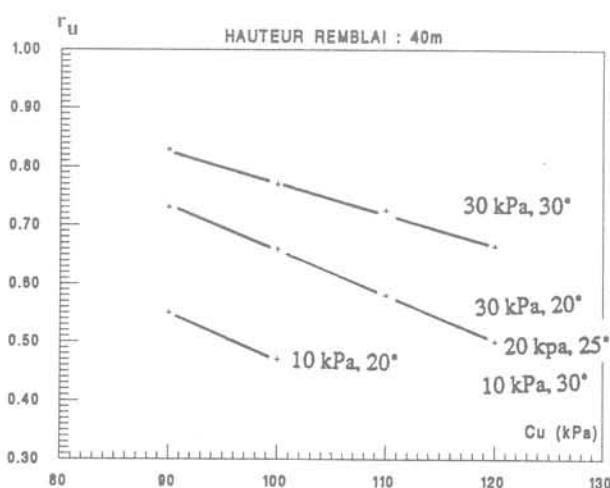
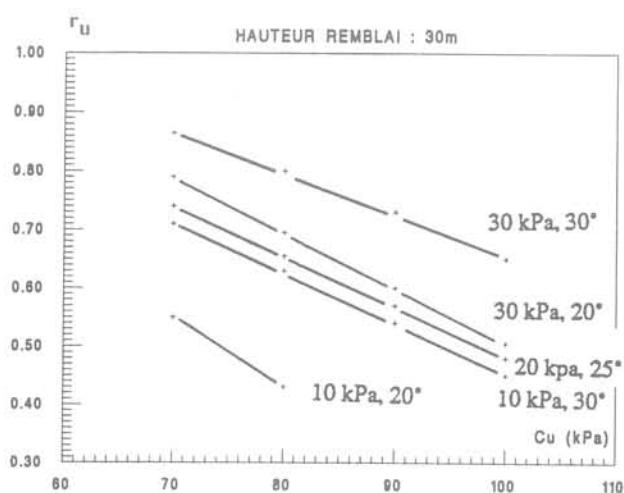
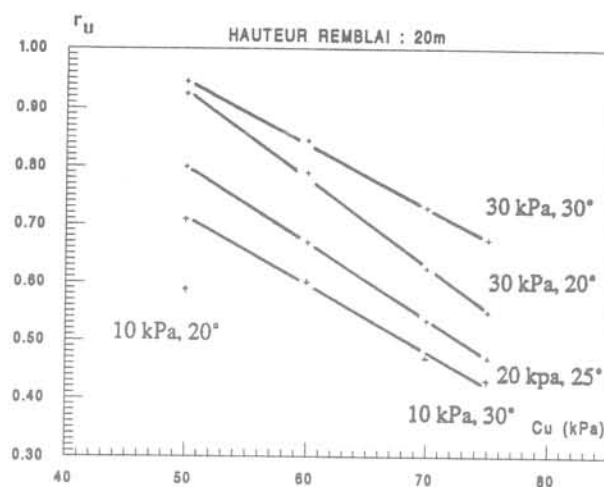
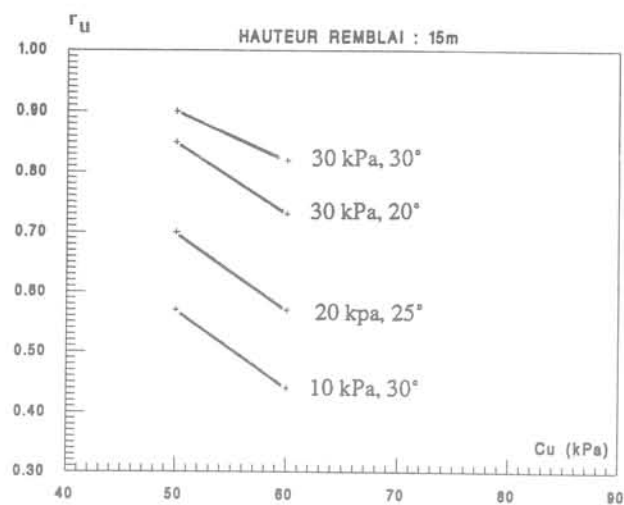


Fig. 14. — Valeurs de r_u entraînant $F = 1$. - Fig. 14. — r_u values leading to $F = 1$.

siblement F lorsque la fondation meuble est peu résistante, le calcul en rupture non circulaire étant généralement le plus défavorable. En ce qui concerne le développement de pressions interstitielles en fin de construction dans un remblai constitué de matériaux fin humides, il est montré que la rupture du talus amont peut intervenir dès que r_u atteint 0,6 à 0,7 et celle du talus aval dès que r_u atteint 0,4 à 0,5, r_u étant toutefois plus élevé lorsque la pente est définie par une valeur de c_u relativement faible.

BIBLIOGRAPHIE

- (1) ALONSO E., LOUDIERE D., MORLIER P. (1987), *Etude des matériaux marneux utilisés pour la construction du barrage de Montbel*. Revue Française de Géotechnique, n° 38, 1^{er} trimestre 1987.
- (2) BERNEDE T. (1991), *Influence des différents paramètres intervenant dans les calculs de stabilité des barrages en terre homogènes*. Mémoire du CNAM, Bordeaux, 19 décembre 1991.
- (3) COMMISSION INTERNATIONALE DES GRANDS BARRAGES (1986), *Calcul statique des barrages en remblai*. Bulletin 53, 1986.
- (4) FAURE R.M. (1985), *Analyse des contraintes dans un talus par la méthode des perturbations*. Revue Française de Géotechnique, n° 33, 1985.
- (5) FREDLUND D.G., KRAHN J. (1977), *Comparison of slope stability methods of analysis*. Canadian Geotechnical Journal, vol. 14, n° 3, 1977.
- (6) LEROUEIL S., MAGNAN J.P., TAVENAS F. (1985), *Remblais sur argiles molles*. Technique et Documentation Lavoisier, Paris, 1985.
- (7) LONDE P. (1973), *La mécanique des roches et les fondations des grands barrages*. Commission Internationale des Grands Barrages.
- (8) MINISTÈRE DE L'AGRICULTURE (1977), *Technique des barrages en aménagement rural*.
- (9) POULAIN D. (1989), *Pressions interstitielles de construction et stabilité des barrages homogènes en matériaux argileux humides*. Mémoire de DEA, Université de Bordeaux I, juin 1989.
- (10) SMITH G.N. (1990), *Elements of Soil Mechanics*. BSP Professional Books.
- (11) SPENCER E. (1967), *A method of analysis of the stability of embankments assuming parallel inter-slice forces*. Geotechnique, vol. 17, n° 1, 1967.

Utilisation de l'essai pressiométrique pour l'identification de paramètres intrinsèques du comportement d'un sol

Use of pressuremeter tests
to define the intrinsic parameters of soil behavior

B. CAMBOU, R. BAHAR

Ecole Centrale de Lyon URA-CNRS : 855*
GRECO-CNRS : Géomatériaux

Rev. Franç. Géotech. n° 63, pp. 39-50 (avril 1993)

Résumé

Cet article présente une procédure permettant l'utilisation des résultats de l'essai pressiométrique pour l'identification de paramètres intrinsèques du comportement d'un sol. La première partie de cette étude analyse numériquement un certain nombre de phénomènes importants pour la qualité de l'identification (non linéarité, dilatance, remaniement, drainage, utilisation d'un cycle). La deuxième partie de l'étude est consacrée à la présentation de la méthode d'identification à partir du pressiomètre qui est proposée. Quelques exemples d'utilisation de cette procédure sont ensuite présentés avec des comparaisons entre prévisions et mesures expérimentales in situ.

Abstract

This paper deals with the use of the results of pressuremeter tests to define the intrinsic parameters of soil behavior. In the first part of this study, some important phenomena for the identification procedure are numerically analysed (non linearity, dilatancy, remoulding, drainage, cycle). The second part is dedicated to the presentation of the proposed method of identification using the results of pressuremeter tests. Some examples of use of this procedure are then presented with comparisons of predictions and in situ measurements.

* 36, avenue Guy-de-Collongue, 69131 Ecully Cedex.

1. INTRODUCTION

Le sol est un matériau au comportement complexe. L'avènement simultané de méthodes numériques performantes (méthode des éléments finis), d'ordinateurs de plus en plus rapides, et d'une recherche approfondie dans le domaine de la rhéologie des sols (en particulier en France dans le cadre du GRECO CNRS : Géomatériaux) ont permis de définir une méthodologie de simulation numérique et de prévision qui a conduit à des outils numériques de dimensionnement utilisables pour des cas pratiques (codes CESAR, GEFDYN, FONDOP par exemple). A ce jour, cependant, l'utilisation de ces codes, ou de codes simplifiés, se heurte à une difficulté pratique majeure, à savoir l'identification des paramètres des modèles de comportement utilisés dans ces codes.

Cette identification est réalisée habituellement à partir d'essais de laboratoire, ce qui conduit à trois types de difficultés :

- le volume faible des échantillons peut mettre en doute leur représentativité ;
- le prélèvement d'un échantillon est toujours une opération délicate (voir impossible pour certains types de matériaux) ; se pose alors le problème du remaniement de l'échantillon ;
- dans un certain nombre de projets seuls sont disponibles des essais in situ (difficultés techniques pour prélever des échantillons, ou difficultés financières liées au coût des essais de laboratoire).

Il apparaît donc extrêmement tentant de proposer une identification basée sur des essais in situ. On se heurte alors à une difficulté majeure liée au fait qu'aucun des essais in situ habituellement utilisés ne permet d'évaluer directement les tenseurs des contraintes et des déformations locaux. De ce fait, les informations obtenues dans un essai in situ sont des résultantes d'intégration de comportements locaux difficiles à analyser en terme de lois de comportement.

Le but de cet article est de montrer comment on peut lever cette difficulté dans le cas de l'essai pressiométrique et de montrer les possibilités ainsi que les limites d'une identification de paramètres intrinsèques basée sur cet essai.

2. LA BASE DE L'ANALYSE

L'essai pressiométrique a été choisi car c'est le seul essai in situ qui présente des conditions aux limites bien maîtrisées et facilement modélisables, et qui donne des informations lors d'un chargement continu, faisant passer le sol du domaine des petites déformations à un domaine de déformations importantes.

Compte tenu de l'existence des cellules de garde ou d'un élanement important de la sonde de mesure, l'hypothèse de déformation plane dans la direction z de l'axe du forage paraît acceptable (ZANIER, 1985).

Le problème aux limites, défini par l'essai pressiométrique, est donc un problème à la fois axisymétrique et en déformation plane, c'est donc un problème monodimensionnel qui pourra être traité en utilisant les seules variables (fig. 1) :

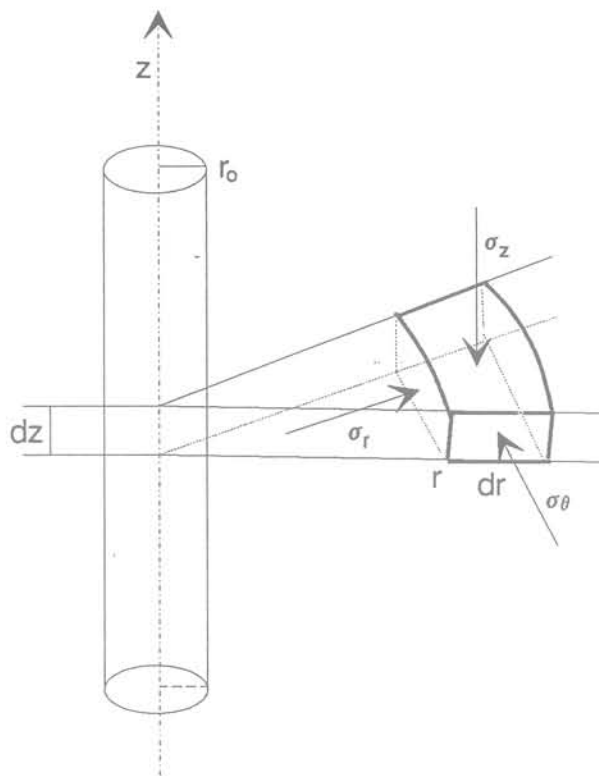


Fig. 1. — Equilibre d'un élément de sol autour du pressiomètre.

Fig. 1. — Equilibrium of a soil element around the pressurimeter probe.

r = coordonnée radiale ;
 u_r = déplacement radial ;
 $\sigma_z, \sigma_r, \sigma_\theta$ = contraintes principales en coordonnées cylindriques.

Les conditions aux limites de l'essai pressiométrique peuvent alors s'écrire, pour un incrément de déplacement du_0 imposé sur les bords du forage ($r = r_0$).

$$\begin{aligned} du_r &= du_0 & \text{pour } r &= r_0 \\ du_r &= 0 & \text{pour } r &= \infty \end{aligned} \quad (1)$$

La seule équation d'équilibre non dégénérée est l'équation d'équilibre dans la direction r qui s'écrit :

$$\frac{d}{dr} (d\sigma_r) + \frac{d\sigma_r}{r} - \frac{d\sigma_\theta}{r} = 0 \quad (2)$$

Pour résoudre cette équation il faut définir la loi de comportement.

2.1. Comportement élastique isotrope

Dans ce cas on aboutit aux résultats bien connus suivants : (E étant le module d'Young et ν le coefficient de Poisson)

$$\begin{aligned} d\varepsilon_r &= \frac{r_0}{r^2} du_0 & d\sigma_r &= \frac{E}{1 + \nu} d\varepsilon_r \\ d\varepsilon_\theta &= -\frac{r_0}{r^2} du_0 & d\sigma_\theta &= \frac{E}{1 + \nu} d\varepsilon_\theta \\ d\varepsilon_z &= 0 & d\sigma_z &= 0 \end{aligned} \quad (3)$$

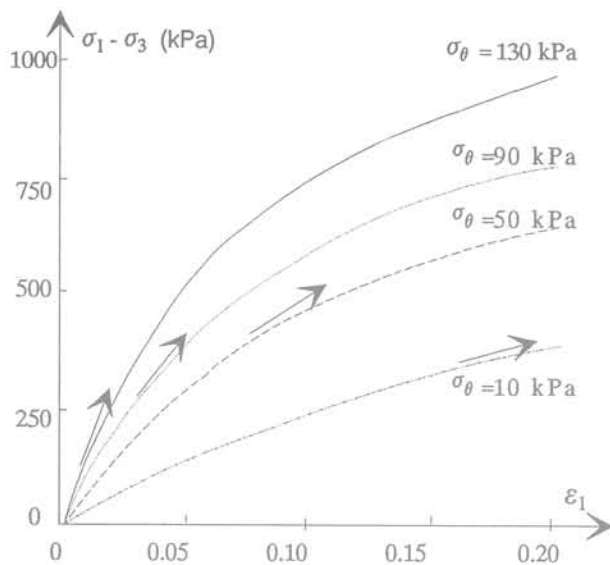


Fig. 3. — Non-linéarité du comportement dans la zone linéaire de la courbe pressiométrique.

Fig. 3. — Nonlinear behavior in the linear part of the pressuremeter curve.

La courbe pressiométrique qui peut apparaître comme globalement linéaire sur une certaine plage de chargement (plage où le module pressiométrique est habituellement calculé) résulte en fait d'une intégration d'un comportement localement non linéaire sur un volume de sol dont la dimension peut elle-même évoluer au cours de la sollicitation.

4.2. Le remaniement autour du forage

Deux procédures d'essais pressiométriques peuvent être utilisées. La plus utilisée en France est la procédure mise au point par Louis MÉNARD (MÉNARD, 1957), (JEZEQUEL et al., 1968) et (GAMBIN et al., 1982) et dans laquelle un forage est tout d'abord réalisé avant la mise en place de la sonde.

La deuxième procédure qui a été mise au point initialement par le LPC de Saint-Brieuc (BAGUELIN et al., 1973) et (BAGUELIN et al., 1978) est la procédure par autoforage (PAF) dans laquelle un outil de forage permet directement la mise en place de la sonde en éliminant la phase de déchargement qui apparaît nécessairement dans la procédure « Louis Ménard ».

Cette phase de déchargement conduit à des valeurs de σ_r faible au voisinage de la sonde et donc à une mise en plasticité locale avec σ_z comme contrainte principale majeure. L'anisotropie ainsi créée au cours du déchargement va influencer de façon importante sur le début de la courbe de rechargement.

L'influence du chargement a ainsi été analysée (CAMBOU et al., 1990) en utilisant le modèle CJS qui est un modèle élasto-plastique susceptible de bien prendre en compte l'anisotropie induite lors d'une sollicitation.

On notera sur la figure 4 la différence entre le module initial obtenu par une procédure de type PAF (sans décharge) et le module pressiométrique obtenu par une procédure classique (déchargement puis rechargement).

Le tableau 1 montre la comparaison entre les différents modules (E_t : tangent, E_s : sécant) définis à partir de

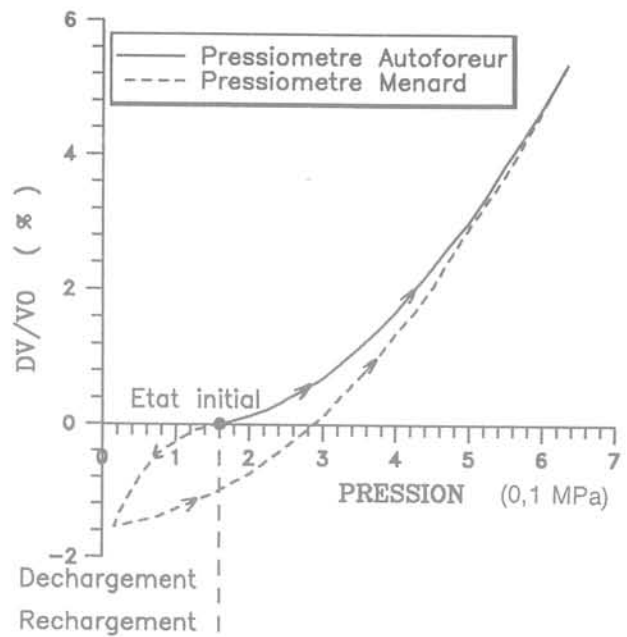


Fig. 4. — Comparaison numérique entre le pressiomètre Ménard et le pressiomètre autoforeur (sable d'Hostun).

Fig. 4. — Numerical comparison between Ménard pressuremeter and the self boring pressuremeter (Hostun sand).

Tableau 1. — Comparaison numérique des caractéristiques obtenues à partir des simulations de l'essai pressiométrique Ménard et l'essai pressiométrique autoforeur (fig. 4).

Table 1. — Comparison between pressuremeter characteristics obtained from numerical simulations of Ménard pressuremeter and self boring pressuremeter (fig 4).

Pressiomètre Ménard (simulation numérique)	Pressiomètre autoforeur (simulation numérique)
$E_p = 34\,580 \text{ kPa}$	$E_t (0\%) = 124\,300 \text{ kPa}$ $E_t (2\%) = 20\,000 \text{ kPa}$ $E_s (2\%) = 34\,600 \text{ kPa}$ $E_s (5\%) = 23\,400 \text{ kPa}$
$P_L = 2\,250 \text{ kPa}$	$P_L = 2\,260 \text{ kPa}$

cette simulation, les ordres de grandeur des différences ainsi obtenues sont similaires aux différences observées dans la pratique entre les résultats obtenus avec le PAF et avec le pressiomètre L. Ménard (BAGUELIN et al., 1978).

On notera aussi que les deux simulations se rejoignent pour des valeurs de variations de volume de l'ordre de 2 à 3 % ce qui conduira à la règle pratique suivante :

— pour un essai de type PAF la procédure d'identification sera conduite en considérant l'ensemble de la courbe pressiométrique ;

— pour un essai de type L. Ménard la procédure d'identification sera conduite en éliminant la partie initiale de la courbe pour laquelle on acceptera que la

Au niveau de la paroi de la sonde la relation entre l'incrément de contrainte radiale et le déplacement radial s'écrit :

$$d\sigma_{r_0} = \frac{E}{1 + \nu} \frac{du_0}{r_0} \quad (4)$$

Dans cette hypothèse (élasticité isotrope) on notera que la sollicitation se fait à contrainte moyenne constante, sans variation de volume locale. Dans cette hypothèse, un essai réalisé avec des conditions aux limites de type non drainé, sera cependant un essai drainé car localement aucune évolution de pression interstitielle ne sera engendrée par la sollicitation.

2.2. Comportement non linéaire

On considère une loi de comportement non linéaire, non visqueuse sous la forme incrémentale générale suivante :

$$d\varepsilon_{ij} = A_{ijkl} d\sigma_{kl} \quad (5)$$

La matrice de passage A_{ijkl} caractérise le comportement pour un incrément de sollicitation donné et dépend de l'état de contrainte actuel ainsi que du chemin de sollicitation suivi. Cette matrice sera évidemment différente pour chaque modèle de comportement envisagé.

L'équation d'équilibre s'écrit alors :

$$a \frac{d^2}{dr^2} (du_r) + \frac{d}{dr} (du_r) + c du_r = 0 \quad (6)$$

a, b, c, sont des fonctions de A_{ijkl} .

La résolution de cette équation différentielle prenant en compte les conditions aux limites définies par les relations (1) ne peut se faire que numériquement.

C'est la méthode des éléments finis qui a été utilisée. La méthode s'avère très facile à mettre en œuvre et très rapide d'utilisation car le problème traité est mono-dimensionnel (r).

3. LES MODÈLES DE COMPORTEMENT ANALYSÉS

Nous avons sélectionné trois modèles :

- le modèle hyperbolique de DUNCAN et CHANG (DUNCAN et al., 1970) qui est un modèle simple avec quelques limitations mais qui semble bien adapté à un certain nombre d'utilisations pratiques n'induisant pas de sollicitations trop complexes ;
- le modèle CAM-CLAY (SCHOFIELD et al., 1968) modifié qui est un modèle bien adapté pour la description du comportement des argiles ;
- le modèle CJS (CAMBOU et al., 1988) qui est un modèle bien adapté pour la modélisation du comportement des matériaux granulaires sous sollicitations complexes.

Ces deux derniers modèles seront surtout utilisés pour une analyse fine de l'essai, en particulier lors de sa mise en place. C'est essentiellement sur le premier modèle qu'une procédure d'identification pratique et utilisable sera proposée.

On notera qu'une loi de comportement est habituellement écrite en contraintes effectives. Dans le cas d'un essai réalisé dans un sol peu perméable, il est nécessaire de prendre en compte la génération de pression interstitielle. Le couplage fluide-solide a donc été introduit mais ne sera pas détaillé dans cet article (SOEGIRI, 1991).

4. ANALYSE DE L'ESSAI PRESSIOMÉTRIQUE

Ce chapitre met l'accent sur cinq points bien connus des spécialistes du pressiomètre qui revêtent une importance déterminante pour la recherche de paramètres intrinsèques.

4.1. Champs non homogènes, comportement non linéaire

La sollicitation pressiométrique conduit à une distribution de contraintes et de déformations non homogènes. On notera sur la figure 2 que l'évolution des contraintes est surtout importante dans un rayon d'environ 20 cm autour de la sonde.

On remarquera que dans le cas d'un comportement non linéaire, la contrainte moyenne n'est pas constante (fig. 2) et la déformation volumique locale n'est pas nulle.

On remarquera aussi que l'on peut distinguer deux zones : la zone proche de la sonde où la contrainte majeure est σ_r , la zone la plus éloignée de la sonde où la contrainte majeure est σ_z . La contrainte σ_θ est toujours la contrainte mineure.

La figure 3 montre les valeurs des modules tangents utilisés pour un certain niveau de sollicitation dans quatre éléments de sol, situés au voisinage de la sonde. On remarquera que ces modules sont très significativement différents.

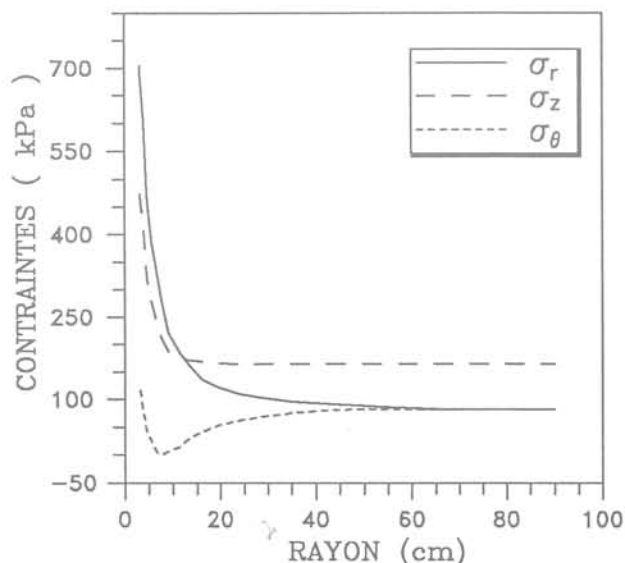


Fig. 2. — Distribution des contraintes le long d'un rayon à la fin de l'expansion.

Fig. 2. — Stress distribution versus radius at the end of the loading.

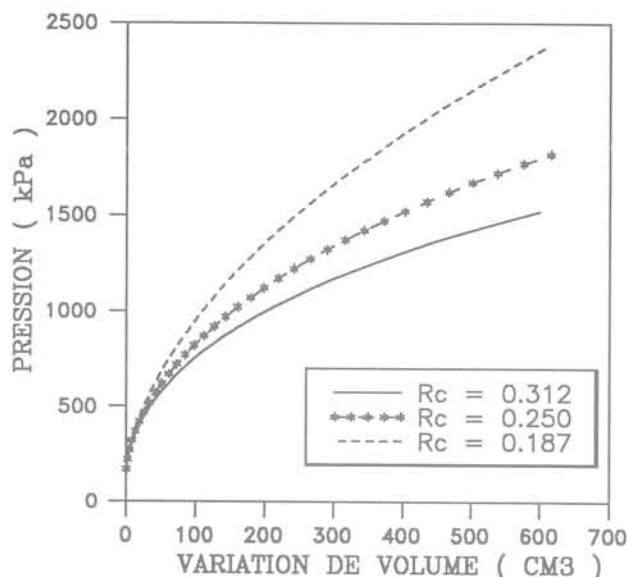


Fig. 7. — Influence du paramètre de dilatance R_c sur la simulation d'un essai pressiométrique (modèle CJS).

Fig. 7. — Influence of the dilatancy parameter R_c on the simulation of pressuremeter test (CJS model).

ne peut pas être directement utilisée pour caractériser le comportement élastique du sol (comportement non linéaire, remaniement autour de la sonde). Pour ce faire il sera possible de réaliser un cycle de déchargement, rechargement. Ce déchargement pourra être réalisé à partir d'une pression proche de la pression de fluage.

La première partie de la courbe de déchargement pourra être utilisée de façon très profitable pour identifier les caractéristiques élastiques des modèles de type élasto-plastiques (fig. 8).

Si le déchargement est poursuivi jusqu'à des pressions faibles, on voit apparaître des non linéarités caractéristiques d'une mise en plasticité au voisinage de la sonde. Cette mise en plasticité se fait après un changement de

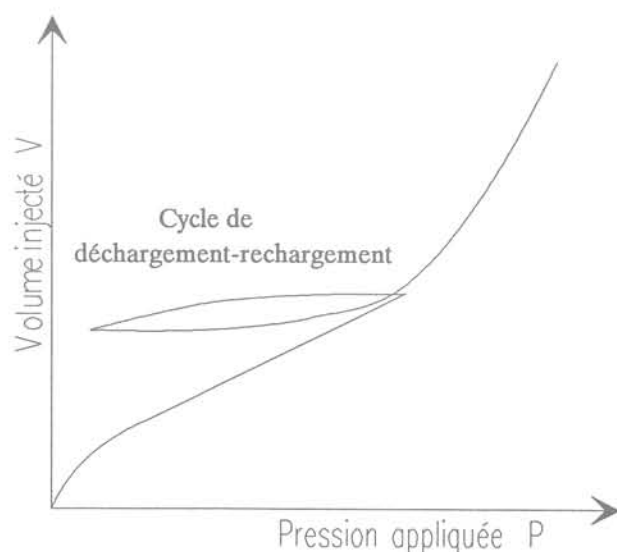


Fig. 8. — Essai pressiométrique avec cycle de décharge-recharge.

Fig. 8. — Pressuremeter test with unloading-reloading cycle.

la direction principale majeure (σ_r en chargement, σ_z en déchargement). Cette partie de la courbe sera utilisée pour identifier l'anisotropie induite lors de la sollicitation en chargement prise en compte dans certains modèles (CJS) par un écrouissage cinématique (fig. 9 et 10).

On notera que l'utilisation d'un cycle de déchargement-rechargement trouvera une application pratique évidente dans le dimensionnement des tunnels en terrains meubles. En effet, lors du creusement, on retrouvera les deux phénomènes mis en évidence dans le déchargement pressiométrique ; décharge élastique en pied et en tête du tunnel, décharge plastique au niveau du diamètre central (fig. 11 et 12).

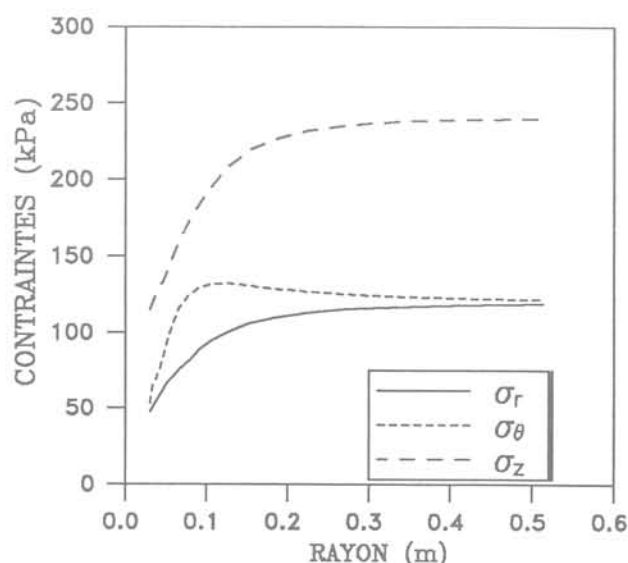


Fig. 9. — Distribution des contraintes autour de la sonde pressiométrique à la fin du déchargement.

Fig. 9. — Stress distribution versus radius at the end of the unloading.

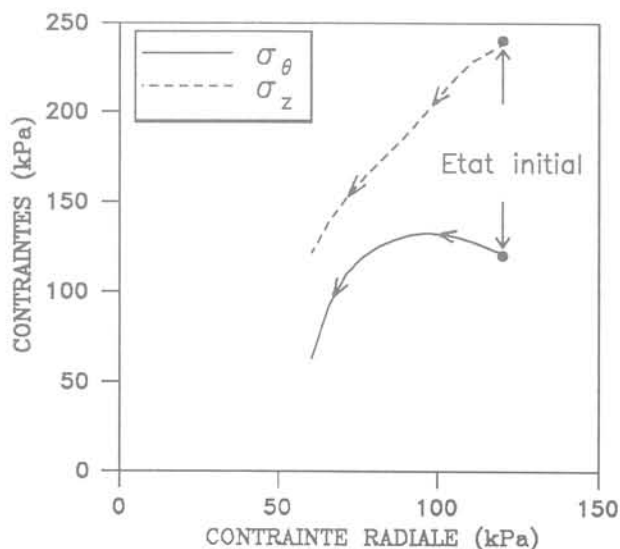


Fig. 10. — Chemins des contraintes au voisinage de la sonde lors du déchargement.

Fig. 10. — Stress path near the boring wall during the unloading.

simulation donne des modules plus raides que l'expérience, le calage se fera en privilégiant la partie de la courbe correspondant à $\Delta V/V > 2,5\%$.

Cette procédure d'identification sera utilisée en particulier pour les modèles relativement simples (DUNCAN et CHANG).

Une alternative à cette solution pourra être d'utiliser l'ensemble de la courbe à condition de simuler aussi la phase de déchargement et d'utiliser un modèle de comportement qui soit susceptible de bien prendre en compte le phénomène d'anisotropie induite (le modèle CJS par exemple).

On insistera donc sur le fait que le début de la courbe pressiométrique qui peut apparaître linéaire résulte en fait de l'intégration d'un comportement non linéaire d'un matériau fortement écroui au voisinage de la sonde, et vierge à une certaine distance radiale. L'information donnée par ce début de courbe doit donc être traitée en toute connaissance de cause.

On notera que le remaniement autour de la sonde est un phénomène complexe dont nous ne prenons en compte ici que la partie liée au déchargement initial.

4.3. L'essai pressiométrique : essai drainé ou non drainé

Lorsque l'essai pressiométrique est réalisé dans un milieu imperméable sous la nappe, il est important de savoir si l'essai peut être considéré comme drainé ou non drainé (CAMBOU et al., 1991). La réponse dépend évidemment de la vitesse de sollicitation utilisée et de la perméabilité du sol analysé (fig. 5 et 6).

Les simulations réalisées montrent que, pour la procédure définie par L. Ménard, l'essai pourra être considéré comme totalement drainé pour $k > 10^{-8}$ m/s et totalement non drainé pour $k < 10^{-10}$ m/s.

Pour des valeurs intermédiaires entre ces deux valeurs de perméabilité l'essai est partiellement drainé et son analyse devra être conduite en prenant en compte une consolidation partielle se produisant en cours d'essai ce qui compliquera l'analyse d'un tel essai.

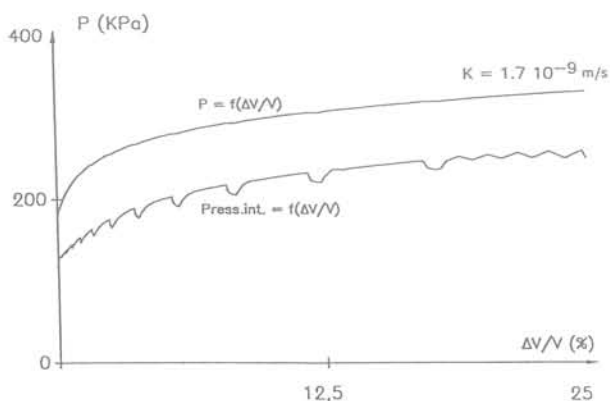


Fig. 5. — Simulation avec un processus de chargement usuel (pressiomètre Ménard) pour le modèle Cam-Clay modifié.
Fig. 5. — Simulation of pressuremeter test with the Cam-Clay model using the usual process of loading (Menard pressure).

Tableau 2. — Condition de l'essai pressiométrique en fonction de la perméabilité du milieu.

Table 2. — Pressuremeter condition related with the soil permeability.

k (m/sec)	condition
$k < 10^{-10}$	non drainée
$10^{-10} < k < 10^{-8}$	intermédiaire
$k > 10^{-8}$	drainé

4.4. Influence de la dilatance

L'essai pressiométrique mesure l'intégrale d'une variation de volume locale sous l'action d'une sollicitation essentiellement déviatoire. Il est donc évident que les propriétés de compressibilité et de dilatance du milieu vont avoir une influence importante sur le résultat de l'essai.

On notera en particulier sur la figure 7 que les caractéristiques de dilatance jouent un rôle important vis-à-vis de l'apparition de grandes déformations plastiques, et donc en particulier vis-à-vis de la pression limite obtenue lors d'un essai. Cela conduit à deux remarques importantes :

- il sera illusoire d'identifier un modèle ne prenant pas en compte le phénomène de dilatance (modèle de DUNCAN-CHANG) pour des essais réalisés dans des milieux fortement dilatants (sables denses, argiles sur-consolidées) ;
- il sera difficile d'apprécier de façon claire le poids respectif des paramètres de rupture (φ par exemple) et des paramètres de dilatance, dans les milieux fortement dilatants car ces deux types de paramètres vont jouer des rôles similaires.

4.5. Utilisation d'un cycle de décharge-recharge

Nous avons vu dans les paragraphes précédents que la partie linéaire de la courbe pressiométrique ne pou-

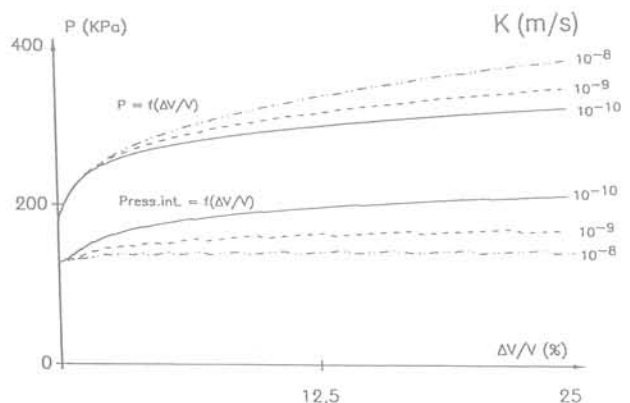


Fig. 6. — Influence de la perméabilité sur la simulation d'un essai pressiométrique (modèle de DUNCAN et CHANG).

Fig. 6. — Influence of permeability on the simulation of pressuremeter test (DUNCAN and CHANG model).

fini par l'utilisateur. Ce type d'utilisation sera intéressant en particulier pour vérifier la validité de paramètres obtenus à partir d'autres essais (essais de laboratoire par exemple), ainsi que pour tester l'influence d'un paramètre difficile à identifier ;

— la courbe expérimentale étant donnée, le logiciel, par une technique d'optimisation, évalue deux des paramètres (k_v et c ou ϕ) qui correspondent au meilleur calage possible entre simulation et courbe expérimentale.

On notera qu'il n'est pas possible d'identifier à partir d'un seul essai à la fois c et ϕ car les influences de ces deux paramètres sont tout à fait analogues.

Dans le cas où on a à identifier le comportement d'une argile saturée de faible perméabilité, on fera l'hypothèse d'un comportement non drainé. Dans ce cas on considérera : $\phi = 0$ et $c_u \neq 0$. Le calcul se fera en condition non drainée sur le milieu biphasique et l'on obtiendra les caractéristiques non drainées du sol.

Si on a à faire à un milieu non cohérent, on imposera $c = 0$ et le logiciel calculera la valeur de ϕ , le calcul sera réalisé alors en condition drainée (matériaux grossiers).

On trouvera sur les figures 14 et 15 les identifications réalisées pour un matériau cohérent et un sable non cohérent.

Dans le cas d'un matériau à la fois frottant et cohérent, il ne sera pas possible d'aboutir à l'identification des deux paramètres c et ϕ à partir d'un seul essai.

Dans ce cas il faudra disposer de deux essais réalisés dans un milieu homogène, à deux profondeurs significativement différentes. Pour chaque profondeur, on calculera les couples (c , ϕ) imposés.

Le couple c et ϕ retenu correspond à celui qui est commun aux deux ensembles définis pour chacune des profondeurs analysées. La figure 16 montre les résultats obtenus dans ce cas.

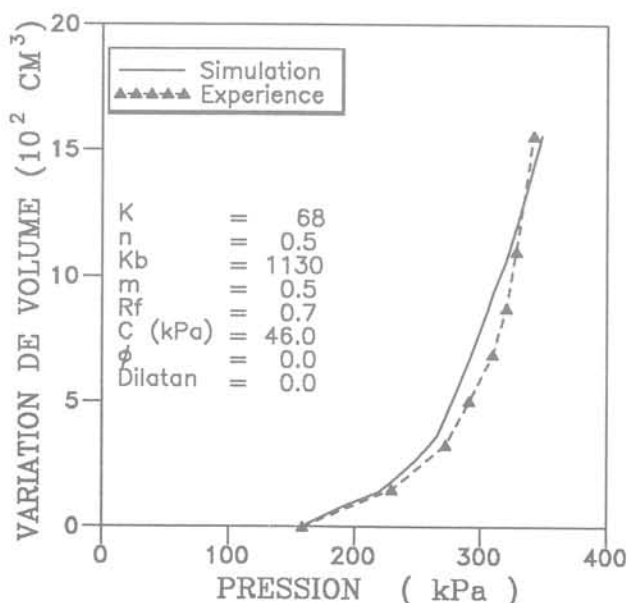


Fig. 14. — Identification des paramètres du comportement de l'argile de Cran (profondeur 11 m).

Fig. 14. — Identification of the behavior of the Cran clay (depth 11 m).

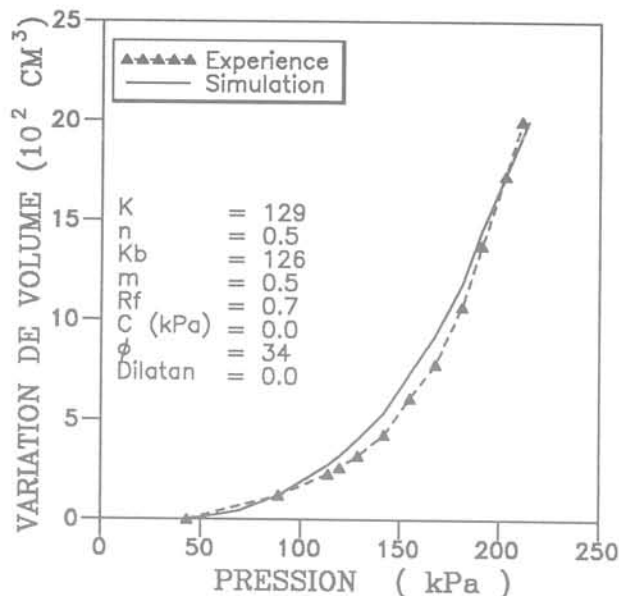


Fig. 15. — Identification des paramètres du comportement d'un sable lâche.

Fig. 15. — Identification of the behavior of a loose sand.

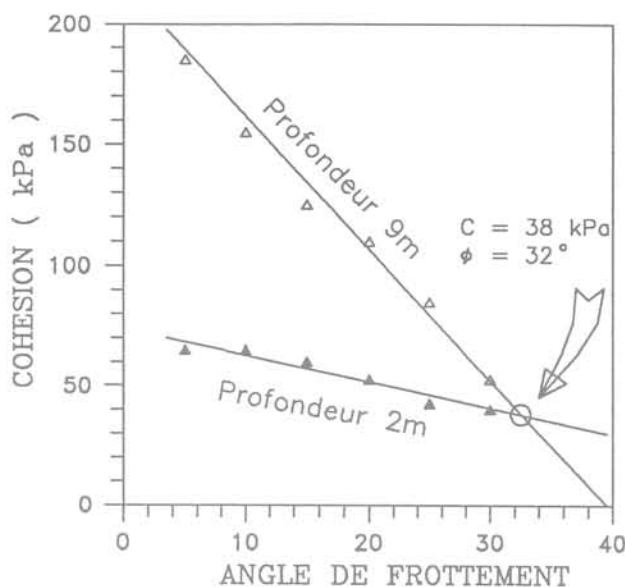


Fig. 16. — Détermination de la cohésion et de l'angle de frottement à partir des deux essais pressiométriques réalisés à deux profondeurs différentes.

Fig. 16. — Definition of the cohesion and friction angle from two pressuremeter tests performed at two different depths.

6. APPLICATION DE LA PROCÉDURE D'IDENTIFICATION POUR LA PRÉVISION DES TASSEMENTS

6.1. Evaluation des tassements sous une centrale nucléaire

La procédure précédemment définie pour l'identification a été appliquée en vue de l'évaluation du tassement des bâtiments d'une centrale nucléaire qui constitue un problème difficile (COSTAZ et al., 1987).

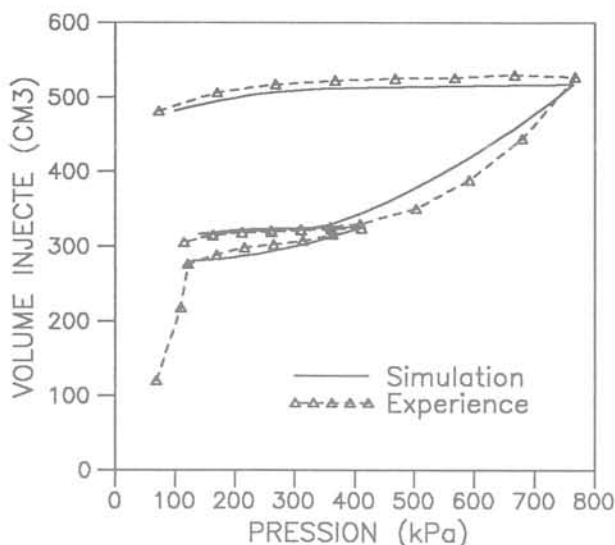
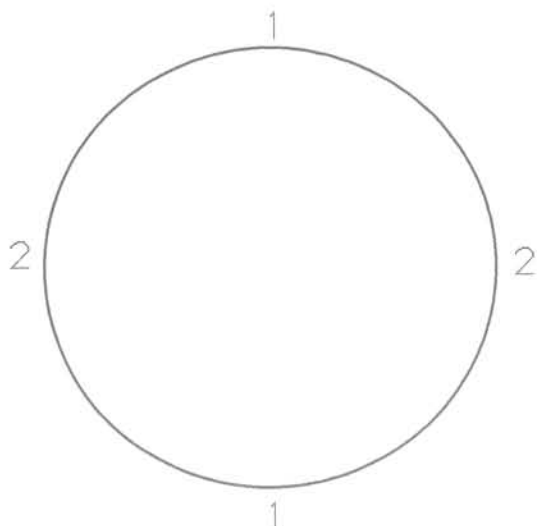


Fig. 11. — Simulation d'un essai pressiométrique avec un cycle de déchargement-rechargement (modèle CJS).

Fig. 11. — Simulation of pressuremeter test with unloading-reloading cycle (CJS model).



1 : décharge élastique avec changement de direction principale majeure

2 : décharge plastique

Fig. 12. — Chemins des contraintes lors du creusement d'un tunnel en terrains meubles.

Fig. 12. — Stress path during a tunnel excavation in soils.

5. UTILISATION DE L'ESSAI PRESSIOMÉTRIQUE POUR L'IDENTIFICATION DU MODÈLE DE DUNCAN-CHANG (CAMBOU et al., 1990)

Le modèle de DUNCAN et CHANG (DUNCAN et al., 1970).

Ce modèle est basé sur les résultats observés lors d'un essai triaxial classique : la courbe contrainte déformation

est assimilée à une hyperbole dont la tangente permet de définir le module d'YOUNG tangent (fig. 13).

$$E_t = \left[1 - \frac{R_f (1 - \sin \varphi) (\sigma_1 - \sigma_3)}{2c \cos \varphi + 2\sigma_3 \sin \varphi} \right]^2 E_i \quad (7)$$

E_i est le module initial que l'on exprime par :

$$E_i = k_e Pa \left(\frac{\sigma_3}{Pa} \right)^n \quad (8)$$

dans lequel Pa est la pression atmosphérique.

Le module tangent volumique s'exprime par :

$$B_t = \frac{1}{3} \frac{d(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)}{d(\varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3)} \quad (9)$$

$$= k_b Pa \left(\frac{\sigma_3}{Pa} \right)^m$$

Ce modèle fait donc apparaître sept paramètres : la cohésion c , l'angle de frottement φ , k_b , k_e , n , m et R_f .

Une étude paramétrique menée sur ces sept constantes a permis de dégager les paramètres qui influent de façon importante sur les résultats d'un essai pressiométrique à savoir :

k_e , c et φ ;

k_b et R_f ont une influence plus faible ;

n et m sont très peu influents.

L'identification sera donc réalisée essentiellement sur les trois paramètres k_e , c et φ .

Le logiciel réalisé nommé PRESSIDENT peut être utilisé de deux façons :

— les paramètres du modèle sont définis par l'utilisateur, le programme permet alors de simuler un essai pressiométrique à une profondeur donnée, p_o étant défini par l'utilisateur. Ce type d'utilisation sera intéressant

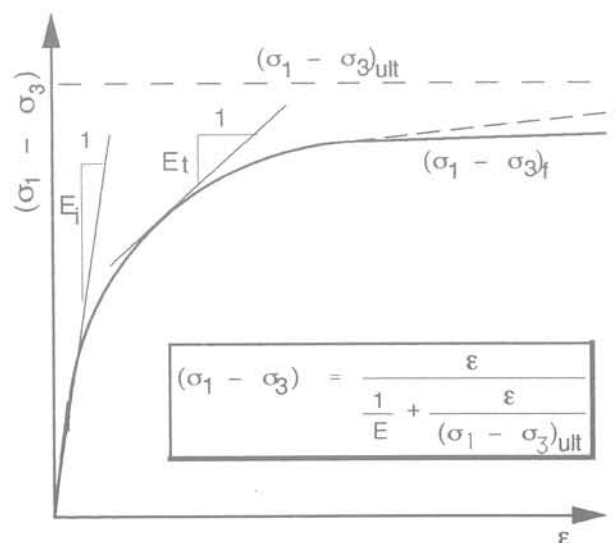


Fig. 13. — Modèle de DUNCAN et CHANG.

Fig. 13. — DUNCAN and CHANG model.

Tableau 3. — Paramètres du modèle de DUNCAN et CHANG pour les différentes couches de la stratigraphie.

Table 3. — Parameters of DUNCAN and CHANG model for the different layers of the stratigraphy.

Matériau	Paramètres du modèle de DUNCAN et CHANG			
Alluvions	$k_e = 500$ $n = 0,5$ $k_b = 500$	$C' = 300$ kPa $\phi' = 39^\circ$ $R_f = 0,7$	$m = 0,5$	
Calcaire de Pithiviers	$k_e = 63$ $n = 0,5$ $k_b = 1\,052$	$C = 564$ kPa $\phi = 0$ $R_f = 0,7$	$m = 0,5$	
	$k_e = 240$ $n = 0,5$ $k_b = 4\,050$	$C = 850$ kPa $\phi = 0$ $R_f = 0,7$	$m = 0,5$	
Calcaire de Morancez	$k_e = 488$ $n = 0,5$ $k_b = 8\,173$	$C = 968$ kPa $\phi = 0$ $R_f = 0,7$	$m = 0,5$	
	$k_e = 34$ $n = 0,5$ $k_b = 556$	$C = 314$ kPa $\phi = 0$ $R_f = 0,7$	$m = 0,5$	
Eocène 1	$k_e = 179$ $n = 0,6$ $k_b = 2\,970$	$C = 1\,092$ kPa $\phi = 0$ $R_f = 0,7$	$m = 0,5$	
Eocène 2 3 4	$k_e = 175$ $n = 0,5$ $k_b = 2\,921$	$C = 1\,987$ kPa $\phi = 0$ $R_f = 0,7$	$m = 0,5$	

Tableau 4. — Comparaison des tassements mesurés et des tassements calculés.

Table 4. — Comparison between measured and forecast settlement.

Bâtiments	BR ₁	BR ₂	BK ₁	BK ₂	1LA	2LA	RR1	BAN	9LA
Tassement moyen total mesuré en octobre 1987 (mm)	230	230	113	108	167	134		146	121
Tassement moyen mesuré sans fluage (mm)	150	125	63	63	101	90		99	101
Tassement moyen estimé sans fluage (mm)	129	129	73	58	95	98	90	109	81

6.2. Evaluation des tassements en surface lors du creusement d'un tunnel

Le tassement en surface lié au creusement d'un tunnel a été évalué en utilisant un calcul par éléments finis (code CESAR-LCPC). Le modèle pris en compte pour ce calcul est le modèle CJS bien adapté pour décrire

les chemins de contrainte rencontrés au voisinage du tunnel (fig. 12). L'identification du modèle a été réalisée en utilisant des essais triaxiaux et dilatométriques.

La figure 21 montre les résultats de l'identification à partir d'un essai dilatométrique pour le tunnel de Villejust creusé dans le sable de Fontainebleau (KAZARIAN, 1990).

Lors du creusement d'un tunnel le déconfinement est défini par le facteur λ qui caractérise la contrainte résiduelle au niveau de la paroi du tunnel.

$$[\sigma] = (1 - \lambda) [\sigma_0] \quad (10)$$

$[\sigma_0]$ étant le tenseur des contraintes initial existant au niveau considéré avant le creusement.

Les figures 22 et 23 montrent les cuvettes de tassement calculées correspondant à deux valeurs de λ qui sont comparées aux mesures obtenues pour deux positions du front de taille.

Ces simulations apparaissent en bon accord avec les mesures. Il faut noter que pour réduire l'influence des conditions aux limites sur les résultats du calcul du tassement, il a fallu élargir la zone analysée et donc le maillage à trois fois la hauteur de couverture du tunnel (GRÈZE, 1991).

CONCLUSION

La procédure décrite dans cet article permet de définir certains paramètres intrinsèques d'un sol à partir de l'essai pressiométrique. Cette procédure a été utilisée dans un certain nombre de cas réels et a conduit à des prévisions en bon accord avec les mesures. Cette procédure présente cependant un certain nombre de li-

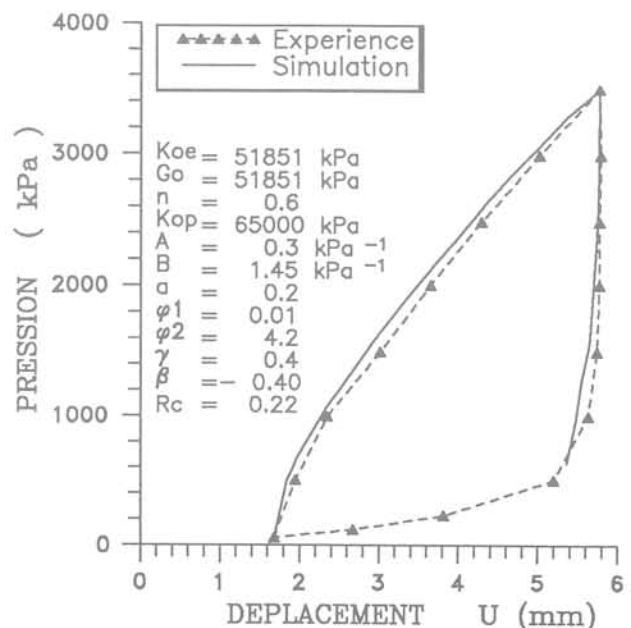


Fig. 21. — Identification du comportement du sable de Fontainebleau à partir d'un essai dilatométrique.

Fig. 21. — Identification of the behavior of the Fontainebleau sand from a dilatometer test.

La stratigraphie du sol sur lequel ont été mis en place les bâtiments ainsi que la localisation des différents bâtiments constituant la centrale nucléaire sont représentées sur les figures 17 et 18.

Le modèle qui a été utilisé est le modèle non linéaire de DUNCAN et CHANG, les figures 19 et 20 montrent les résultats de l'identification du modèle obtenus pour deux essais pressiométriques.

Le tableau 3 récapitule l'ensemble des paramètres du modèle pour les couches de sol apparaissant dans la stratigraphie.

Les tassements des différents bâtiments de la Centrale ont été calculés par le logiciel TENSOR mis au point par EDF-SEPTEN. Ce logiciel basé sur le calcul simplifié de la distribution des accroissements de contrainte par une formulation analytique de type BOUSSINESQ, a été utilisé avec le modèle de comportement de DUNCAN et CHANG. Le tableau 4 permet de comparer les résultats du calcul ainsi obtenus, aux résultats des mesures effectuées sur le site. On peut constater une bonne concordance des résultats expérimentaux et des calculs si on ne prend pas en compte le tassement différent dû au fluage du sol.

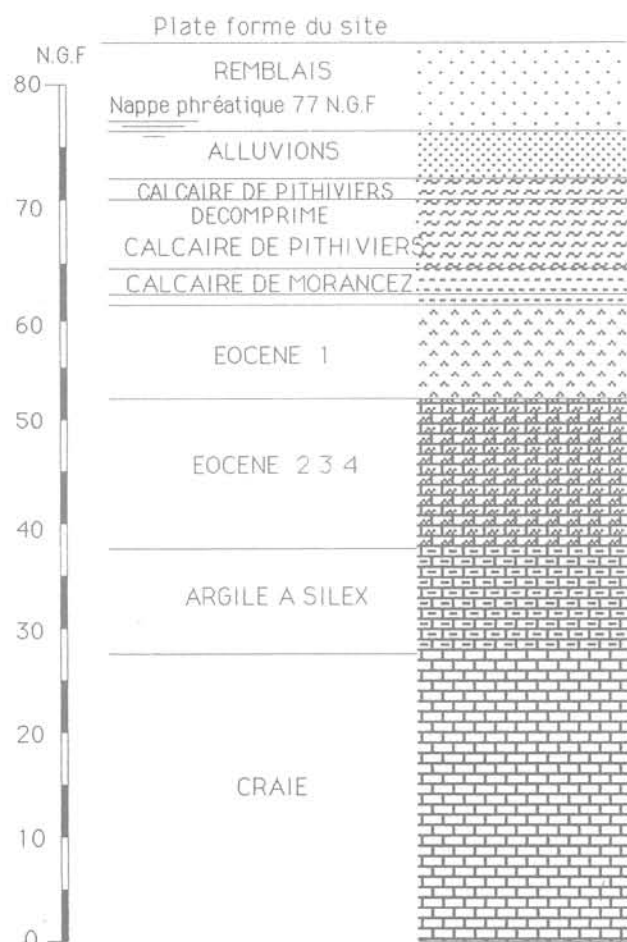


Fig. 17. — Stratigraphie simplifiée au droit du sondage P. 87.01.

Fig. 17. — Simplified stratigraphy of the site (boring P. 87.01).

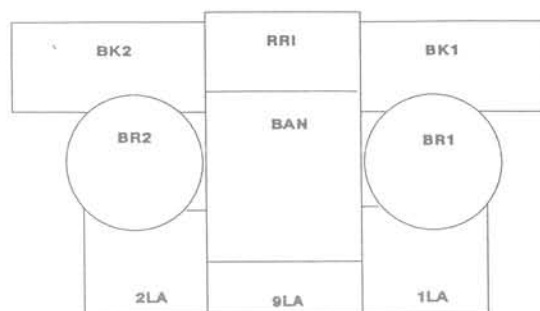


Fig. 18. — Localisation des bâtiments de la centrale nucléaire.

Fig. 18. — Localisation of the building of the nuclear power plant.

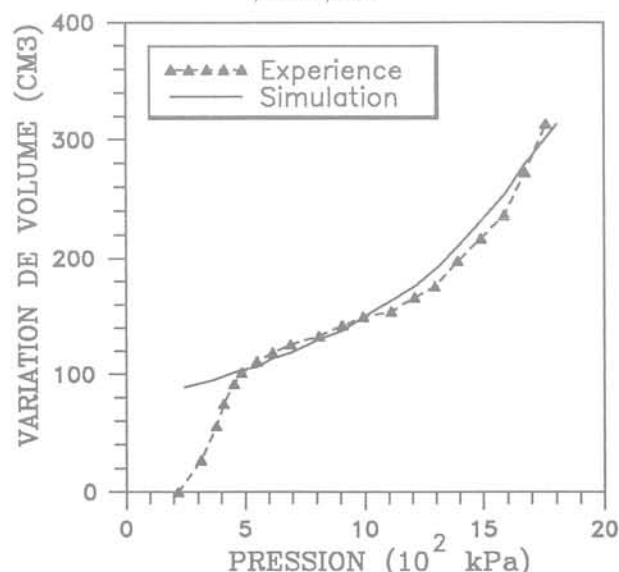


Fig. 19. — Identification des paramètres du comportement du calcaire de Pithiviers (profondeur 20,5 m).

Fig. 19. — Identification of the behavior of the Pithiviers limestone (depth 20.5 m).

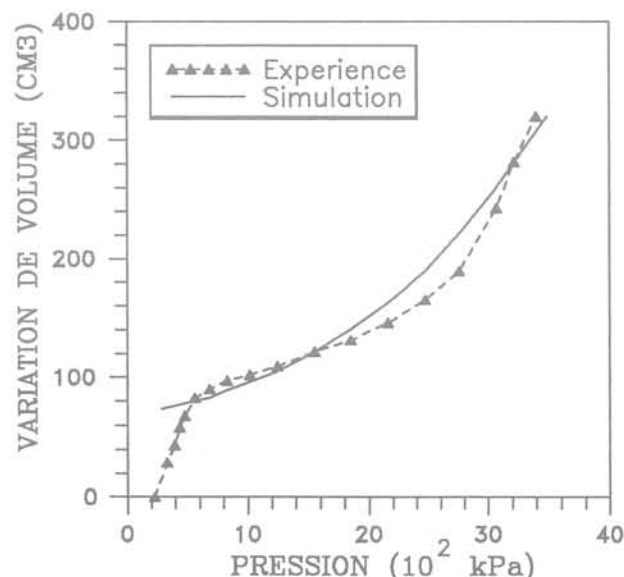


Fig. 20. — Identification des paramètres du comportement du calcaire de Morancez (profondeur 23,5 m).

Fig. 20. — Identification of the behavior of the Morancez limestone (depth 23.5 m).

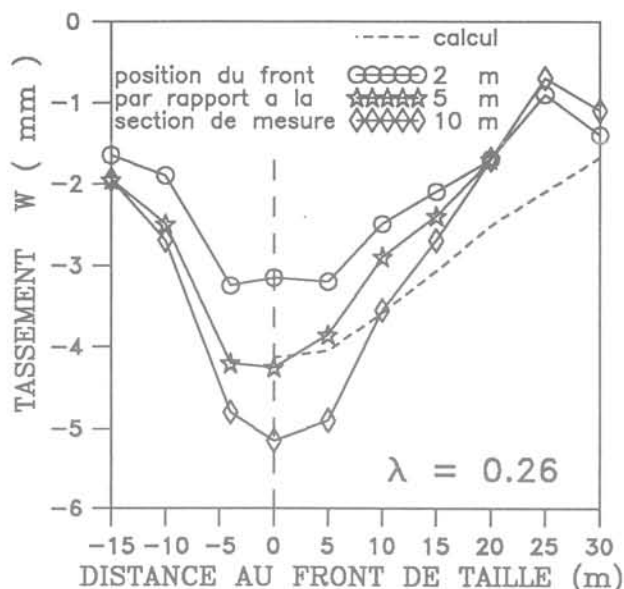


Fig. 22. — Comparaison de la cuvette de tassement mesurée et simulée pour une valeur de $\lambda = 0,26$ (lorsque le front de taille se situe au voisinage de la section de mesure : 2 à 5 m)

Fig. 22. — Comparison of the measured and forecast ground settlement for a value of $\lambda = 0.26$ (2-5 m).

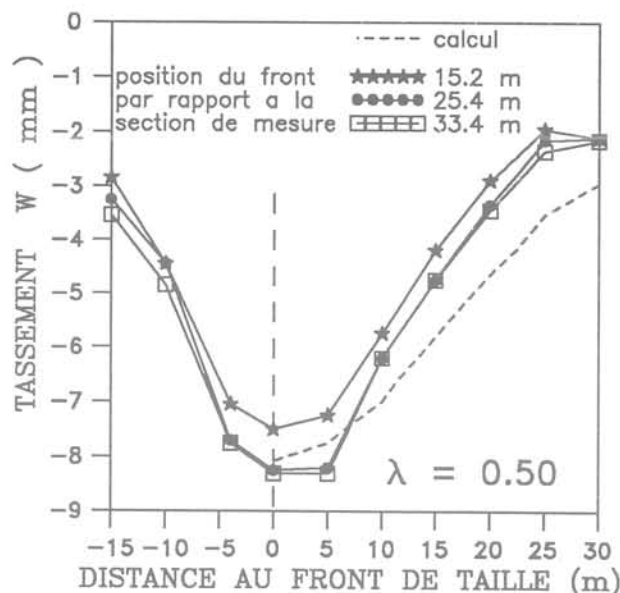


Fig. 23. — Comparaison de la cuvette de tassement mesurée et simulée pour une valeur de $\lambda = 0,5$ (lorsque le front de taille est loin de la section de mesure : > 25 m).

Fig. 23. — Comparison of the measured and forecast ground settlement for a value of $\lambda = 0.5$ (> 25 m).

mitations liées à la qualité du forage, d'une part, à la difficulté de découpler l'influence de certains paramètres d'autre part. Il nous semble cependant, que, utilisée à bon escient, notamment avec un cycle de décharge, cette procédure peut apporter un complément d'information très intéressant sur la reconnaissance des sols. On a intérêt, en particulier pour les projets importants, à recouper les diverses sources d'information, la procédure décrite ici, associée à d'autres plus classiques nous paraît dans cette optique d'un intérêt évident.

REMERCIEMENTS

Les travaux présentés dans cet article ont été réalisés en collaboration avec EDF-SEPTEN d'une part (BOZETTO P., COSTAZ J.-L., HAGHOU M.) et le CETU d'autre part (CHAPEAU C.) que nous remercions pour leur aide technique, scientifique et financière.

RÉFÉRENCES

- BAGUELIN F., JEZEQUEL J.-F. (1973), *Le pressiomètre autoforeur*. Annales de l'ITBTP, vol. 307-308, pp. 133-160.
- BAGUELIN F., JEZEQUEL J.-F., SHIELDS D.H. (1978), *The pressuremeter and foundation engineering*. Trans. Tech. Publications, Aedermannsdorf, Suisse.
- CAMBOU B., JAFARI K. (1988), *Modèle de comportement des sols non cohérents*. Revue Française de Géotechnique, n° 44, juillet 1988, pp. 43-55.
- CAMBOU B., BOUBANGA A., BOZETTO P., HAGHOU M. (1990), *Determination of constitutive parameters from pressuremeter tests*. Avril 1990, Proceedings of the third symposium on pressuremeters, London, Angleterre, pp. 243-252.
- CAMBOU B., BAHAR R., CHAPEAU C., KAZARIAN E. (1990), *Numerical analysis of pressuremeter tests : application to the identification of constitutive models*. Septembre 1990, Proceedings of the european speciality conference on numerical methods in geotechnical engineering, pp. 369-380, Santander, Espagne.
- CAMBOU B., SOEGIRI S., FAY J.-B., LE TIRANT P., NAUROY J.-F. (1991), *Pressiomètre avec mesure de pression interstitielle*. Comptes rendus de la 10^e Conférence européenne de mécanique des sols et des travaux de fondations, vol. 1, pp. 45-48, Florence, Italie.
- COSTAZ J.-L., HAGHOU M. (1987), *Fondation des centrales nucléaires*. Revue Française de Géotechnique, n° 41, 1987, pp. 7-27.
- DUNCAN J.-M., CHANG C.V. (1970), *Non linear analysis of stress and strain in soils*. Journal of the soil mechanics and foundations in geotechnical engineering division, ASCE, vol. 96, n° SM5, 1629-1653.
- GAMBIN M., FRANK R. (1982), *Ménard pressuremeter tests*. Foundation Engineering, Presses ENPC, Paris.
- GRÈZE F. (1992), *Diverses approches des phénomènes de tassements en surface provoqués par l'utilisation d'un tunnelier*. Tunnels et ouvrages souterrains, à paraître.

- JEZEQUEL J.-F., LEMASSON H., TOUZE J., *Le pressiomètre Louis Ménard*. Bulletin de liaison des laboratoires routiers, vol. 32, 1986, pp. 97-120.
- KAZARIAN E. (1991), *Etude de l'essai pressiométrique au moyen de la méthode des éléments finis*. Application des résultats à l'étude du comportement des tunnels. Tunnels et ouvrages souterrains, n° 105, pp. 138-143.
- MÉNARD L., *Mesures in situ des propriétés physiques des sols*. Annales des Ponts et Chaussées, vol. 3, 1957, pp. 357-376.
- SCHOFIELD A., WROTH C.P. (1968), *Critical state soil mechanics*. Morice P.B., Mc Grax Hill, London.
- SOEGIRI S. (1991), *Modélisation de l'essai pressiométrique avec prise en compte de l'interaction fluide-solide : application à l'identification du comportement des sols*. Thèse à l'Ecole centale de Lyon.
- ZANIER F. (1985), *Analyse numérique de l'essai pressiométrique : application au cas des sols cohérents*. Thèse à l'Ecole centrale de Paris.

Amélioration des sols : les fonds injectés dans la craie parisienne

Soil improvement : injected grounds in Parisian chalk

Louis PAREZ

Président Honoraire du CFMS*

Rev. Franç. Géotech. n° 63, pp. 51-56 (avril 1993)

Résumé

La réalisation de constructions souterraines de plus en plus profondes (parkings, locaux techniques...) a posé, ces dernières années, d'importants problèmes dans la région parisienne, particulièrement dans les zones où la nappe phréatique baigne une craie sous-alluviale très perméable (10^{-4} à 10^{-2} m/s).

L'enceinte latérale de ces fouilles est alors réalisée par des parois moulées qui ne peuvent pas être ancrées dans une couche imperméable.

Pour éviter des débits d'exhaure importants, il est nécessaire de réaliser un fond injecté abaissant la perméabilité moyenne de la craie en dessous de $5 \cdot 10^{-6}$ m/s.

La réalisation de tels fonds injectés est délicate et doit suivre impérativement un certain nombre de règles énumérées ci-après. Le moindre écart risque de se traduire par un accroissement important du débit de pompage dont la correction est bien plus coûteuse que l'économie espérée.

Abstract

In recent years, deeper and deeper underground constructions have been built (carparks, technical buildings,...) in the Paris area. This has raised important questions, particularly in the areas where there is a very permeable sub-alluvial chalk (10^{-4} to 10^{-2} m/s) under the ground water.

The surrounding diaphragm walls of these excavations cannot be anchored in a waterproof layer.

To avoid an important pumping flow, it is necessary to lower the average permeability of the chalk below $5 \cdot 10^{-6}$ m/s by creating an injected ground.

The realisation of such injected grounds is very delicate and must absolutely follow a number of rules explained below. Any deviation from these rules could cause an important increase of the pumping rate which would cost more to correct than the changes could hope to save.

* 4, place de Mexico, 75116 Paris.

1. LE PROBLÈME POSÉ

La réalisation de sous-sols de plus en plus profonds pour des parkings ou des locaux techniques pose des problèmes importants en région parisienne où la nappe est proche de la surface.

Lorsqu'il n'existe pas de couche géologique suffisamment imperméable à une profondeur permettant d'ancrer économiquement une paroi d'étanchéité périphérique il n'y a guère que deux solutions :

— ou bien exécuter un plancher inférieur étanche et capable de résister à la poussée de la nappe en crue, soit grâce aux seules charges permanentes de l'ouvrage, soit avec l'aide de tirants ou de pieux travaillant en traction. Mais encore faut-il être capable de rabattre provisoirement et économiquement la nappe pendant la durée des travaux ;

— ou bien réaliser, à une profondeur donnée, et sur une certaine épaisseur, une zone de sol injecté dont la perméabilité moyenne sera telle que la quantité d'eau à pomper soit inférieure à un seuil économique fixé.

Cette dernière solution est relativement facile à réaliser dans le Lutétien (marnes et caillasses — calcaire grossier fissuré).

Elle est beaucoup plus délicate dans la craie sous-alluviale de la région parisienne où elle doit suivre *impérativement* un certain nombre de dispositions.

Le moindre écart risque de se traduire par un accroissement important du débit de pompage, dont la correction est bien plus coûteuse que l'économie espérée.

2. LA CRAIE PARISIENNE, MATÉRIAU INJECTABLE

Avec J. FLORENTIN, G. LHÉRITEAU et M. FAHRI, nous avons publié, au Congrès International de Paris en 1961, une étude de la craie en Bassin parisien.

Cette étude indique que la craie en place est un matériau hétérogène : mélange de blocs séparés par des zones plus marneuses.

Plus récemment, des essais de laboratoire réalisés, à Sol-Essais, sur des prélèvements obtenus dans les banlieues sud-ouest (Issy-les-Moulineaux, Boulogne) indiquent un indice de plasticité faible (3 à 8) et des limites de liquidité peu variables avec la profondeur (26 à 28 %). Mais ce qui est le plus intéressant pour notre problème, c'est la granulométrie et la porosité des couches supérieures de la craie sous-alluviale.

En admettant, avec CAMBEFORT, que la limite de pénétrabilité d'un coulis argile-ciment se situe, sur la courbe granulométrique de la craie entre 0,7 et 1 mm de diamètre des grains, cette limite est dépassée par 45

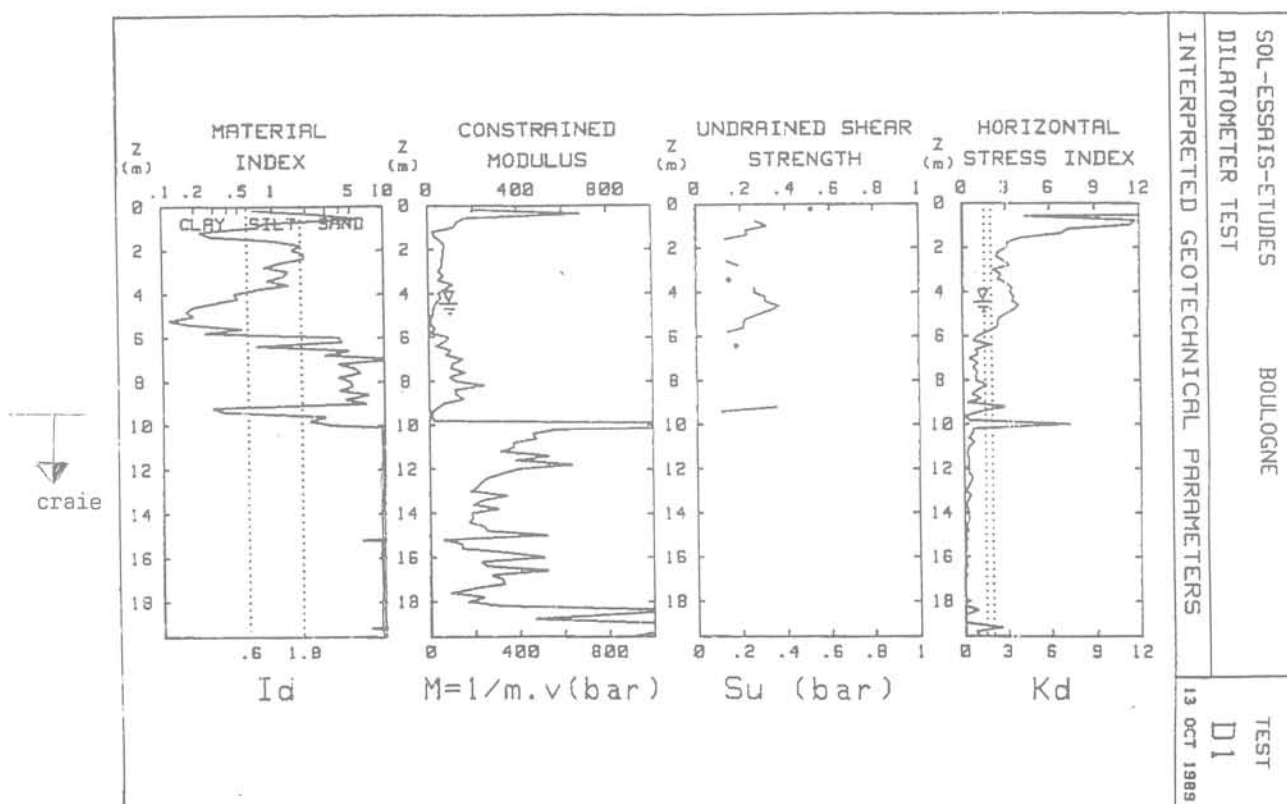


Fig. 1. — Essai au dilatomètre Marchetti dans la craie.

Fig. 1. — Marchetti Dilatometer Test in the chalk.

à 70 % des constituants de la craie, selon les échantillons.

Bien qu'il soit très difficile de carotter correctement la craie, on a pu y mesurer des porosités allant de 43 à

$$47 \% \left(\frac{\text{volume des vides}}{\text{volume total}} \right).$$

Ainsi, pour une porosité moyenne de 45 %, la quantité de coulis qui peut être injectée dans la craie de la région parisienne peut varier de 20 à 31 % de son volume.

Evidemment, les parties les plus fines, très marneuses, ne sont pas injectables, mais elles sont aussi très imperméables ($k = 10^{-7}$ à 10^{-8} m/s).

On voit donc que la craie qui nous intéresse se comporte, pour une bonne partie, comme un sable grossier injectable.

Les essais que nous y avons réalisés au dilatomètre Marchetti et au piézocône le confirment bien (u est souvent négatif).

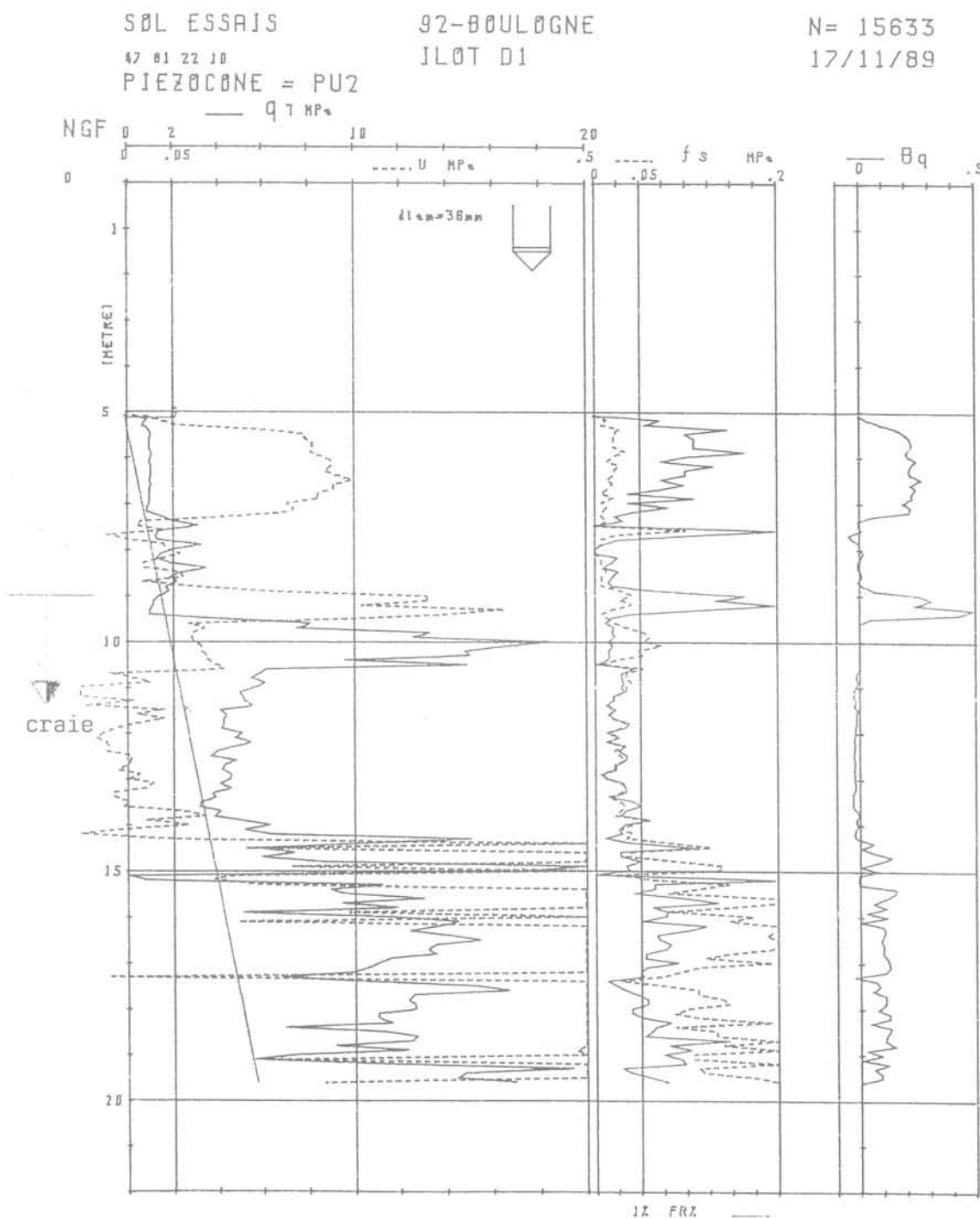


Fig. 2. — Essai piézocône dans la craie.

Fig. 2. — CPTU in the chalk.

3. LA CRAIE PARISIENNE, MATÉRIAU TRÈS PERMÉABLE

Tous les foreurs d'eau de la région ont su exploiter la nappe de la craie qui est très généreuse.

Les valeurs de perméabilité trouvées dans la craie par des essais de pompage sont souvent comprises entre 10^{-4} et 10^{-3} m/s. Elles peuvent parfois monter à 10^{-2} m/s. Ces chiffres sont semblables aux valeurs trouvées dans les alluvions anciennes.

Au piézocône on obtient couramment des t_{50} de 5 à 2 secondes, ce qui correspond aux valeurs de perméabilité indiquées ci-dessus.

4. LE PROJET DE FOND INJECTÉ

4.1. Epaisseur

Le but est d'obtenir, pour un abaissement donné de la nappe, un débit de pompage acceptable économiquement.

Si l'enceinte périphérique est absolument étanche (pas de fuites à la paroi moulée) le débit Q en m^3/h à pomper, pour un abaissement h de la nappe, dans une fouille de surface S en m^2 avec un fond injecté d'épaisseur e en m et de perméabilité moyenne k en m/s est donné par

$$Q = 3600 \cdot \frac{h}{e} \cdot k \cdot S$$

En gros, avec un fond dont la perméabilité est $4 \cdot 10^{-6}$ m/s et l'épaisseur 3 m, on pompe $1 m^3/h$ par $100 m^2$ de surface et par 2 m de rabattement.

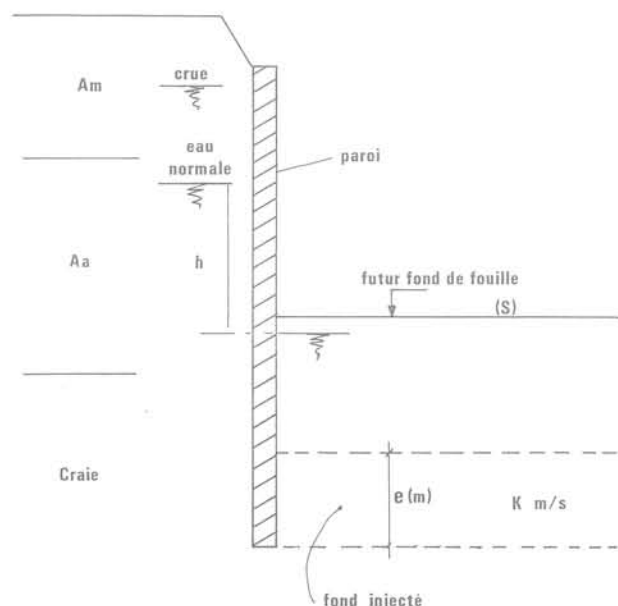


Fig. 3. — Coupe type.
Fig. 3. — Typical view.

Sont donnés :

- le rabattement en cote normale de la nappe,
- la surface de la fouille,
- le débit accepté par le maître d'ouvrage en nappe normale.

L'entrepreneur déterminera l'épaisseur du fond en fonction de la perméabilité moyenne qu'il espère obtenir. Il ne négligera pas de tenir compte du débit de fuite de l'enceinte périphérique.

La puissance installée devra être fonction de la hauteur des crues, mais ce n'est pas cela qui influence beaucoup le coût annuel d'exploitation.

4.2. Stabilité

La paroi périphérique est vérifiée classiquement en tant que soutènement et à la condition de renard.

La stabilité du fond au soulèvement est calculée en supposant le niveau de l'eau à l'intérieur de la fouille proche de la cote de terrassement. Le poids volumique du sol déjaugé est pris égal à $10 kN/m^3$ et on admet par sécurité que la perte de charge se produit en partie haute du fond injecté.

La cote du dessus du fond injecté est alors vérifiée dans les cas suivants :

- en phase travaux avec la cote de crue admise en période de chantier ;
- en phase définitive, avec la crue maximale, en prenant en compte le poids mort du bâtiment si celui-ci est réparti au-dessus du fond injecté ;
- on conserve une garde d'au moins un mètre entre la base des alluvions anciennes et le dessus du fond injecté pour éviter une surconsommation de coulis.

Enfin il faut prévoir des puits de décharge, si le fond de fouille est peu perméable.

5. RÉALISATION DU FOND INJECTÉ

5.1. Volume à injecter

Comme indiqué précédemment, les quantités de coulis peuvent varier de 20 à 31 % du volume du fond injecté. Comme il s'en perd toujours un peu en parties haute et basse, il faut compter sur un minimum de 25 % avec un maximum de 35 %.

5.2. Maillage

Les forages d'injection sont répartis selon un certain maillage dont l'entr'axe ne devrait pas dépasser 2,50 m en partie courante.

La première ligne, à proximité de la paroi périphérique, doit être au maximum à 1 m de celle-ci, l'entr'axe des forages étant de 2 m.

La deuxième ligne, à 2 m de la précédente, aura le même entr'axe de 2 m.

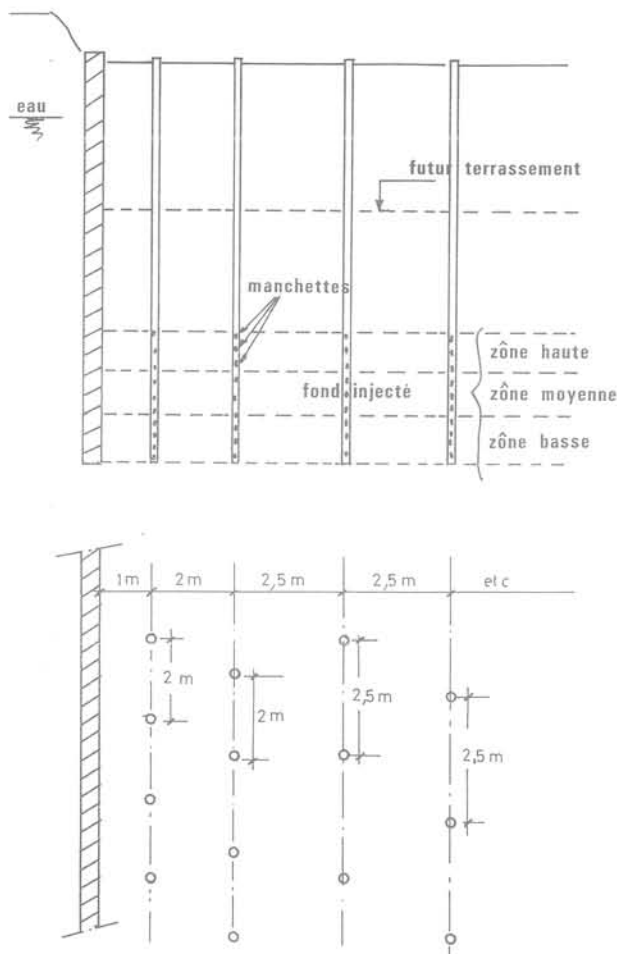


Fig. 4. — Implantation des forages.
Fig. 4. — Implantation of the boreholes.

5.3. Tubes

L'injection se fait par des tubes à manchettes scellés dans un coulis de gaine (3 manchettes par mètre dans la hauteur du fond injecté).

5.4. Passes

L'épaisseur du fond injecté est partagée en trois zones de hauteurs sensiblement égales.

L'injection se fait, manchette par manchette, à l'obturateur double et par passes :

- d'abord tous les forages sont injectés en zone haute sans trop pousser la pression, en notant bien les volumes injectés à chaque manchette ;
- ensuite, tous les forages sont injectés en zone basse, dans les mêmes conditions ;
- puis la zone centrale de chaque forage est injectée en augmentant la pression (en faisant attention au fait que les pertes de charge dans les tuyauteries peuvent être très importantes).

Le volume de coulis injecté à chaque manchette est toujours noté.

Aucun tube ne doit évidemment échapper.

Il est souvent nécessaire de reprendre la zone basse et la zone centrale.

En fin d'injection la montée en pression doit être significative et le volume injecté doit se placer dans la fourchette indiquée précédemment.

6. POINTS DÉLICATS

Le raccordement du fond injecté avec la paroi périphérique est toujours délicat. Les bases de l'un et de l'autre devraient être au même niveau et chaque panneau de paroi devrait comporter au moins un tube par lequel on puisse faire, à la fin, une injection destinée à améliorer le raccordement.

De la même façon, la traversée du fond injecté par des pieux comporte un gros risque de fuites, même si le fond est injecté après l'exécution des pieux, car le coulis semble s'arrêter un peu avant la barrière que représente le béton des pieux... ou de la paroi.

7. CONTRÔLE

Avant de réaliser les terrassements, il faut vérifier le débit global de fuite par quelques puits de pompage dont le forage est arrêté nettement au-dessus du fond injecté.

De même, quelques piézomètres sont installés à l'intérieur de l'enceinte et au moins un à l'extérieur.

Si le débit global est supérieur au débit contractuel l'injection est reprise.

Pour ces essais de pompage, la méthode rapide donnée par Madame IAGOLNITZER et Monsieur MONNET de l'Entreprise BACHY dans le n° 55 de la RFG d'avril 1991 est tout à fait recommandée.

Il est, en général, difficile d'apprécier le débit qui peut passer à travers la paroi périphérique (entre les panneaux ou par une zone de bétonnage défectueux).

8. CONCLUSION

En appliquant les indications précédentes, on doit obtenir une perméabilité moyenne du fond de $3 \text{ à } 4 \cdot 10^{-6} \text{ m/s}$ dans la craie parisienne.

Avec une équipe très minutieuse, et en injectant deux fois les zones basse et médiane, on peut arriver à ob-

tenir 2.10^{-6} qui semble actuellement la limite économique.

Etant donné l'hétérogénéité de la craie, le maître d'ouvrage ne devrait pas imposer une valeur de débit global mais plutôt une fourchette de valeurs (par exemple $D \pm 20\%$).

On pourrait aussi envisager d'intéresser l'entrepreneur à l'économie de pompage.

BIBLIOGRAPHIE

- FLORENTIN J. et al. (1961), *Observations faites sur la craie comme couche de fondation*. 5^e Congrès International de Mécanique des Sols, Paris, 1/17, pp. 101-105.
- IAGOLNITZER Y. et MONNET A. (1991), *Interprétation d'essai de pompage dynamique dans les enceintes fermées*. Revue Française de Géotechnique n° 55, avril 1991, pp. 34-35.

Sur la stabilité des pentes et des pics

About the stability of slopes and peaks

Pierre DUFFAUT*

Rev. Franç. Géotech. n° 63, pp. 57-64 (avril 1993)

Résumé

L'étude des versants instables et celle des bâtiments exceptionnels pourrait s'appuyer sur celle des versants stables de grande hauteur et raideur. Les données rassemblées sur des pentes des Alpes françaises et suisses, et sur quelques pentes de Norvège et de Nouvelle-Zélande montrent bien que la pente décroît quand la hauteur croît ; elles montrent aussi que les pics et arêtes isolés dépassent de très loin les barrages. Assurément l'eau souterraine y est d'autant moins dangereuse que ces édifices naturels sont plus élancés. Il n'y a pas de théorie satisfaisante sur la stabilité des versants extrêmes, et la confiance qu'on leur porte tient seulement à la rareté des mouvements de masse qu'on y constate.

Abstract

Studies for unstable slopes and for exceptional buildings could be founded on the knowledge of slopes stable in spite of their great height and steepness. Slope data gathered from French and Swiss Alps, and a few from Norway and New Zealand, show that the slope angle decreases when the height increases. Also that isolated peaks and ridges overpass by far the highest towers and dams. Certainly groundwater is the less dangerous inside the sharpest summits. There is no satisfactory theory about the stability of extreme slopes ; we only rely on them owing to the scarcity of their failures.

* 130, rue de Rennes, 75006 Paris.

1. INTRODUCTION

L'empirisme de l'ingénieur se base sur des essais plus ou moins réussis ; mais à l'origine il a dû mettre à profit les exemples proposés par la nature. Aujourd'hui encore ces exemples gardent toute leur valeur, surtout lorsqu'ils dépassent largement la pratique courante ; c'est le cas des reliefs de hauteur et de raideur exceptionnelles, comme des cavernes naturelles de portée exceptionnelle. Ce qui est nouveau, c'est que le rationalisme du même ingénieur l'oblige à justifier ce qu'il observe avant de prétendre l'imiter.

Ainsi existe-t-il d'immenses *salles souterraines naturelles*, stables depuis des millénaires (GILLI, 1984) ; il a fallu attendre la patinoire olympique de Gjøvik en Norvège (en fin de construction pour les prochains jeux d'hiver à Lillehammer) pour oser une salle souterraine de 62 m de portée, très loin au-delà de tous les précédents en génie civil, mais 5 ou 6 fois moins que la plus grande grotte connue (Nasib Lubang Bagus, Malaisie, 400 m de portée environ).

De même les *pyramides naturelles* des reliefs les plus hardis sont-elles sans commune mesure avec les constructions humaines ; pour tirer parti de ces exemples, encore faut-il les connaître ; peu d'études sont consacrées aux pentes « stables ».

L'étude présentée ici concerne exclusivement des pentes « extrêmes », tant par la hauteur que par la raideur. La démarche s'inspire de celle suivie à l'instigation de R. Théron dans la comparaison entre les grottes naturelles de portée exceptionnelle et les cavernes des ingénieurs (GILLI, 1984 ; DUFFAUT et al., 1986). Comme pour les cavernes, elle confirme le rôle de l'eau souterraine, en outre elle conduit à séparer le comportement des pentes de celui des pics isolés (DUFFAUT, 1992), ce qui justifie le titre choisi.

2. PRÉLIMINAIRES

Comme ingénieur géologue à Electricité de France, l'auteur s'est trouvé constamment confronté à l'instabilité des pentes. En effet, il y a dans presque toutes les vallées de montagne des ouvrages d'EDF susceptibles de souffrir de ces mouvements. Plus grave encore, ils peuvent être soupçonnés de les avoir provoqués, puisque ces ouvrages apportent ou retiennent de l'eau ; ainsi s'est-il convaincu que *tout versant est un barrage* (DUFFAUT et LOUIS, 1972).

En 1968, l'auteur a constaté avec surprise que les exploitants de mines à ciel ouvert cherchaient par tâtonnements la « pente stable limite » qu'ils pourraient ensuite prolonger quelle que soit la profondeur, démarche qui négligeait l'eau (rare autour de certaines mines), mais surtout démarche contraire au théorème de Galilée sur l'impossibilité des géants (1). Don COATES (et al., 1963) paraît le premier à avoir mis, pour les mines à ciel ouvert, l'accent sur la cohésion : comme on le sait au moins depuis Coulomb, *la pente limite dépend de sa hauteur* (et réciproquement) ; Coates propose le type de graphe repris ci-dessous pour séparer des talus de mines stables et instables.

Au Bureau de recherches géologiques et minières à partir de 1977, l'auteur a eu accès à de nombreuses études et publications, en particulier sur les volcans, les terrils et les barrages en remblais (notamment les digues à stériles), d'où cette conclusion que *les volcans sont des terrils* (DUFFAUT, 1987). Le glissement sous-marin du delta du Var (pendant le chantier de l'aéroport de Nice) a bien montré que, pour les reliefs naturels aussi, il faut séparer les pentes en déblai et en remblai.

3. DONNÉES EXPLOITÉES

L'étude est limitée à des pentes dont les mesures sont accessibles sur les cartes (2), à l'exclusion de toute mesure sur le terrain. Les meilleures cartes sont les cartes de Suisse aux 1/25 000 et 1/50 000, les cartes françaises ont été utilisées aussi et localement des cartes de Norvège et de Nouvelle-Zélande, malgré des échelles moins adaptées à ces mesures ; les hauteurs dépassent toutes 500 m, pour minimiser l'influence des erreurs de lecture des distances.

L'étude est limitée aux montagnes granitiques, pour éviter les conséquences trop évidentes des structures internes des roches stratifiées ou métamorphiques. Une grande quantité de mesures vient des massifs alpins, Mont-Blanc et Suisse. Il s'agit surtout de contreforts ou d'éperons au flanc des massifs, mais aussi de pics isolés et d'arêtes. Deux pics ont été plus précisément considérés, le Cervin en Suisse, le Stetinden en Norvège (visité en mai 1991), deux arêtes (3), la Meije en France, et le Mitre Peak en Nouvelle-Zélande (visité en février 1992). Toutes ces régions ont subi les glaciations quaternaires et restent proches des glaciers actuels.

• Le **massif du Mont-Blanc** s'allonge entre deux profondes vallées parallèles, avec des pentes dissymétriques, plus raides mais un peu moins hautes sur le versant italien :

— sur l'Italie :		
plus forte dénivelée	3 080 m	pente 33°
— sur la France :	3 700 m	25°
— et à l'aiguille Verte :	3 000 m	31°

mais les éperons et pics marginaux sont plus raides :

— sur l'Italie :		
aig. Noire de Peuterey	2 220 m	43°
mont Noir de Peuterey	1 200 m	50°
— sur la France :		
aig. du Midi (rocher)	1 040 m	53°
face supérieure		
de l'aig. du Plan	650 m	62°

(1) Cette considération simpliste de la pente se perpétue dans la pratique des cartes de pentes, lorsque la hauteur et l'eau souterraine sont négligées.

(2) L'exploitation d'images satellites doit permettre de simplifier le travail présenté ici et de l'étendre à des régions peu cartographiées.

(3) Arête est pris ici dans deux sens différents : arêtes d'un sommet pyramidal (intersections de ses faces) ; et crêtes à multiples pointes de hauteur comparable, qui n'ont que deux faces, et qu'il vaudrait mieux appeler « râtaux », à l'image de quelques sommets de la Vanoise et de l'Oisans.

et les raideurs extrêmes sont observées sur des faces et promontoires donnant sur les glaciers internes :

— Grand Dru, sur la Mer de Glace	2 000 m	42°
— éperon Walker (Grandes Jorasses)	1 200 m	61°
— pointe Croux (aig. Verte)	660 m	64°
— Grand Dru sur la Charpoua au sud	920 m	59°
— Grand Dru sur la Charpoua au sud-est	500 m	64°

Ces exemples montrent bien que la pente diminue lorsque la hauteur augmente (et aussi que les récits d'alpinistes exagèrent volontiers lesdites pentes).

Le massif ne montre pas de sommet aussi isolé que le Cervin, mais il présente deux arêtes remarquables :

— les Grandes Jorasses :		
face SE	2 500 m	41°
face NW (déjà citée)	1 200 m	61°
— l'ensemble Droites-Courtes :		
face NE	1 200 m	51 à 56°
face SW	700 m	50°

Les Alpes suisses sont plus riches en sommets isolés, dont le Cervin (ou Matterhorn, 4 477 m) est le plus remarquable exemple.

• Le **Cervin** (fig. 1) est une pyramide effilée à quatre faces, dominant de 1 000 m les cols qui l'entourent sur la crête frontière entre Suisse et Italie, de 2 500 et 2 800 m les villages de Breuil au sud (Italie) et de Zermatt au nord (Suisse). Il a une pente moyenne de 60°



Fig. 1. — Le Cervin, vu de l'ENE (du Stockhorn) ; la face nord à droite, l'arête de Furggen à gauche ; le seul 4 000 proche, la dent d'Hérens, est cachée derrière le Cervin (photo de l'auteur).

Fig. 1. — Matterhorn, from ENE (Stockhorn) ; north face on right, Furggengrat on left ; the only 4 000 nearby, Hérens peak, is hidden behind Matterhorn.

sur 1 000 m pour l'ensemble de ses faces, de 38° sur 1 000 m pour l'ensemble de ses arêtes :

— face nord	1 000 m 64°	mais 2 200 m 41°
— face est	1 100 m 51°	1 500 m 47°
— face sud	1 200 m 59°	2 500 m 26°
— face ouest	1 350 m 56°	
— arête ENE	1 500 m 36°	(a. du Hornli, voie normale),
— arête SE	1 150 m 48°	(a. de Furggen sur Furggloch),
— arête WSW	1 000 m 26°	(sur col Tournanche)
— arête NW	2 000 m 40°	(arête de Zmutt)

• Le **Weisshorn** (4 505 m) est une pyramide à trois faces très régulières, mais avec une arête de faible hauteur et pente au NNW (400 m à 14°) ; sa face ouest est haute de 1 300 m à 50° ; il domine à l'est la vallée de la Viège de 3 100 m à 33°.

• La **Dent blanche** (4 356 m) a quatre faces, avec une arête sud de 500 m à 27° seulement ; sa face NE est haute de 900 m à 57°. Au voisinage le **Zinalrothorn** (4 221 m) a des faces de hauteur plus modestes mais plus raides : face est, 680 m à 68° (record enregistré dans les Alpes) ; face ouest, 410 m à 54°.

• Plus au nord, le **Finsteraarhorn** (4 274 m), dans le massif de l'Aar, est une aiguille isolée sur une longue arête ; sa face NE est haute de 1 050 m à 63°, comparable à la face nord du Cervin.

• En Norvège, près de Narvik, le **Stetinden** (Gudens ambolt, Enclume du Dieu, en raison de son curieux sommet tronqué, cf. fig. 2), s'élève d'un seul jet à 1 392 m au bord du Stefjord. C'est une pyramide à trois faces dont la partie supérieure est plus effilée que le Cervin sur au moins 700 m de haut (mais seulement dans une direction, il se dresse à l'extrémité d'une sorte d'arête) :

— face nord : pente moyenne	1 392 m	49°
partie supérieure	790 m	69°
partie inférieure	600 m	36°

(il ne s'agit pas d'éboulis, mais de roche en place, en dalles parallèles au versant, découpées par la décompression) ;

— face ouest : régulièrement concave	1 200 m	40°
partie supérieure	700 m	62°
— face est : pente moyenne	1 000 m	39°
partie supérieure	500 m	62°

Les environs montrent beaucoup de parois raides quoique de hauteur inférieure à 1 500 m, et beaucoup de crêtes très dissymétriques, une face en pente douce ou même un plateau étant opposé à une face raide :

— maximum de 68° sur 500 m (Prestinden, 1 336 m)	
— pentes de 45 à 50° sur 1 000 m à 1 200 m,	
40° sur 1 450 m.	

En raison de l'échelle et du figuré des courbes de niveau, ces données sont moins précises que dans les Alpes, mais en revanche il faut souligner combien la concavité de certains versants est extraordinairement régulière, parfois sur des kilomètres de longueur (Hangbakktinden en rive droite du Skjomenfjord, pente moyenne 40° sur 1 400 m, avec une tangente verticale au sommet, sur environ 5 km).

• Les **arêtes de la Meije** (3 987 m), dans le massif de l'Oisans (fig. 3), sont célèbres par leur face sud très

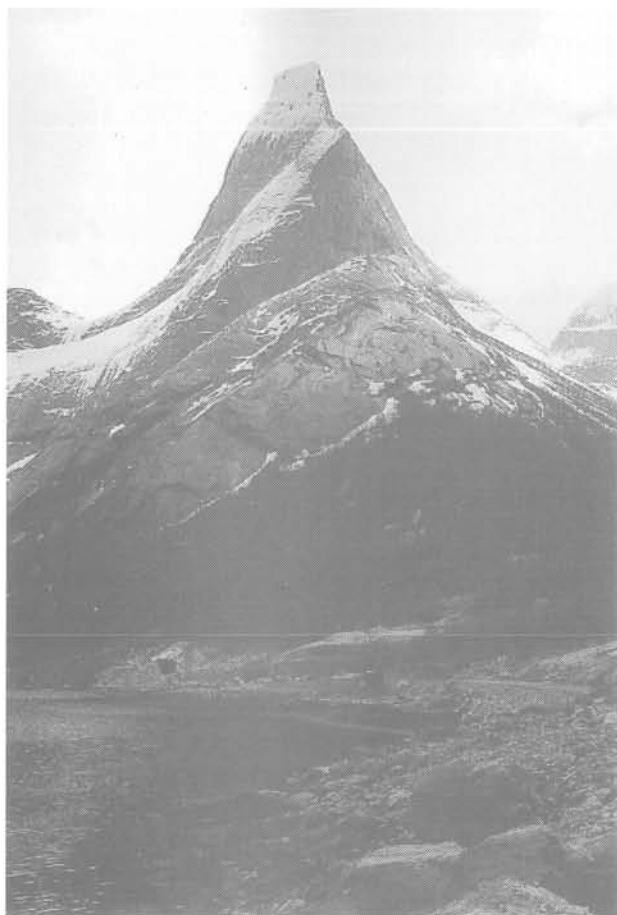


Fig. 2. — Le Stetinden, vu du NW (de la route de Kjöpvik, en construction) ; la face nord vue de profil à gauche, la face ouest à droite ; l'escalade attire des grimpeurs de tout premier plan (photo de l'auteur).

Fig. 2. — Stetinden, from NW (the road to Kjöpvik, then under construction) ; north face in profile on left, west face on right ; first rank climbers come there from worldwide.

raide, opposée à une face nord glaciaire en pente modérée :

— face nord : jusqu'au torrent	2 500 m	31°
partie supérieure	2 000 m	41°
facette NNW	700 m	60°
— face sud :	700 m	66°

(murs verticaux alternant avec des replats glaciaires).

• En Nouvelle-Zélande, le **Mitre Peak** (fig. 4) est l'attraction touristique de l'île du Sud, Milford Sound, Fjordland. Il domine les eaux du fjord de 1 694 m. Il s'agit d'une longue arête, de près de 3 km, qui culmine d'ailleurs un peu au-delà du sommet nommé ; contrairement aux deux exemples précédents, la pente diminue au voisinage du sommet. Le massif au sud du Milford Sound est creusé de profondes vallées séparées par de minces arêtes, par exemple le sommet nommé Terror Peak. La carte de la rive droite du fjord n'étant pas disponible, il n'a pas été possible de mesurer les pentes très raides que l'on y voit (peut-être 75° sur un millier de mètres, fig. 5) :

— Mitre : face fjord	1 694 m	48°
face derrière	1 385 m	52°



Fig. 3. — La Meije, vue du SSE ; la face sud des arêtes de la Meije est vue en biais, de la Brèche et du « promontoire » qui porte le refuge du même nom, au sommet du Grand Pic, point culminant, au centre le Glacier carré, la muraille s'étend à droite en perdant de la hauteur (photo de l'auteur).

Fig. 3. — La Meije, from SSE ; south face of the ridge, seen at an angle, from left to right « la Brèche » pass, the « Glacier Carré » over the « Promontoire » hut, and the main summit « Grand Pic » ; the height of the wall decreases from left to right.

— 2° sommet : face fjord	1 722 m	49°
face derrière	1 420 m	54°
— Terror : face NE	1 180 m	48°
face SW	1 180 m	58°

4. OBSERVATIONS

Souvent la pente augmente de façon monotone de la base au sommet avec une tangente verticale (Cervin, mais aussi beaucoup de versants de vallées glaciaires, notamment en Norvège ou au sud-est de la Nouvelle-Zélande), à la façon de la pente maximale théorique en milieu cohérent (les surplombs sont négligés ici). D'où les sommets effilés lorsque de tels versants se recoupent.

Beaucoup de pics célèbres par leur aspect effilé sont plutôt des contreforts, au flanc d'un sommet plus massif, ainsi l'aiguille du Dru devant l'aiguille Verte (massif du



Fig. 4. — Le Mitre Peak, vu de l'ESE, de la piste d'atterrissage de Milford Sound, presque dans l'axe de l'arête (photo de l'auteur).

Fig. 4. — Mitre Peak, from ESE (Milford Sound runway), nearly in the axis of the ridge.



Fig. 5. — Milford Sound, paroi de 1 000 m de haut en face du Mitre Peak, avec un surplomb impressionnant ; l'abondance de la végétation (il s'agit bien de grands arbres) est due à un climat très arrosé (photo de l'auteur).

Fig. 5. — Milford Sound, 1 000 m high wall opposite to Mitre Peak, with an impressive overhang.

Mont-Blanc), ou l'extrémité d'une arête, ainsi la Dibona (massif de l'Oisans). Même la prestigieuse aiguille Verte n'est que l'extrémité (surélevée) de l'arête Droites-Courtes.

Les arêtes des sommets isolés sont aussi des contreforts, comme on en voit aux angles de certains clochers ; mais les sommets en dièdres (arêtes subhorizontales) sont souvent dépourvus de contreforts perpendiculaires significatifs et les versants rectilignes signalés en Norvège n'en ont pas du tout.

Les pentes des versants de vallées glaciaires approchent de la verticale (par exemple Milford Sound) et sont souvent composites, une partie témoignant par les « moutonnements » polis et striés de l'action superficielle d'usinage du glacier, une autre des arrachements et écroulements contemporains de l'écoulement et de la fonte du glacier (fig. 5).

5. INTERPRÉTATION

Les résultats ont été résumés d'abord (fig. 6) par un nuage de 56 points sur un graphe pente-hauteur (un point de Mitre Peak venant combler un « gap » du graphe publié par DUFFAUT, 1992, en s'inscrivant au-delà des parois du Cervin et du Stetinden). La courbe enveloppe des versants extrêmes peut s'exprimer sous forme hyperbolique :

$$1/\theta = 0,01 + 6 \cdot 10^{-6} H$$

(avec H hauteur en mètres, θ angle en degrés).

Les chiffres donnés au paragraphe 4 sont répartis sur cinq graphes de détail (fig. 7 à 11) ; à l'exception des pics suisses (fig. 8) une limite rectiligne paraît suffisamment représentative, faute peut-être de points au-dessous de 500 m.

Les versants jugés instables (ou connus comme tels) seraient très loin du bord droit du nuage ; en général leur instabilité a des causes structurales volontairement écartées ici.

Les points les plus à droite appartiennent aux pics et arêtes isolés : trois causes peuvent justifier cette stabilité :

- les contraintes verticales de *poids propre*, inférieures en moyenne à γH (de $1/3$ à $1/2 \gamma H$ pour des pyramides ou des cônes, ou des arêtes à 2 faces, proches de γH pour les mêmes volumes tronqués) ;
- les contraintes d'écoulement de *l'eau souterraine*, puisque la nappe ne peut monter aussi haut, à conditions hydrologiques comparables dans des volumes élancés que sous des massifs épais ;
- *le gel*, qui scelle les parois des aiguilles et limite les infiltrations (et la pente qui prévient l'accumulation de neige) ; au-dessus d'une certaine altitude, l'isotherme zéro empêche l'existence d'eau liquide ; cette isotherme est d'autant plus basse que l'aiguille est plus effilée.

Il n'apparaît pas de différence significative entre les pics isolés et les arêtes, ce qui peut s'expliquer par une certaine anisotropie du terrain, favorable à l'arête, et masquant l'augmentation des contraintes.

Les versants proches de l'enveloppe sont évidemment dépourvus de surfaces de discontinuité inclinées (les hautes faces verticales sont l'apanage des calcaires stratifiés en bancs subhorizontaux, à diaclases subverticales, par exemple dans les Dolomites).

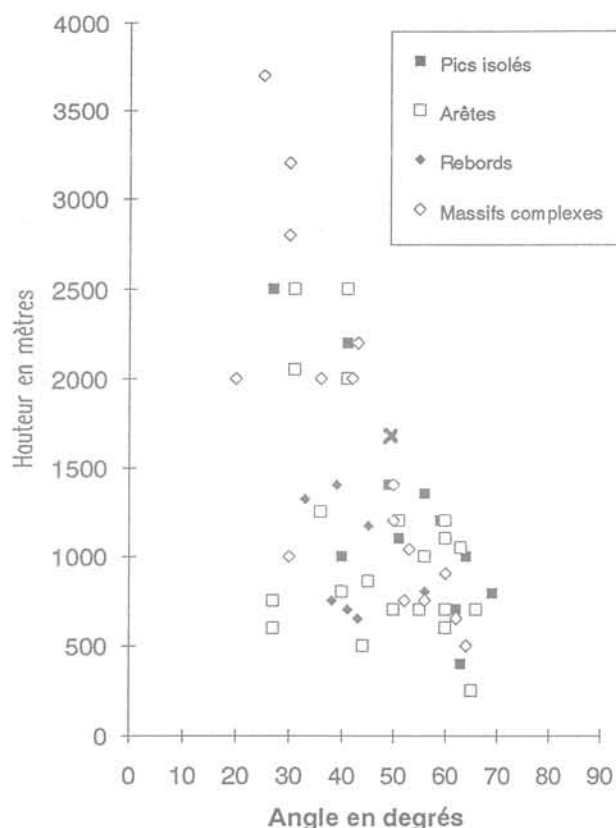


Fig. 6. — Graphe synthétique (DUFFAUT, 1992), la croix ajoutée à 1 700 m vient du Mitre Peak et complète la « courbe enveloppe » des versants extrêmes.

Fig. 6. — Synthetic slope-height graph (DUFFAUT, 1992); the cross at 1 700 m is added from Mitre Peak and complements the envelope of extreme slopes.

La géomorphologie n'a pas définitivement expliqué la genèse de ces pentes et de ces pics ou arêtes; la jeunesse relative des érosions glaciaires peut justifier qu'on ne trouve nulle part ailleurs de telles pentes; leur évolution vers des pentes de plus en plus faibles est sans aucun doute inéluctable, ce n'est plus de la mécanique, mais de la géologie; leur durée de vie n'en est pas moins très grande par rapport aux constructions humaines (comme pour les cavernes extrêmes).

6. COMPARAISONS AVEC LES OUVRAGES DE L'INGÉNIEUR

Tumulus et pyramides témoignent de l'audace des anciens bâtisseurs (KÉRISEL, 1991) y compris la fameuse tour de Babel (ziggourat Etemenanki à Babylone, 91 m); la pyramide n'est-elle pas selon ALAIN (1931, Leçons sur l'architecture, cité par Kérisel) le secret modèle de tous les édifices? Pour n'en citer que trois:

- Khéops, 147 m (aujourd'hui 138), pente 52°;
- le Mont-Saint-Michel, 148 m (avec la partie construite);
- l'Obélisque de Washington, 169 m.

A côté des pyramides, l'Égypte propose d'ailleurs aussi le modèle des dièdres ou arêtes, sous la forme des « pylônes » érigés de part et d'autre des portes. Beaucoup moins hauts, ils sont aussi beaucoup plus raides et se rapprochent donc des murs verticaux.

Barrages : pour les barrages poids en béton, la somme des fruits va de 0,7 à 0,9; si la face amont est verticale la pente est donc à l'aval 48 à 55°, plus faible quand la hauteur croît. Le record est le barrage suisse de Grande Dixence 283 m, 48°.

Les barrages en remblais ont des pentes beaucoup plus faibles, le record est le barrage russe de Rogun 325 m.

L'ingénieur est donc loin d'approcher les hauteurs de certains édifices naturels. Aux débuts de la Terre Armée, Vidal avait fixé à 10 000 m la hauteur limite des murs verticaux que ce procédé permettrait; on n'a pas dépassé quelques décimètres!

C'est seulement grâce à l'acier et à la précontrainte que les constructions ont atteint et dépassé les records des barrages: tour Eiffel, 330 m, gratte-ciel, tours de télévision, etc.

L'étude des vallées étroites est un complément à celle des pics élancés. Elle peut trouver application dans le domaine des barrages. La recherche des versants les plus raides est au service des projets de conduites forcées et de téléphériques.

7. RETOUR SUR LA STABILITÉ DES VERSANTS

Les massifs étudiés sont loin d'être les plus hauts du monde; mais l'Himalaya et la cordillère des Andes n'ont pas de bonnes cartes; tout reste à faire dans ces massifs, avec l'espoir qu'une hauteur plus grande mette mieux en valeur les résultats.

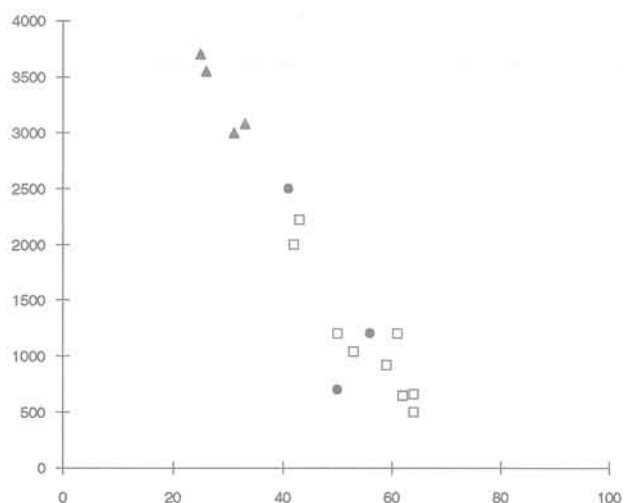


Fig. 7. — Graphe pente-hauteur pour 16 pentes du massif du Mont-Blanc, individualisant les promontoires (carrés), les arêtes (ronds) et les pentes moyennes composites (triangles).

Fig. 7. — Slope-height graph for 16 slopes from Mont-Blanc massif; squares for spurs or promontories, circles for ridges, triangles for composite slopes.

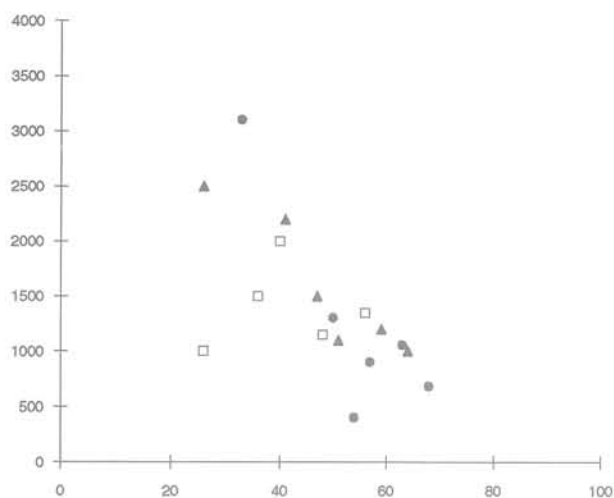


Fig. 8. — Graphe pente-hauteur pour 17 pentes de sommets suisses, dont les faces (triangles) et les arêtes (carrés) du Cervin ; les ronds proviennent d'autres sommets isolés.

Fig. 8. — Slope-height graph for 17 slopes from Swiss peaks ; triangles for Matterhorn faces, squares for Matterhorn edges, circles for other isolated peaks.

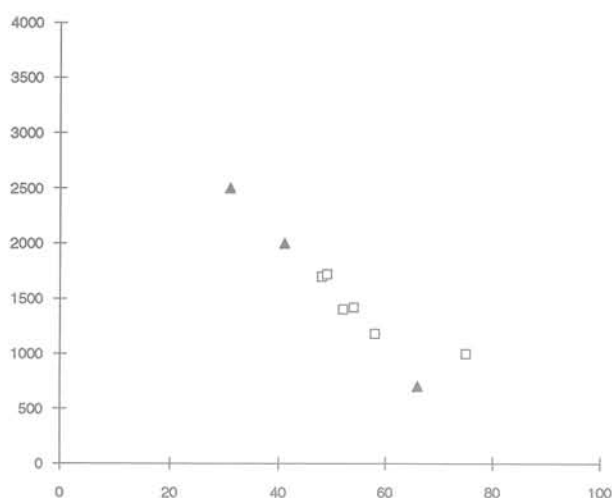


Fig. 10. — Graphe pente-hauteur pour des pics allongés en arêtes, la Meije (3 triangles) et le Mitre Peak (6 carrés) ; le carré isolé à droite vient d'une paroi au nord du Milford Sound.

Fig. 10. — Slope-height graph for ridges ; la Meije (3 triangles) and Mitre Peak (6 squares) ; the isolated square is from the wall on fig. 5.

Comme pour les talus artificiels, en déblai ou en remblai, il y a lieu de classer les pentes naturelles, par exemple de la manière suivante :

— reliefs construits :

- isolés : édifices volcaniques,
- marginaux : éboulis, cônes alluviaux,
- mixtes : moraines, dunes, etc. ;

— reliefs soulevés : escarpements de failles ;

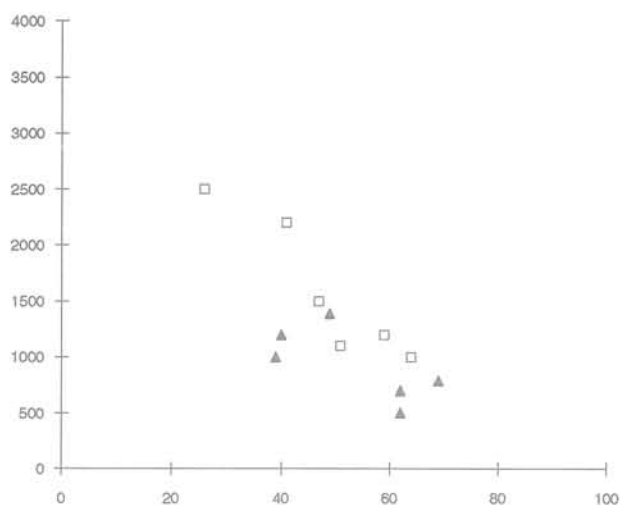


Fig. 9. — Graphe pente-hauteur pour les faces de deux pics effilés, le Cervin (carrés) et le Stetinden (triangles) (12 mesures).

Fig. 9. — Slope-height graph for the faces of 2 slender peaks, Matterhorn (squares) and Stetinden (triangles).

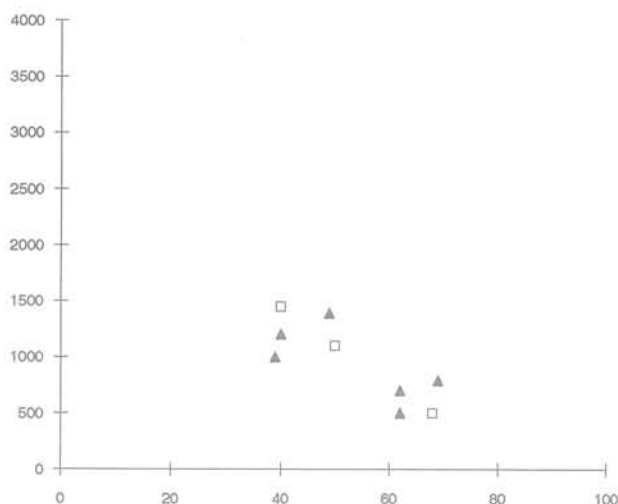


Fig. 11. — Graphe pente-hauteur pour 9 versants des environs de Narvik, dont le Stetinden (triangles).

Fig. 11. — Slope-height graph for 9 slopes around Narvik, including Stetinden (triangles).

— reliefs excavés :

- isolés : pics et arêtes, nunataks, etc.,
- marginaux : vallées, niches et cirques, falaises en bord de mer, etc. ;

— reliefs résiduels (où l'altération prime le creusement).

Enfin, l'état actuel de tout versant doit être considéré comme *transitoire*, exactement comme l'état de santé d'un individu vivant. L'immobilité de la nature minérale n'est qu'une illusion d'optique, due à la faible durée relative de la vie humaine. « Tout coule » a écrit Démocrite, c'est une conséquence inéluctable de la pesanteur.

Le métier de l'ingénieur géologue, confronté à l'instabilité des pentes est comparable à celui du médecin ; il doit :

- reconnaître la maladie ;
- juguler son évolution ;
- tirer de chaque cas des conclusions de portée générale.

8. CONCLUSION

Les pentes extrêmes existent, et méritent beaucoup d'attention.

Les pentes extrêmes posent deux défis à l'ingénieur : d'abord comprendre comment et pourquoi cette stabilité hors du commun ? ensuite, s'il y a lieu, comment et jusqu'où peut-on imiter la nature ? Toutefois, le caractère exceptionnel des exemples présentés interdit une trop grande confiance.

Il faut admettre qu'il n'y a pas de pentes stables à long terme, mais le long terme des géologues laisse une marge confortable aux ingénieurs (la fatigue et les altérations sont au nombre des agents de l'érosion) ; en sens inverse tous les habitants des vallées profondes sont menacés d'ensevelissement « prématuré », avec un risque statistique faible (par comparaison avec d'autres risques couramment acceptés), mais jamais nul.

La richesse du sujet est loin d'être épuisée ; de nombreuses études sont à mettre en œuvre dans des directions qui ne sont pas encore toutes recensées aujourd'hui ; des applications nouvelles apparaîtront.

Robert THÉRON a inspiré le démarrage de ces études, Knut-Ivar SIMONSEN a initié l'auteur aux pentes des fjords norvégiens, Jean PÉRA a contribué aux idées présentées ; qu'ils en soient vivement remerciés.

RÉFÉRENCES

- COATES D. et al. (1963), Trans. AIME (réf. incomplète mais essentielle).
- DUFFAUT P. (1987), *Séisme et glissements de terrain au mont Ontake (Japon)*, (conf. du 21 janv. 1986). Ann. ITBTP, 457, février, pp. 47-69.
- DUFFAUT P. (1992), *Comparaison de quelques pentes extrêmes par la hauteur et la raideur*. Int. Symp. on Landslides, Christchurch, David Bell editor, Balkema, pp. 65-70.
- DUFFAUT P. et LOUIS C. (1972), *L'eau souterraine et l'équilibre des pentes naturelles*. 24^e Congr. Géol. Int., Montréal, Section 13, pp. 107-116, et Bull. BRGM, 2^e série, III, n° 4, pp. 3-12.
- DUFFAUT P., PIGUET J.-P. et THÉRON R. (1986), *A review of large permanent rock caverns in France*. Int. Symp. on Large Rock Caverns, Helsinki, Kari Saari editor, Pergamon Press.
- GILLI E. (1984), *Recherches sur le creusement et la stabilité de grands volumes souterrains*. Thèse, Université de Marseille.
- KÉRISSEL J. (1991), *La Pyramide à travers les âges*. Paris, Presses des Ponts et Chaussées.

DISCUSSION SUR « La stabilité des pentes et des pics » de Pierre DUFFAUT

par P. HABIB
G.3S – Ecole polytechnique*

Rev. Franç. Géotech. n° 63, pp. 65-66 (avril 1993)

Les observations présentées par Pierre Duffaut sur la hauteur des montagnes, pics ou arêtes, en fonction de leur pente sont très intéressantes, car elles permettent d'étudier la stabilité mécanique de très grands édifices rocheux ; cela peut nous livrer des informations précieuses sur les propriétés mécaniques pour des volumes extrêmement grands et, par conséquent, d'extrapoler la notion d'effet d'échelle.

Les exemples cités portent sur des reliefs alpins dans des formations rocheuses, qui sont de natures voisines ou, tout au moins, qui ne sont pas fondamentalement différentes comme le seraient, par exemple, des calcaires tendres comparés à des roches éruptives. Les photographies qui illustrent cet article montrent à l'évidence des formes qui suggèrent des grandes ruines, notamment la photographie de la Meije, avec des effondrements brutaux plutôt que le lent travail de l'érosion ou le polissage par le temps.

Les observations de Pierre Duffaut appellent les commentaires suivants : il est tentant d'utiliser les relations classiques qui donnent la hauteur maximale d'un talus de pente donnée pour un matériau de Coulomb défini par son angle de frottement interne φ et sa cohésion C . Certes les matrices rocheuses ont souvent des courbes intrinsèques paraboliques avec de très grandes valeurs de φ , au moins au voisinage de l'origine. Mais, il s'agit de massifs naturels donc fissurés, et on verra plus loin que les angles de frottement évalués sont relativement modestes.

En utilisant la figure 6 de l'article de P. Duffaut, bien entendu en prenant une courbe qui enveloppe les valeurs les plus grandes de l'ensemble des observations des hauteurs naturelles (fig. 1), on obtient le tableau ci-contre.

La dernière colonne du tableau I donne les facteurs de stabilité pour un angle $\varphi = 25^\circ$ d'après les abaques de Taylor (« Fundamentals of Soils Mechanics », Wiley, New York, 1948, p. 459), qui ont été établis dans l'hypothèse de la rupture circulaire. Le choix de l'angle $\varphi = 25^\circ$ provient du fait que c'est la pente associée à la plus grande hauteur, et l'on peut supposer que le rôle de la cohésion est relativement peu important par rapport au frottement interne pour la très grande hauteur de 3 500 m : φ y est probablement responsable de la plus grande partie de la résistance, puisque c'est la

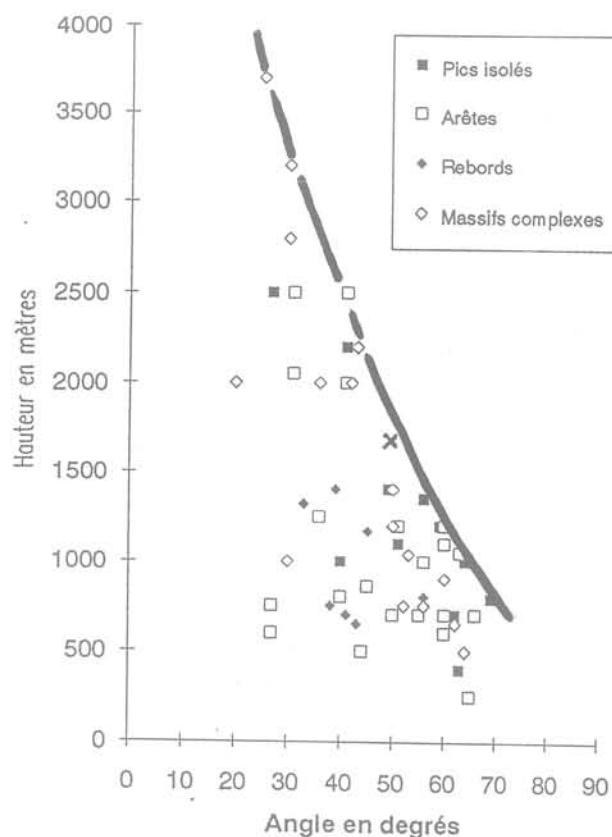


Fig. 1. — (d'après la fig. 6 de Pierre Duffaut).

Tableau I

Hauteur H en m	Pente θ°	Facteur de stabilité $C/\gamma H$
3 500	25	0,00
3 100	30	0,01
2 400	40	0,030
1 750	50	0,055
1 150	60	0,08
850	70	0,105

* 91128 Palaiseau Cedex.

valeur asymptotique d'une pente de hauteur infinie. Cette valeur de 25° est par ailleurs assez représentative d'un certain nombre d'accidents qui ont pu se produire sur de grandes surfaces structurales planes inclinées, dans des glissements naturels.

Sous cette hypothèse, et avec $\gamma = 26\,000\text{ N/m}^3$ on obtient les valeurs de cohésion du tableau II assez bien groupées autour d'une valeur moyenne de 2,3 MPa (si l'on excepte la valeur associée à la hauteur de 3 100 m qui n'est évidemment pas très significative).

Tableau II

H en m	C en MPa
3 500	0,00
3 100	0,81
2 400	1,87
1 750	2,50
1 150	2,39
850	2,32

On aurait pu prendre d'autres valeurs de φ , par exemple 20° et 30° , qui encadrent bien la valeur précédente. Les résultats des calculs sont indiqués ci-dessous :

Tableau III

H en m	Cohésion C en MPa		Pente θ°
	$\varphi = 20^\circ$	$\varphi = 30^\circ$	
3 500	0,109	0,00	25
3 100	2,01	0,00	30
2 400	3,12	1,25	40
1 750	3,41	1,82	50
1 150	2,99	1,94	60
850	2,65	1,99	70

On voit que pour $\varphi = 20^\circ$, les cohésions calculées sont plutôt croissantes avec la hauteur et qu'elles sont décroissantes pour $\varphi = 30^\circ$, ce qui renforce encore la justification du choix précédent, c'est-à-dire $\varphi = 25^\circ$.

A titre indicatif, si on extrapole les valeurs de cohésion des tableaux II et III pour $\theta = 90^\circ$ (falaises à front vertical), on trouve curieusement à peu près la même valeur $C = 2,0\text{ MPa}$ ce qui donne les hauteurs critiques suivantes :

Tableau IV

φ°	$C/\gamma H$	H (90°) m
20	0,18	427
25	0,17	452
30	0,15	513

Ces valeurs sont assez proches. Elles permettent d'autant moins de discriminer des valeurs de φ d'après des falaises verticales que de telles hauteurs semblent véritablement ne pas exister, ce qui est normal si l'on se souvient que dans les talus à front vertical des tractions horizontales apparaissent sur le plateau supérieur, et que les massifs rocheux fissurés ne peuvent évidemment pas les supporter.

On peut contester le choix de l'hypothèse de la rupture circulaire pour des accidents d'une telle ampleur ; on peut citer aussi les effets de la rupture progressive et même chercher d'autres formes de surface de glissement par exemple en relation avec la fissuration des massifs. Il est néanmoins probable que d'autres méthodes de calcul ne donneraient pas des résultats très éloignés de ceux qui ont été obtenus ici. Les estimations du critère de rupture ($\varphi = 25^\circ$ et $C = 2,3\text{ MPa}$) ou ($\varphi = 30^\circ$ et $C = 1,8\text{ MPa}$) paraissent donc assez raisonnables à des échelles de quelques kilomètres ; elles peuvent donner un ordre de grandeur de la résistance de la croûte terrestre lorsque celle-ci est soumise aux forces de la tectonique, du moins tant que la température liée au gradient géothermique n'a pas d'effets trop sensibles sur les propriétés mécaniques de la matrice rocheuse.

DISCUSSION SUR « Etude sur les corrélations entre le Standard Penetration Test et le pressiomètre »

de H. GONIN, P. VANDANGEON et M.P. LAFEUILLADE
(RFG N° 58)

Par Michel GAMBIN,
SOLETANCHE*, Membre de l'ASTM
Chargé de cours à l'ISTGG de l'Université Pierre et Marie-Curie

Rev. Franç. Géotech. n° 63, pp. 67-68 (avril 1993)

On ne peut que louer Madame Coville Lafeuillade et Messieurs Gonin et Vandangeon d'avoir voulu initier les lecteurs de la RFG à l'utilisation des résultats de l'essai de pénétration standard. On ne saurait toutefois passer sous silence les difficultés que peut présenter la réalisation de l'essai lui-même.

L'auteur de ses lignes s'est souvent vu confronté à ces difficultés, l'essai SPT étant très fréquemment utilisé pour assurer à l'étranger la réception des travaux d'amélioration des caractéristiques mécaniques des sols (GAMBIN, 1986).

Bien que dans sa version de 1984 la norme ASTM D 1586 ait codifié les techniques admissibles de forage dans les sections 5.1 et 6 et celles de mise en œuvre de l'énergie de battage dans ses sections 5.4 et 7, ces précisions sont souvent ignorées par les opérateurs. Dans une communication au 2^e Colloque européen sur les essais de pénétration, il a été montré (G. et T. SANGLERAT, 1982) que c'était les différences de techniques de forage et de préparation finale de la cavité qui avaient conduit l'ingénieur conseil à considérer comme susceptible de liquéfaction un site adjacent à un autre site où le potentiel de liquéfaction était nul, alors que la géologie des deux sites était identique.

Si le problème de l'énergie effectivement appliquée sur le carottier a été largement étudié :

- forme du mouton,
- type de tiges,
- méthode de déclenchement,

(SCHMERTMANN et al., 1978 ; NIXON, 1982 ; H. SEED et al., 1984 ; SKEMPTON, 1986), celui du fluide de perforation (R. SEED et al., 1988 ; SCHMERTMANN, 1989) et de l'usage de certains outils de forage et de tubage, telle que la tarière creuse continue (SCHMERTMANN, 1975) sont restés plus confidentiels.

L'exécution sans tous les soins requis des essais peut conduire à des variations de la valeur du nombre de

coups N de 10 à plus de 50 % par rapport à la valeur correcte, heureusement presque toujours par défaut (DÉCOURT, 1989). On comprend donc pourquoi les rédacteurs de la norme ASTM ont cru bon de préciser dans sa section 9 « précision et justesse » :

« Des variations dans les valeurs de N de 100 % ou plus (sic) sont observées dans des forages voisins dans la même couche de sol quand on utilise des matériels conformes à la norme mais de différente origine et manœuvrés par des foreurs différents. L'opinion usuelle basée sur l'expérience des chantiers est que lorsque le même foreur utilise le même appareillage les valeurs de N dans le même sol peuvent être reproduites avec un coefficient de variation d'environ 10 % ».

Si le SPT est sans conteste l'essai in situ le moins cher, sa réalisation nécessite une grande expérience qu'il n'est pas actuellement possible d'acquérir en France aisément.

BIBLIOGRAPHIE

- DÉCOURT L. (1989), *The SPT State-of-the-Art Report*, XII Congrès Int. de Mécanique des Sols, Rio de Janeiro, vol. 5 (à paraître), Balkema Editeur (aussi dans la publication n° 179 du NGI, Oslo, 1990).
- GAMBIN M. (1986), *Consolidation Dynamique en Thaïlande*, Travaux n° 626, novembre.
- NIXON I.K. (1982), *SPT State-of-The-Art Report*, Proc. 2nd European Symp. on Penetration Testing, Amsterdam, Balkema Editeur.
- SANGLERAT G. et T. (1982), *Pitfalls of the SPT* 2nd European Symp. on Penetration Testing, Amsterdam, Balkema Editeur.
- SCHMERTMANN J.H. (1975), *Measurement of in situ shear strength*. ASCE Specialty Conference, In situ Measurement of Soil Properties, Raleigh, N.C.
- SCHMERTMANN J.H., SMITH T.V., HO R. (1978), *Example of an energy calibration report on a SPT drill rig*. ASTM Geotechnical Testing Journal, n° 1, p. 5762.

* 6, rue de Watford, BP 511, 92000 Nanterre.

SCHMERTMANN J.H. (1989), *Discussion of Effects of borehole fluid on SPT results*. ASTM Geotechnical Testing Journal, n° 3, pp. 250-251.

SEED H.B., TOKIMATSU K., HARDER L.F. and CHUNG R.M. (1984), *The Influence of SPT procedures in soil liquefaction resistance evaluation*. Report n° CUB/EERC-84/15, Berkeley, octobre.

SEED R.B., HARDER L.F. Jr, YOUNG T.L. (1988), *Effects of borehole fluid on SPT results*. ASTM Geotechnical Testing Journal, n° 4, pp. 248-256.

SKEMPTON A.N. (1986), *SPT procedures and the effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, ageing and over-consolidation*. Geotechnique n° 3, pp. 425-447 (cf. 1^{re} section : influence of test procedure).

Réponse des auteurs

Nous remercions sincèrement Monsieur GAMBIN de l'intérêt qu'il a porté à notre travail et de ses pertinentes remarques, basées sur des études faites Outre-Atlantique, où l'emploi du SPT est systématique, mais où il existe bien des variations dans la technologie de cet essai suivant les différents Etats.

Il est vrai que la situation en Europe est quelque peu différente ; en France en particulier, la Société SIMECSOL est à peu près la seule à utiliser systématiquement depuis plus de trente ans, pour une part des études qui lui sont confiées, ce procédé d'investigation, parfois associé à d'autres essais de reconnaissance in situ. Sans conteste, cela lui a donné l'occasion d'acquérir une bonne expérience, et c'est ce qui nous a permis de faire le travail dont il est question ici ; entre autres résultats, nous avons pu établir que la dispersion des mesures SPT, dans les mêmes sols, est comparable à celle des pressions limites mesurées au pressiomètre, et bien moindre que celle des modules pressiométriques correspondants.

Doit-on pour autant en conclure que la réalisation des essais pressiométriques « nécessite une grande expérience qu'il n'est pas actuellement possible d'acquérir en France aisément » ? Nous croyons plutôt que ce sont les techniques de forage utilisées et le soin qui y est apporté, bien plus que la technologie de l'essai lui-même, qui sont à mettre en cause ; à cet égard, l'essai SPT n'est pas à classer parmi les plus affectés par la qualité du trou de forage.

Réparation du tunnel de Vernier par voûte injectée

Grouted soil arch for the reconstruction of the Vernier tunnel

H. DUPLAINE et J.-L. RICHARD
SIF-BACHY*

Rev. Franç. Géotech. n° 63, pp. 69-78 (avril 1993)

Résumé

Le tunnel de Vernier, qui fera partie du contournement autoroutier de Genève s'est effondré pendant la construction des piédroits alors que la demi-section supérieure était terminée.

Le fontis ainsi créé est immédiatement remonté à la surface 32 mètres plus haut, créant un cratère de 1 500 m³. La consolidation par injection de la zone à réexcaver augmentée d'une voûte de 8 mètres d'épaisseur, solution variante présentée par l'entreprise, a été choisie comme solution de réparation.

Les injections se sont déroulées en plusieurs phases, remplissage des vides, recompactage et imprégnation avec une gamme de coulis allant du simple mortier au coulis écologique MICRON S, le tout piloté par le système EPICEA qui a géré 14 points d'injection simultanés.

Abstract

The Vernier tunnel, one of the future Geneva by-pass highway structures collapsed during construction of the footwalls, the upper half section being already concreted.

A sinkhole immediately developed up to the surface, 32 meters higher, leaving a crater of 1 500 m³. The recompaction through grouting of a vault 8 meters thicker than the section to reexcavate, an alternative solution proposed by the specialist contractor, was elected for the repair of the structure.

Several phases were needed to achieve the treatment : void filling, recompaction and impregnation using a wide range of grouts going from a simple mortar to environmentally safe mineral grout MICRON S. All the grouting was carried out using the EPICEA who has been able to drive 14 grouting points simultaneously.

* SIF BACHY, 4, rue Henri-Sainte-Claire-Deville, 92563 Rueil-malmaison Cedex.

1. INTRODUCTION

Le tunnel de Vernier en Suisse, fait partie du projet de contournement autoroutier de Genève. L'ouvrage se compose de deux tubes de 1 900 mètres de long et 12 mètres de large et séparés de 35 mètres d'axe en axe. L'accident s'est produit dans le tube Rhône à mi-distance des deux extrémités alors que la couverture, à cet endroit, était de 32 mètres.

La géologie du site est très représentative de la plaine genevoise à savoir (fig. 1) :

- une couche de moraine würmienne, phase limoneuse sous les sols de couverture ou remblais ;
- la couche des cailloutis morainiques profonds plus communément dénommée « alluvion ancienne » où l'on retrouve aussi bien des boulders que des inclusions de sable très fin ;
- la molasse grise à gypse qui est essentiellement composée de marne. Cette roche tendre s'altère très vite après avoir été excavée et présente un caractère légèrement expansif ;
- la molasse rouge.

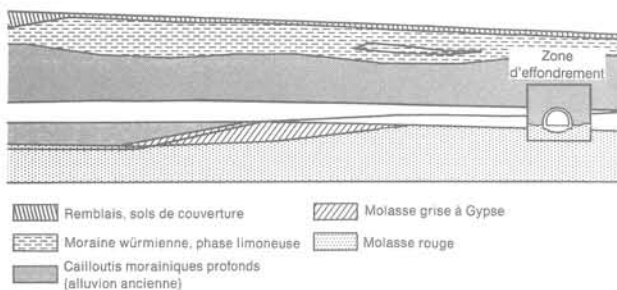


Fig. 1. — Géologie du site.

Fig. 1. — Site geology.

Les molasses grises et rouges peuvent être localement très fracturées et traversées par des failles, ce qui augmente la sensibilité des marnes.

Il n'y a pas de nappe à proprement parler mais des circulations d'eau existent toutefois au niveau du contact entre les moraines et la molasse.

Les méthodes de construction employées furent choisies en fonction des conditions géologiques par des ingénieurs ayant une bonne pratique de la construction de tunnels dans la région. Les deux tubes furent creusés selon la méthode belge comme décrit dans la figure 2. Du côté où l'intégralité de la demi-section supérieure se trouve dans la molasse, un trou pilote fut d'abord excavé à l'aide d'un tunnelier d'un diamètre de 3,5 mètres et fut ensuite porté aux dimensions définitives à l'aide d'une machine d'attaque ponctuelle. Du côté opposé où la demi-section supérieure se trouve entièrement dans la moraine, l'excavation et le bétonnage ont été réalisés à l'abri d'un bouclier à lances, permettant un travail aux dimensions finales. Dans les deux cas le stross était ensuite excavé, puis les piédroits construits par longueurs de 7,5 mètres avec report des charges induites par la voûte de part et d'autre de la

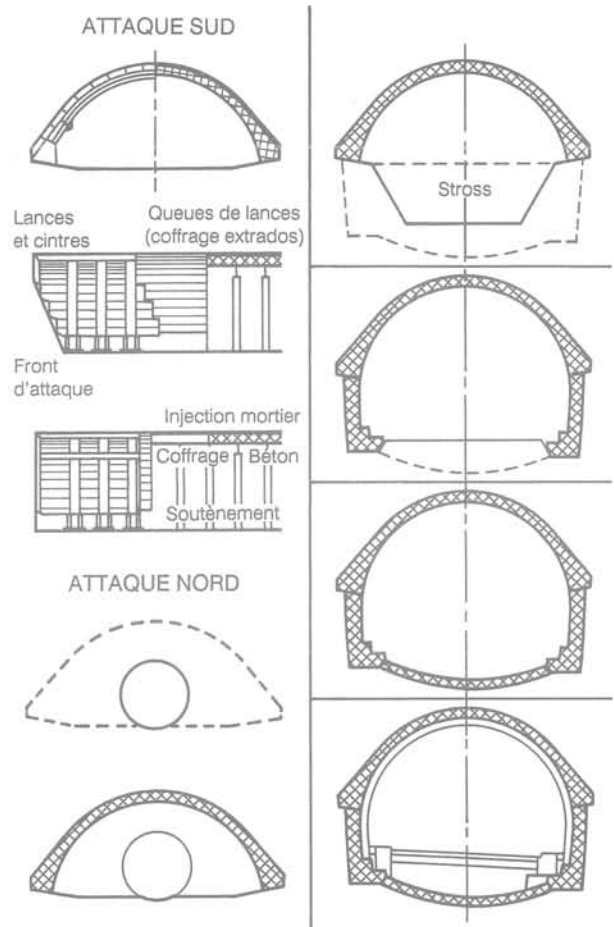


Fig. 2. — Méthodes de construction du tunnel.

Fig. 2. — Tunnel construction methods.

zone à construire au moyen d'une poutre continue en béton armé. Enfin, un radier complétait l'ouvrage dans les zones où la route reposait directement sur la molasse grise afin de prendre en compte son caractère expansif.

2. DESCRIPTION DE L'ACCIDENT

Le 10 avril 1990 lors de la construction des 100 derniers mètres de piédroits du tube Rhône, alors que le tube Jura était terminé, une rupture de la molasse a entraîné un effondrement de la voûte en béton. L'accident a eu lieu dans la section centrale du tunnel où la voûte était fondée sur l'interface molasse/moraine. L'effondrement a eu lieu deux heures après les premiers signes de désordre laissant tout juste le temps au personnel d'évacuer la zone.

Le fontis amorcé par l'effondrement de la voûte est immédiatement remonté à la surface, 32 mètres plus haut. En surface le cratère avait un diamètre de 25 mètres et une profondeur de 5 à 7 mètres. La voûte s'était effondrée sur 55 mètres et le tunnel partiellement remblayé par 3 500 m³ de matériaux décomprimés. La figure 3 résume sous forme de schéma la géométrie de l'accident : y figurent également les mesures conforta-

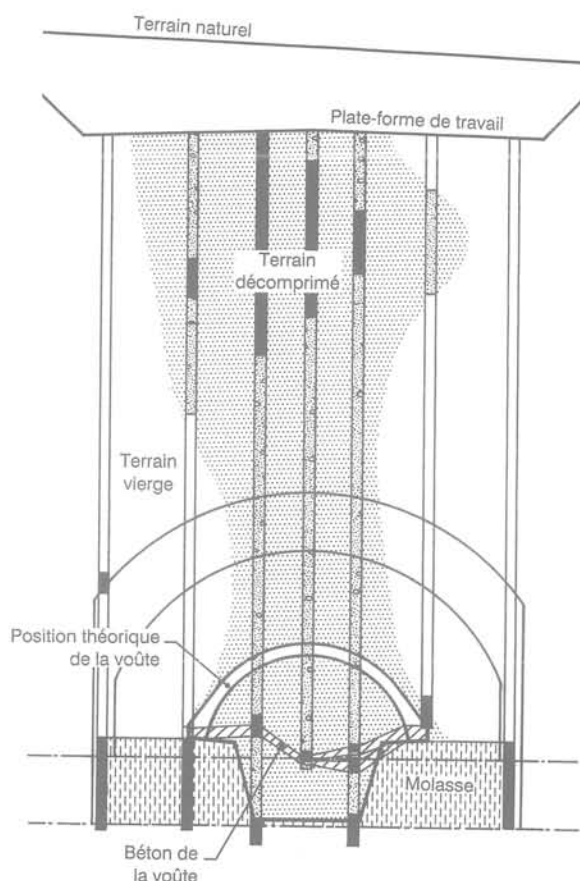


Fig. 3. — Géométrie de l'accident.

Fig. 3. — Geometrical characteristics of the collapse.

tives immédiates telles que risbermes de stabilité et murs-masque bloquant la propagation de l'effondrement.

Plusieurs solutions techniques permettant la reprise du percement furent évaluées par la maîtrise d'œuvre, et c'est une solution injection depuis la surface qui fut choisie par le maître d'ouvrage comme base d'appel d'offres. Un consortium mené par SIF-GROUTBOR, filiale de SIF-BACHY, proposa une variante basée sur une voûte injectée de 6 mètres d'épaisseur, dont 3 mètres résistants, grâce à son expérience et à sa capacité à assurer la qualité des travaux par un pilotage des injections par ordinateur au moyen du système EPI-CEA. Sur les conseils du professeur F. DESCŒUDRES, le maître d'ouvrage demanda que l'épaisseur de la voûte résistante soit portée à 5 mètres, pour une voûte injectée de 8 mètres d'épaisseur totale. Un contrat fut finalement passé au consortium fin août 1990, pour une mobilisation le 15 septembre 1990, soit environ 6 mois après l'accident. La durée des travaux était fixée à 6 mois.

3. PRINCIPE DU TRAITEMENT

Le pilote technique du consortium, exécutant les injections, a proposé un traitement que l'on trouve résumé en figure 4 et basé sur le phasage suivant :

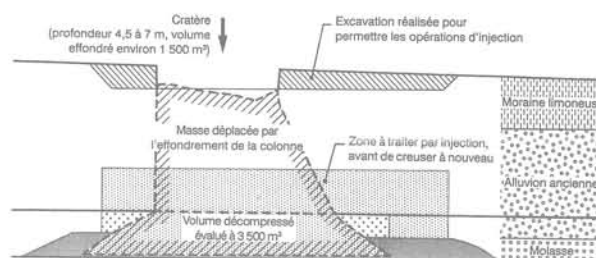


Fig. 4. — Phasage du traitement.

Fig. 4. — Treatment phases.

3.1. Phase 1

Réalisation de 20 forages de reconnaissance répartis sur 2 à 3 lignes. Deux paramètres de forage furent systématiquement enregistrés : la poussée sur l'outil (maintenue constante) et la vitesse d'avancement instantanée de l'outil de forage, afin de dresser une cartographie des vides et des zones décomprimées. Un exemple de coupe longitudinale obtenue à partir de ces enregistrements est donné en figure 5. Ces forages étaient descendus un mètre au-dessous du niveau précédemment excavé et équipés d'un tube lanterne permettant d'injecter les vides mis en évidence par l'interprétation des enregistrements de paramètres de forage.

3.2. Phase 2

Remplissage des vides au moyen d'un mortier dont la composition était :

Ciment CLK 45 : 250 kg/m³

Bentonite : 24 kg/m³

Filler : 800 kg/m³

Eau : 629 l/m³

Au total, 490 m³ de ce mortier ont été injectés au travers des tubes lanternés des 20 forages de reconnaissance, en respectant les critères d'injection suivants :

- pas de limite sur le volume,
- pression de 3 MPa en sortie de presse.

Au cours de cette phase, on a pu observer des résurgences en galerie au niveau des deux fronts. Le niveau de résurgence est progressivement monté, en cours de traitement, des naissances de voûte aux clés de voûte, ce qui est une indication sur le bon remplissage des vides.

3.3. Phase 3

Réalisation des forages primaires sur une maille de 2,5 m par 2,6 m descendus jusqu'à la cote précédemment excavée. Des tubes à manchettes en PVC renforcé d'un diamètre intérieur de 1"1/2 et équipés de 3 manchettes au mètre étaient mis en place dans les forages à l'abri d'un tubage provisoire. Ils furent scellés au terrain à l'aide d'un coulis de gaine dosé à 250 kg/m³ de ciment.

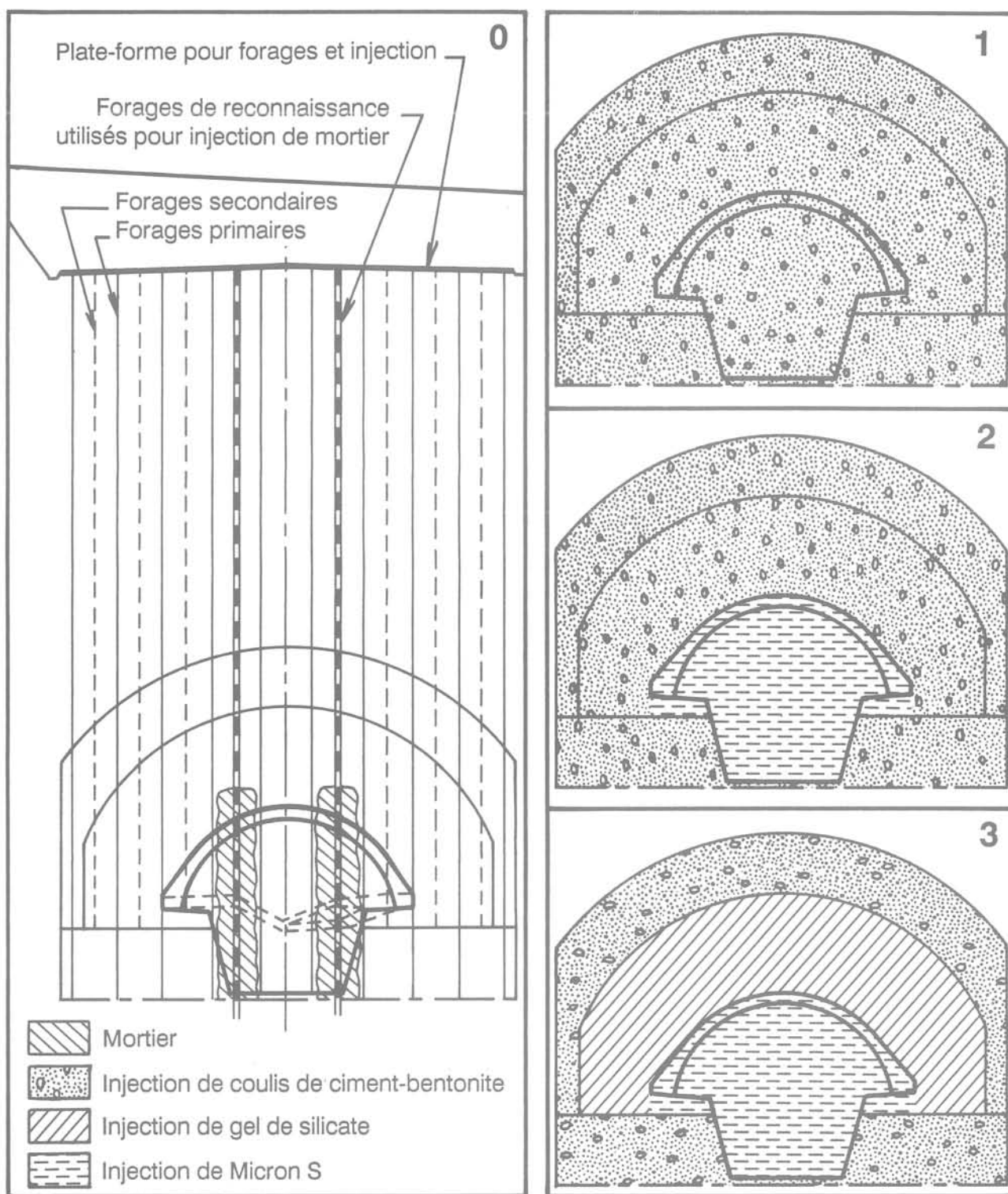


Fig. 5. — Exemple de cartographie basée sur les diagraphies.

Fig. 5. — Example of mapping from diagraphies.

3.4. Phase 4

Première phase de recompaction dans les forages primaires, sur toute la section du traitement, soit jusqu'à 8 mètres au-dessus de la section à réexcaver, à l'aide d'un coulis bentonite-ciment dont la composition suit :

Ciment CLK 45 : 350 kg/m³
 Bentonite : 33,5 kg/m³
 Eau : 867 l/m³

Dans les zones recevant un autre type d'injection ultérieurement, seule une manchette sur deux était injectée

alors que toutes les manchettes étaient injectées ailleurs. Les critères d'injection étaient :

- volume limité à 900 l/ml (1 050 pour les lignes extérieures) ;
- pression limitée à 1,5 MPa pour les zones recevant un autre type d'injection et 2 MPa ailleurs ;
- débit minimum de 350 l/h à la pression maximum ;
- réinjection immédiate, si le volume maximum est atteint, avec une pression finale inférieure à la moitié de la pression maximum.

D'importantes résurgences ont été constatées en galerie sur les deux fronts, ce qui est tout à fait normal dans ce type de traitement, bien que les forages périphériques aient été traités en premier.

3.5. Phase 5

Réalisation des forages secondaires situés sur les centres du maillage primaire ramenant ainsi la maille finale des forages à environ 1,8 m par 1,8 m. Contrairement aux primaires, les forages secondaires sont arrêtés à l'interface molasse/moraine, la maille primaire ayant été estimée suffisante pour le traitement de la molasse.

En raison des mouvements importants qui pouvaient être prévus pendant l'injection des forages primaires, il a été décidé d'attendre que ceux-ci soient injectés avant d'entreprendre le forage des secondaires, sous peine de ne pouvoir y descendre les obturateurs doubles le moment venu.

3.6. Phase 6

Seconde phase de recompactage, en utilisant le même coulis bentonite-ciment que précédemment, la même répartition de manchettes traitées, et en traitant toute la section, jusqu'à 8 mètres au-dessus de la zone réexcavée, avec les critères d'injection suivants :

- volume limité à 450 l/ml (150 pour la périphérie) ;
- pression maximum de 2 MPa dans les zones ne recevant pas d'autre traitement et 3 MPa ailleurs ;
- débit minimum de 350 l/h à la pression maximum ;
- réinjection dans la foulée, si le volume limite est atteint, avec une pression finale inférieure à la moitié de la pression maximum.

3.7. Phase 7

Une fois la phase de recompactage terminée, le traitement est complété par une injection d'imprégnation de la zone à réexcaver et d'une voûte de 5 m l'entourant. Cette injection avait pour but de donner de la cohésion aux inclusions de sable fin pouvant être présentes dans la voûte résistante.

Deux types de coulis, possédant des caractéristiques de pénétrabilité équivalentes furent utilisés. L'un est le MICRON S, coulis minéral, l'autre un gel de silicate avec réactif organique.

Le coulis minéral fut injecté en premier dans la section devant être réexcavée afin que les matériaux n'aient pas

à être stockés en décharge contrôlée du fait de la présence de réactif organique. Le gel de silicate fut injecté dans la voûte porteuse, la nappe phréatique étant pauvre et inexploitée.

Ce coulis minéral est composé de fumée de silice et de chaux micronisée. Il a été développé pour répondre aux interdictions de plus en plus fréquentes en Europe frappant les gels de silicate utilisant comme réactif des durcisseurs d'origine organique qui sont les seuls à permettre d'obtenir des gels de consolidation.

Bien que n'étant pas un liquide pur comme le gel de silicate, il comporte 75 % de particules inférieures à $1\text{ }\mu\text{m}$ (fig. 6), les plus grossières $10\text{ }\mu\text{m}$, ce qui lui confère pratiquement le même pouvoir de pénétration qu'un gel de silicate de formulation courante et, dans tous les cas, qu'un coulis à base de ciment super-fin. La figure 7 rappelle les domaines d'utilisation des différents grands groupes de coulis.

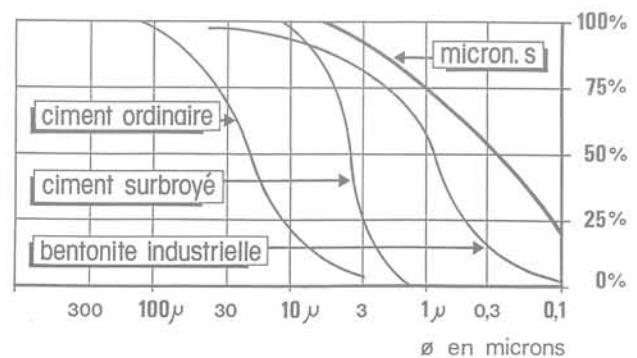


Fig. 6. — Granulométrie du coulis MICRON S.

Fig. 6. — Grain size distribution of MICRON S grout.

A poids de matière sèche égal, comme le montre la figure 8, le MICRON S présente des résistances mécaniques supérieures à celles de coulis à base de ciment CLK ou CPA et *a fortiori* de celles des gels de silicate. Sur ce chantier le dosage en matière sèche était de 150 kg/m^3 donnant ainsi des résistances à la compression simple sur coulis pur de 1 MPa à 28 jours, soit plus de 2 MPa dans le terrain traité.

Les critères d'injection du MICRON S furent les suivants :

- volume limité à 600 l/ml,
- pression maximum de 3 MPa,
- débit minimum de 300 l/h à la pression maximum.

La composition du gel de silicate a été déterminée en prenant en considération les hypothèses suivantes :

- pérennité de 6 mois ;
- résistance sur éprouvette AFTES de 1 MPa (pour viser 1,5 à 2 MPa en terrain traité) ;

ce qui a conduit au choix suivant :

- volume d'eau sur volume de silicate = 1,
- poids de réactif sur volume de silicate = 0,12, soit :
 - silicate de soude : 475 l/m^3 ;
 - eau : 475 l/m^3 ;
 - réactif 600 B : 50 l/m^3 .

COULIS			CONSOLIDATION (C) ETANCHEMENT (E)		CHAMP D'APPLICATION												
CIMENT ORDINAIRE			C														
CIMENT - BENTONITE			E,C														
COULIS AVEC FILLERS, COULIS MOUSSE			E,C														
COULIS A BASE DE CIMENT A PENETRABILITE AMELIOREE			E,C														
(MICRON S)			E,C														
GEL DE SILICE	CONSOLIDATION	(GELS) CONCENTRES	C														
		(GELS A) FAIBLE VISCO.	C														
	ETANCHEMENT	(GELS) CONCENTRES	E														
		(GELS) TRES DILUES	E														
RESINES	DE TYPE ACRYLIQUE		E														
	DE TYPE PHENOLIQUE		E														
	POLYURETHANE (MOUSSE)		E														
CARACTERISTIQUES DU TERRAIN		PERMEABILITE INITIALE K en (m/s)		10 ⁻⁷	5	10 ⁻⁶	5	10 ⁻⁵	5	10 ⁻⁴	5	10 ⁻³	5	10 ⁻²	5	10 ⁻¹	5
			ALLUVIONS GROSSIERES PRE-TRAITEES ALLUVIONS FINES (sables et graviers, sables, sables limoneux)								TERRAINS OUVERTS ALLUVIONS GROSSIERES, VIDES						

Fig. 7. — Domaines d'utilisation des différents coulis.

Fig. 7. — Grout selection table.

L'injection du gel de silicate dans toutes les manchettes de la voûte fut menée en respectant les critères d'injection suivants :

- volume limité à 1 200 l/ml sur les primaires, 600 l/ml sur les secondaires ;
- pression maximum 2 MPa ;
- débit minimum de 300 l/h à pression maximum.

Des forages tertiaires furent injectés après détection de zones de faible absorption.

4. TRAITEMENT

Les quantités totales d'injection furent les suivantes :

- mortier : 490 m³ ;
- bentonite-ciment
primaires : 2 080 m³ ;
secondaires : 834 m³ ;

— MICRON S : 404 m³ ;

— gel de silicate P + S : 455 m³ ; tertiaires : 571 m³.

Au total 5 500 m³ de coulis ont été injectés, 18 250 ml de forages réalisés pour reconsolider 18 600 m³ de terrain, ce qui représente une incorporation moyenne de 29,5 % du volume traité soit légèrement moins que la porosité de la moraine intacte qui est de 30 à 35 %. Les figures 9 et 10 donnent une idée plus précise de la distribution géographique des incorporations.

5. SUIVI DU TRAITEMENT

Afin de s'assurer de la réussite du traitement permettant ainsi de garantir la sécurité des ouvriers pendant la phase de recreusement, il était indispensable de mettre en œuvre une possibilité de suivre très précisément l'évolution de celui-ci.

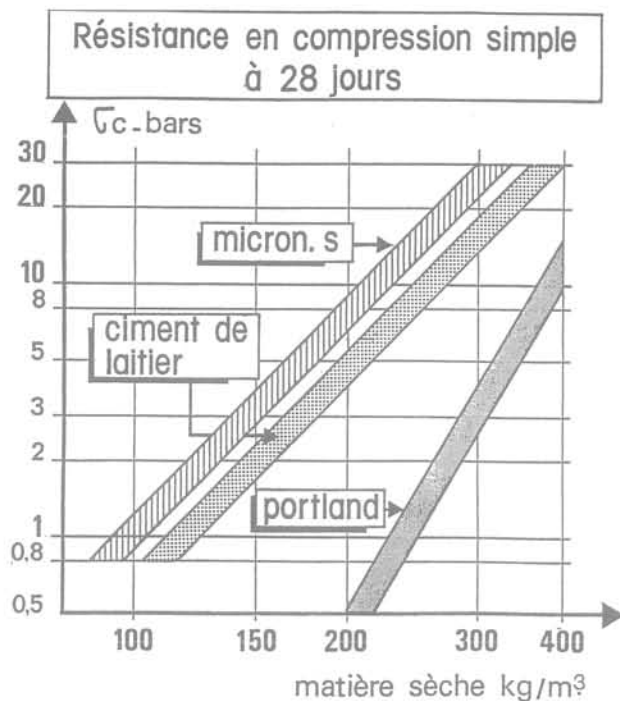


Fig. 8. — Résistance à la compression simple du coulis MICRON S.

Fig. 8. — Unconfined compression strength of MICRON S grout.

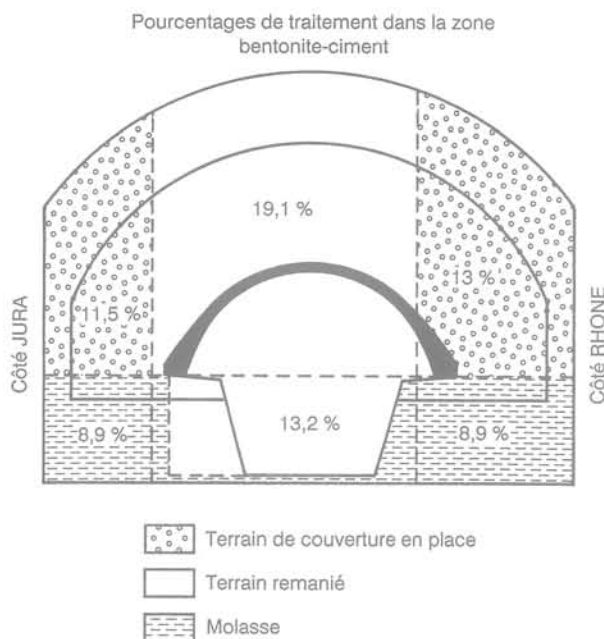


Fig. 9. — Distribution des absorptions en bentonite/ciment.

Fig. 9. — Grout takes bentonite/ciment.

Une des mesures prises, et certainement la plus importante, fut d'utiliser le système EPICEA (Enregistrement des Paramètres d'Injection et Contrôle Electronique Asservi).

Ce système fut mis en œuvre pour la première fois en 1987 et correspondait à une demande des maître

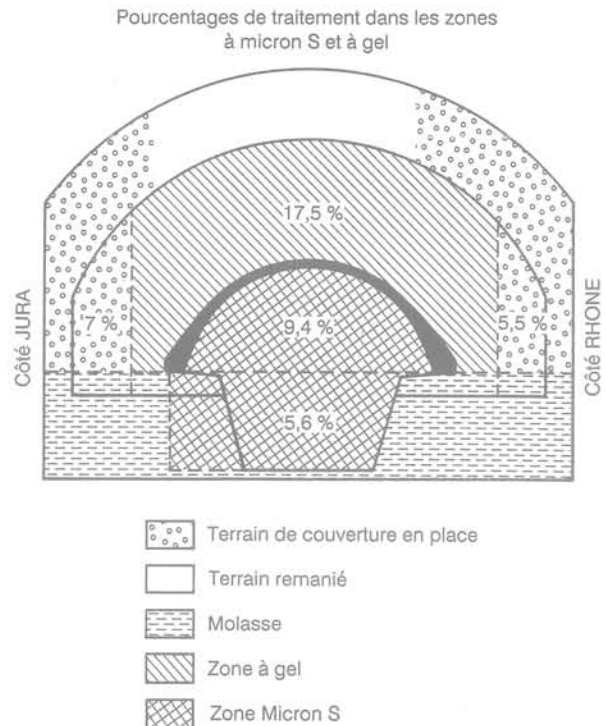


Fig. 10. — Distribution des absorptions en MICRON S/gel.

Fig. 10. — Grout takes MICRON S/silica gel.

d'œuvre et maître d'ouvrage portant plus particulièrement sur l'enregistrement des volumes et pressions d'injection. Le système fut conçu pour aller au-delà de cette demande avec les trois fonctions principales suivantes :

- acquisition de données,
- asservissement des presses d'injection,
- construction d'une base de données permettant l'analyse immédiate des résultats.

Le volet acquisition est repris dans la figure 11 où l'on retrouve un micro-ordinateur alimenté par des débitmètres électro-magnétiques et des capteurs de pression. Le système est prévu pour acquérir les données en provenance de 16 points d'injection. Le logiciel d'acquisition de données travaille en temps réel, ce qui permet d'avoir un échantillonnage d'une valeur par paramètre (pression, volume et débit) et par point d'injection par milliseconde. Les systèmes d'acquisition sous MS-DOS ne permettent pas un échantillonnage représentatif par manque de valeurs.

L'ordinateur arrête de lui-même les presses d'injection en cas de dépassement d'un critère d'injection préétabli, tel que pression ou volume maximum. Il peut également travailler en mode asservissement en respectant un débit de consigne ou gérer un refus, c'est-à-dire se maintenir en dessous d'une pression maximum en agissant sur le débit jusqu'à atteindre un débit minimum préétabli et maintenir alors l'injection à pression maximum et débit minimum pendant un temps t fixé à l'avance. Cette dernière possibilité est particulièrement intéressante dans les injections en rocher. Une des qualités du système est donc de s'affranchir des risques d'erreur humaine

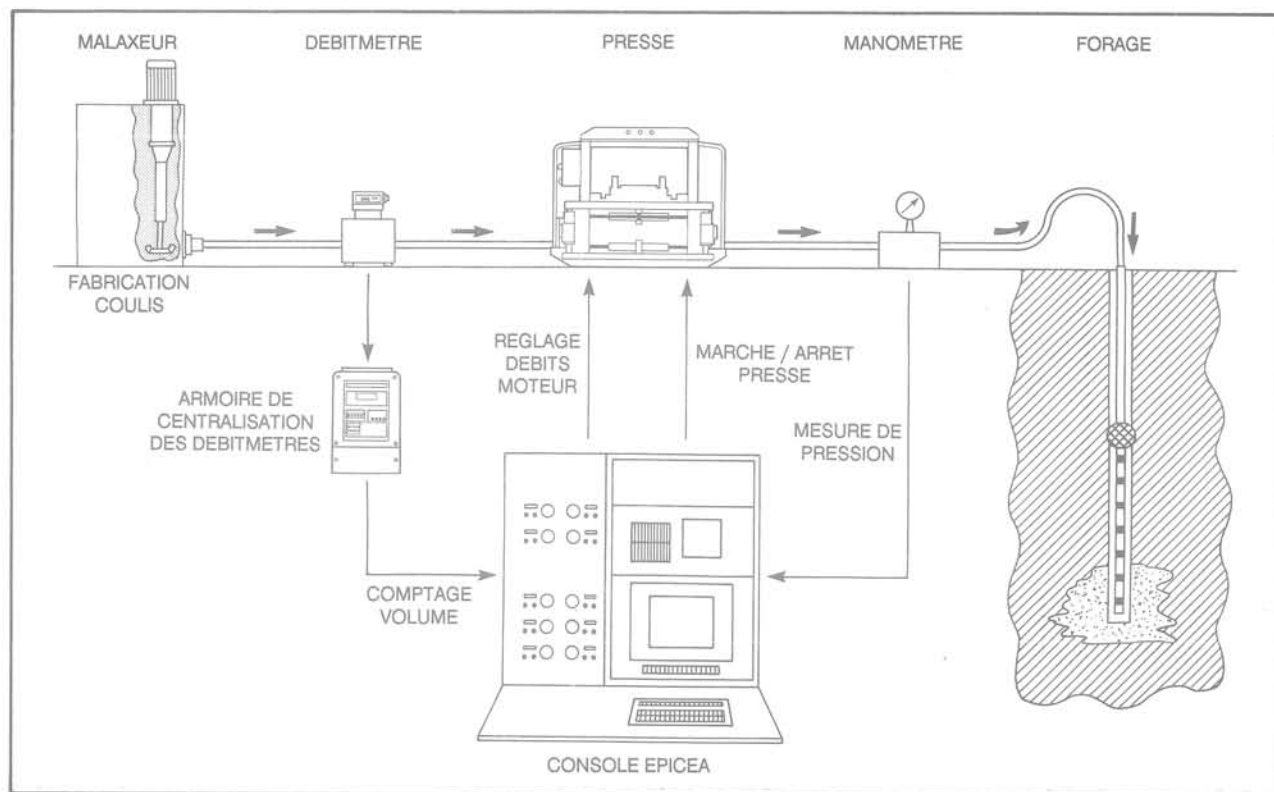


Fig. 11. — Système EPICEA chaîne de mesure.

Fig. 11. — EPICEA system acquisition chain.

et de respecter parfaitement des consignes d'injection aussi compliquées soient elles.

L'opérateur voit en permanence sur son écran et pour chaque point d'injection l'enregistrement des cinq minutes d'injection qui précèdent sous forme de courbes (pression, volume et débit), les valeurs instantanées, les critères d'injection ainsi que les coordonnées géométriques (forage, tranche et profondeur). En mode automatique, à chaque intervention de l'ordinateur, un message est affiché pour l'opérateur, numéro de pompe et raison de l'arrêt; l'opérateur peut ainsi se concentrer sur d'autres tâches d'évaluation de l'injection et anticiper les arrêts conduisant ainsi à une meilleure gestion des opérations d'injection.

Au niveau du traitement des données, la figure 12 décrit la chaîne d'information en commençant par la génération des consignes d'injection qui peut être :

- manuelle,
- définie par un système expert alimenté par des enregistrements numériques de paramètres de forage,
- obtenue par un programme de CAO tri-dimensionnel dans les cas où la géométrie du traitement est complexe (auréoles dans des plans non perpendiculaires à l'axe d'un tunnel).

A chaque fin de poste ou une fois par jour, les données sont transférées sous forme de disquette sur un autre ordinateur où la base de données est mise à jour par un technicien. Outre un rapport journalier précis et immédiat et les courbes de pression débit et volume en

fonction du temps pour chaque tranche, le logiciel d'exploitation comprend une base de données permettant d'extraire n'importe quel sous-groupe moyennant l'utilisation de jusqu'à 99 critères de sélection. Ceci permet de faire des analyses statistiques sur une population

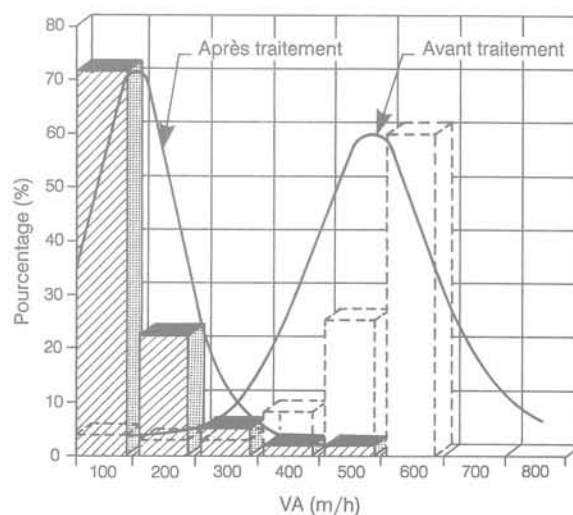


Fig. 13. — Evolution de la vitesse d'avancement de l'outil de forage au cours du traitement.

Fig. 13. — Evolving of tool advance velocity during treatment.

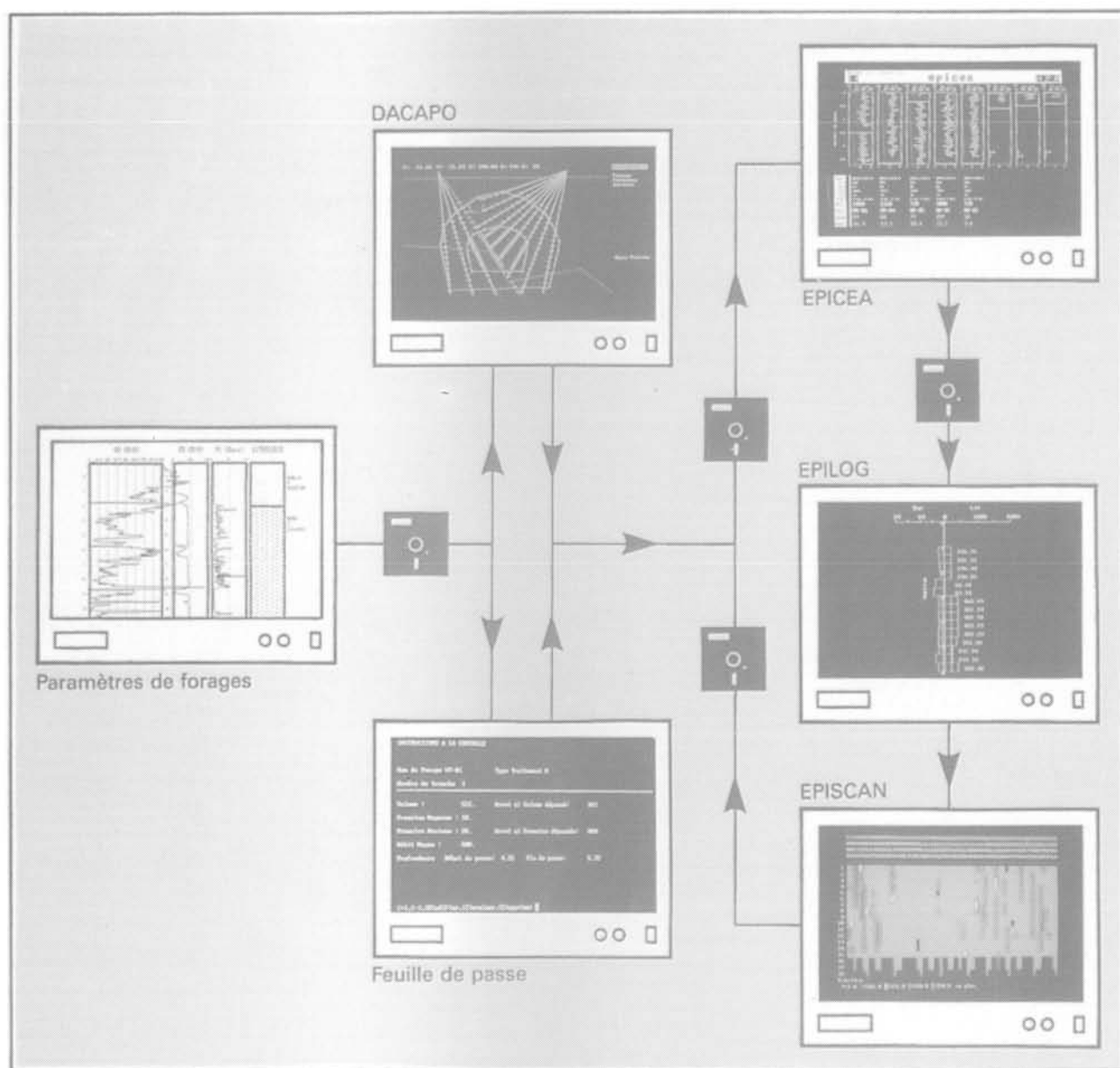


Fig. 12. — Système EPICEA chaîne de traitement informatique.

Fig. 12. — EPICEA system data processing chain.

donnée tant au niveau des pressions (moyennes, maxima ou de fin d'injection) que des débits (moyens ou de fin d'injection) ou des volumes, et de dresser également des cartes de zones de comportement homogène qui sont autant d'aides à la décision dans la conduite du traitement. Ces aides à la décision, dans le cas précis qui nous intéresse, auraient été quasiment impossibles à obtenir manuellement au vu de la quantité d'informations à traiter : 500 à 600 tranches par jour avec simultanément au moins deux types de coulis.

D'autres moyens furent également mis en œuvre pour assurer la qualité du traitement et notamment le suivi de l'évolution des paramètres de forage. Plus particulièrement la vitesse instantanée d'avancement de l'outil de forage, V_a , qui est directement liée à poussée constante

aux caractéristiques mécaniques du terrain a fait l'objet d'une analyse statistique. On a ainsi vu passer la V_a de valeurs supérieures à 400 m/h dans les zones décomprimées à 264 m/h après le bourrage au mortier, 120 m/h après l'injection des primaires en bentonite-ciment, 68 m/h en fin d'injection, à comparer à 65 m/h pour le terrain vierge. Un exemple typique de distributions de vitesses d'avancement au même endroit à des phases différentes est donné en figure 13. Ces résultats ont été confirmés par une série de 66 essais SPT réalisés au cours du traitement et qui ont vu les caractéristiques du terrain passer de $N = 5$ à $N > 50$ au cœur de la zone effondrée.

Enfin des échantillons des différents coulis ont été systématiquement prélevés et testés afin de vérifier la ré-

sistance de ces derniers. Des essais de viscosité Marsh et de densité étaient également réalisés deux fois par jour pour chaque coulis.

6. CONCLUSION

A la fin du mois de septembre 1991, la réexcavation de la partie la plus critique en méthode allemande, à savoir les deux niveaux de galeries latérales et la demi-section

supérieure (sans galerie de faîte) était terminée sans aucun problème.

Le système EPICEA associé à l'utilisation de coulis appropriés a permis de réaliser en 6 mois à l'aide de 14 presses des travaux qu'il n'était pas pensable de réaliser de manière traditionnelle au vu de l'exiguïté de la plate-forme de travail, du matériel à y faire travailler et de la complexité du traitement.

ACHEVÉ D'IMPRIMER
SUR LES PRESSES DE
L'IMPRIMERIE CHIRAT
42540 ST-JUST-LA-PENDUE
EN AVRIL 1993
DÉPÔT LÉGAL 1993 N° 7704

