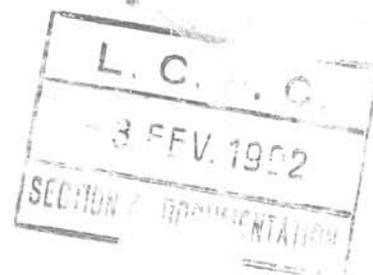


REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE



13 AOUT 1995

L.C.C. - Paris
DEPARTEMENT
BOIS - Publications
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 1992 (numéros 58 à 61) franco 540 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.

© 1992

Presses de l'école nationale des
Ponts et chaussées

ENTREPRISES LÉON BALLOT BTP

Société Anonyme au capital de 43 312 500 F

SIÈGE SOCIAL:

155, boulevard Haussmann - 75008 PARIS

Tél. 45 63 01 66

Télex 280 809 - Télécopie 42 89 07 56

AGENCE NORMANDIE :

12, rue des Mouettes
76130 MONT-SAINT-AIGNAN
Tél . 35 74 06 65

AGENCE CENTRE-MIDI :

63, rue Berthelot
63000 CLERMONT-FERRAND
Tél. 73 36 87 11



AGENCE PARIS ILE-DE-FRANCE

3, rue Jules-Gautier
92000 NANTERRE
Tél. 47 25 53 54

AGENCE RHÔNE-ALPES

166, avenue Ambroise-Croizat
Z.I. du Chiriac
73200 ALBERTVILLE
Tél. 79 32 04 92

TERRASSEMENTS – TRAVAUX SOUTERRAINS
TRAVAUX HYDRAULIQUES ET MARITIMES
OUVRAGES D'ART - CONSTRUCTIONS INDUSTRIELLES – BÂTIMENT

REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE

N° 58
JANVIER 1992

sommaire

Les sécheresses de 1989 et 1990. Présentation P. Habib	5
Exemples de sinistres en région parisienne P. Vandangeon	7
Le point de vue du contrôleur technique P. Blondeau	15
Le point de vue de l'expert C. Duronsoy	23
Les conditions d'application de la loi du 13 juillet 1982 relative à l'indemnisation des victimes des catastrophes naturelles aux dommages dus à la sécheresse M. Toulemont	27
Simulation tridimensionnelle de la blocométrie naturelle de massifs rocheux J. Xu, R. Cojean, M. Arnould	31
Modélisation par blocs de falaises fracturées F. Homand-Etienne, N. Rode, R. Schwartzmann	41
Simulation des excavations des sols élastoplastiques par la méthode des éléments finis E. Comodromos, K. Pitilakis, T. Hatzigogos	51
Etude sur les corrélations entre le standard penetration test et le pressiomètre H. Gonin, P. Vandangeon, M.P. Lafeuillade	67



Les sécheresses de 1989 et 1990

The 1989 et 1990 droughts

La sécheresse exceptionnelle des deux années consécutives 1989 et 1990 et dans une moindre mesure celle de 1991 a eu des conséquences importantes sur les fondations des constructions moyennes ou légères. L'expérience ainsi acquise a permis au Comité Français de Géologie de l'Ingénieur de rassembler quatre articles traitant des différents aspects, physique et mécanique, légaux ou réglementaires, qui complètent l'article de G. PHILIPPONNAT paru dans le n° 57 de la Revue Française de Géotechnique. Il nous a paru intéressant de les grouper pour les présenter à nos lecteurs.

P. HABIB
Directeur de la Publication

Exemples de sinistres en région parisienne

Accidents exemples in Paris area

P. VANDANGEON

Directeur de l'Agence Ile-de-France SIMECSOL*

Rev. Franç. Géotech. n° 58, pp. 7-14 (janvier 1992)

Résumé

La sécheresse des années 1989 et 1990 a entraîné un grand nombre de désordres dans les constructions fondées sur des sols argileux. La région parisienne a été particulièrement touchée par ce phénomène dont le présent article décrit le mécanisme. Après avoir analysé les méthodes d'investigation permettant de déterminer, cas par cas, l'origine des désordres, l'auteur indique les solutions à mettre en œuvre pour conforter les bâtiments sinistrés et pour prévenir de tels accidents.

Abstract

The drought that stroke the country in 1989 and 1990 has been the cause of many damages in buildings founded above clayey soils. The Paris region has been particularly hit by this phenomenon, the mechanism of which is described in this article. After having analysed the investigation methods which allow the determination of the origin of the damage on a case by case basis, the author reviews the relevant methods to comfort the damaged building and prevent such accidents.

* 8, avenue Newton, 92350 Le Plessis-Robinson.

1. ANALYSE PHYSIQUE DU PHÉNOMÈNE

Du point de vue granulométrique, les argiles sont des sols très fins dont les éléments sont inférieurs à deux microns. Au plan minéralogique, qui ne sera pas développé, il s'agit d'un assemblage d'éléments phylliteux en forme de feuillets, et d'eau.

Les argiles de la région parisienne, présentent à l'état saturé une teneur en eau de l'ordre de 35 à 40 %. Compte tenu du fait que le poids spécifique de l'eau est de 2,7 fois inférieur à celui des particules solides, il y a en volume autant d'eau que de solide dans l'argile. Encore faut-il préciser que les argiles de la région parisienne sont parmi celles dont la teneur en eau est la plus faible. Il n'est pas rare de rencontrer des argiles magnésiennes qui atteignent 70 à 80 % de teneur en eau à la saturation.

Les argiles sont généralement le plancher d'une nappe phréatique et des nappes captives peuvent se mettre en charge sous ces terrains. Le plus souvent, les argiles sont donc en contact avec l'eau par le dessus et parfois par le dessous.

En période de sécheresse, les nappes peuvent arriver à se tarir, si bien que les argiles perdent leur état de saturation par évaporation de l'eau qu'elles contiennent. Ce phénomène est fréquemment accentué par la succion de l'eau au sein de la masse argileuse par des racines d'arbres. Ainsi un peuplier ou un saule adulte, qui a besoin de 300 l d'eau par jour en été, doit-il puiser cette eau dans l'argile elle-même après

que la nappe se soit tarie ou qu'il ait contribué à la tarir. Il se développe alors un phénomène de retrait qui se traduit par une diminution de volume de l'argile et entraîne un tassement (diminution de volume dans le sens vertical) et une fissuration (diminution de volume dans le sens horizontal).

Lorsque le terrain est à nouveau réhydraté, l'eau pénètre dans les fissures et l'argile tend à nouveau vers son volume initial. C'est le phénomène du gonflement.

A ce propos, le terme d'argile gonflante peut être considéré comme un pléonasme car toutes les argiles possèdent la propriété de gonfler et de se rétracter en fonction des variations de teneur en eau. Et il faut bien dire que si les phénomènes de gonflement sont souvent extrêmement spectaculaires, ce sont les phénomènes de retrait qui sont de loin les plus nombreux et qui sont à l'origine de la plupart des sinistres liés à la nature argileuse du terrain de fondation (fig. 1).

2. TERRAINS DE LA RÉGION PARISIENNE CONCERNÉS. EXEMPLES DE SINISTRE

Dans la série de la région parisienne, constituée essentiellement de terrains tertiaires (à l'exception des alluvions quaternaires et de la craie secondaire), on compte six couches d'argile qui peuvent être à l'origine de sinistres.

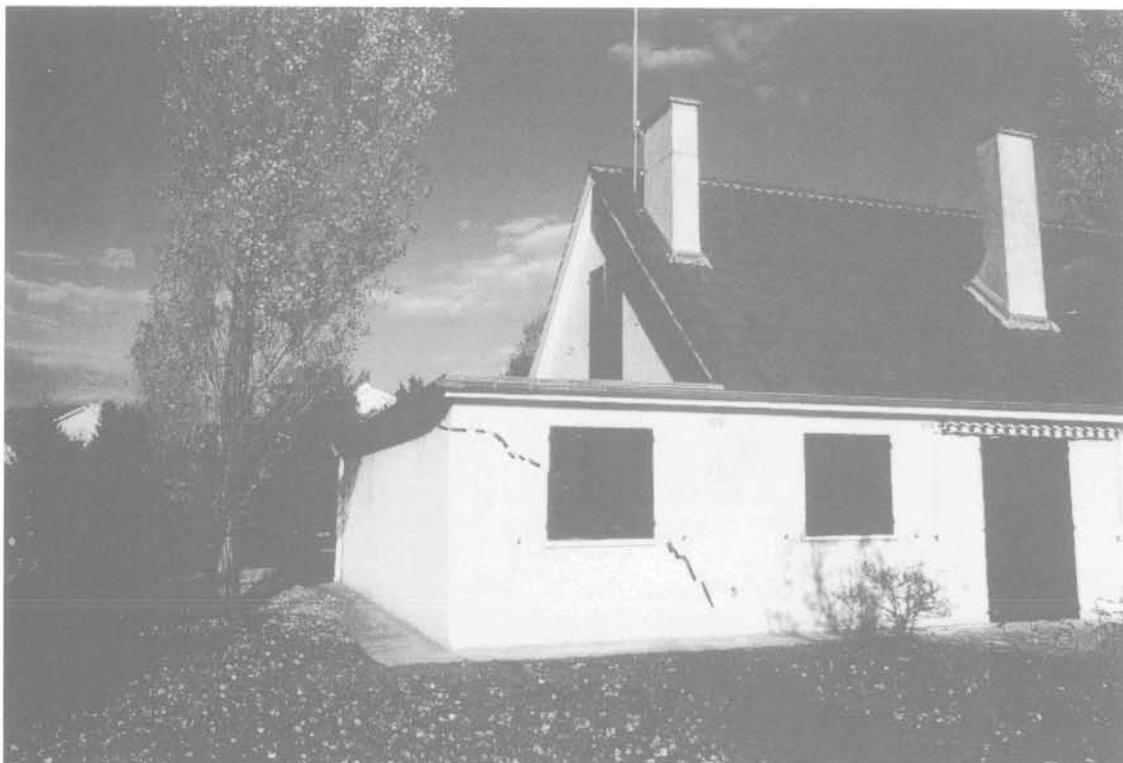


Fig. 1. — (cliché SIMECSOL). Un terrain argileux, une maison individuelle, un peuplier... les conditions idéales pour une fissure spectaculaire. Le Mesnil-Saint-Denis (Yvelines).

Fig. 1. — Clayey Soil, private house, poplar-tree... best conditions for an enormous crack ! Le Mesnil-St-Denis (Yvelines).

Du haut en bas de la série ;

- les argiles à meulière de Beauce (5 m d'épaisseur moyenne) ;
- les argiles à meulière de Brie (5 m d'épaisseur moyenne) ;
- les argiles vertes (5 m d'épaisseur moyenne) qui donnent lieu à la plus grande partie des sinistres parce qu'on les rencontre fréquemment à l'affleurement ;
- les marnes syragypseuses (et spécialement la partie inférieure correspondant aux marnes d'Argenteuil particulièrement argileuses et qui compte 10 m d'épaisseur environ) ;
- les marnes infragypseuses (5 m d'épaisseur environ) ;
- les argiles plastiques (10 m d'épaisseur environ).

En outre, les limons de plateau et les alluvions modernes peuvent donner lieu à des phénomènes, mais plus atténués, de tassement — gonflement.

Au total, il y a donc 40 m d'épaisseur de couches d'argile en région parisienne sur une série sédimen-

taire d'environ 200 m de hauteur. C'est dire qu'aucune partie de l'Ile-de-France n'est épargnée par le phénomène, d'autant que les terrains argileux déterminant des reliefs mous, ont tendance à fluer dans les pentes et occupent donc d'importantes surfaces (fig. 2).

Mais fort heureusement, ce n'est pas parce que le terrain est argileux qu'il y aura sinistre dû à un phénomène de retrait. Pour qu'il y ait sinistre il faut en effet qu'il y ait un retrait différentiel au droit de la construction considérée et que cette construction ne puisse pas s'adapter à ce mouvement différentiel. Ainsi les immeubles collectifs qui sont généralement plus rigides que les maisons individuelles, du moins lorsqu'ils comportent des voiles en béton armé, sont-ils moins vulnérables, si bien que 95 % des sinistres concernent des maisons individuelles. Par ailleurs, la plus grande partie des sinistres (80 % environ) se rapportent à des maisons près desquelles se trouvent des saules, des peupliers ou des chênes, ou des végétations denses (fig. 3).

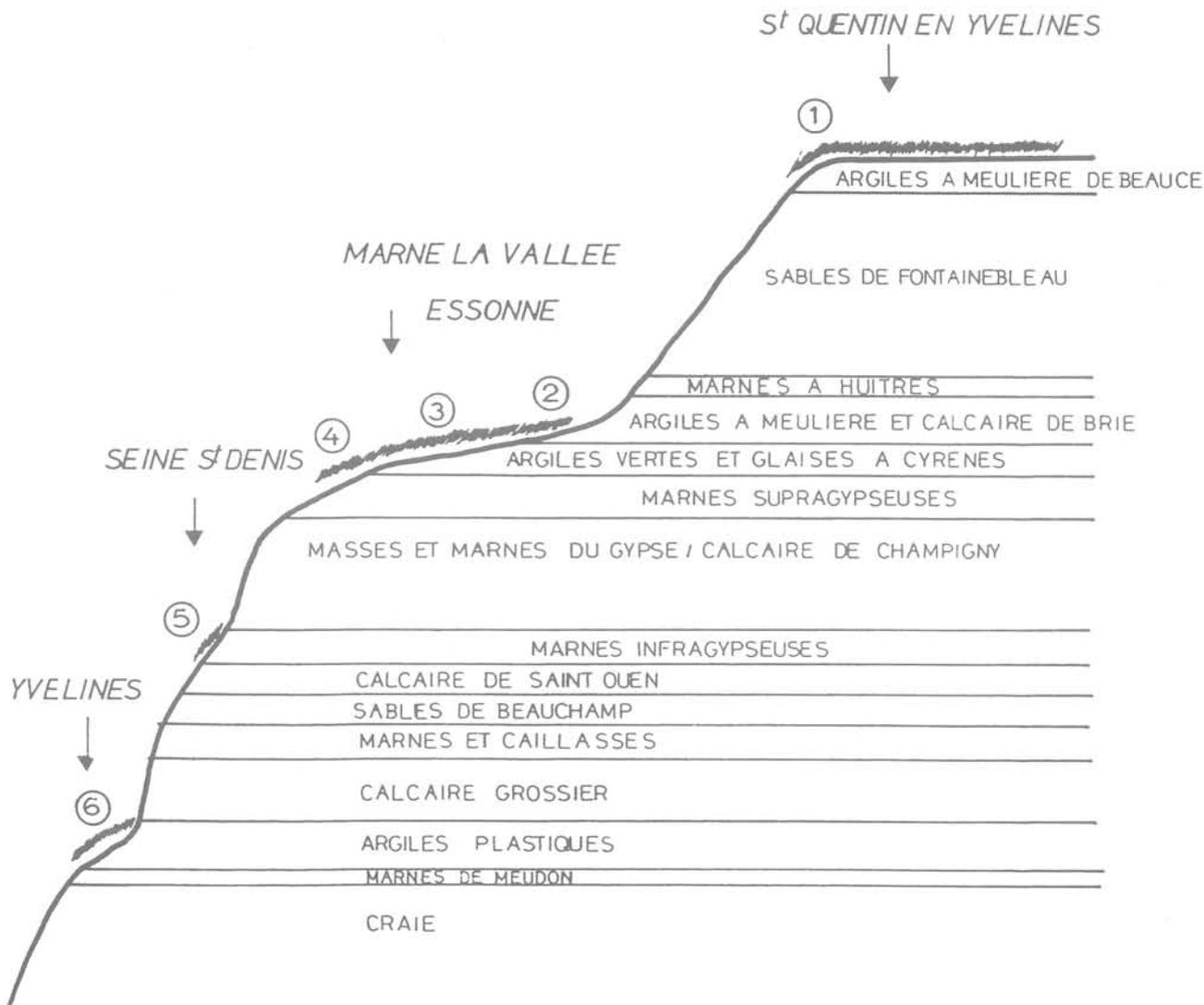


Fig. 2. — Série tertiaire de la région parisienne. - Zones sensibles.
 Fig. 2. — Tertiary stratas of Paris region. - Sensitive areas.



Fig. 3. — (Cliché SIMECSOL). Pavillon fondé sur les marnes infragypseuses à Sarcelles (Seine-St-Denis).
Fig. 3. — Villa settled on infra-gypseous marl in Sarcelles (Seine-St-Denis).

Certaines régions sont évidemment plus exposées que d'autres. Ce sont en premier lieu les villes nouvelles de St-Quentin-en-Yvelines et Marne-la-Vallée, la première se situant au droit des argiles à meulière de Beauce et la seconde au droit des argiles vertes et des marnes supragypseuses. Leur vulnérabilité est d'autant plus élevée que lorsque les premières constructions ont été faites, la nappe d'eau se trouvait à faible profondeur, aussi a-t-on évité de faire des sous-sols. Du coup, les fondations étant très superficielles, elles se trouvent directement soumises aux variations de teneur en eau. Par ailleurs, pour agrémenter un paysage souvent ingrat, on a planté des arbres, et quoi de plus vivace que les peupliers et les saules qui aiment l'eau ? Avec l'urbanisation croissante, les surfaces ont été imperméabilisées et les nappes se sont lentement tarées, si bien que les phénomènes de retrait se sont fortement développés et des sinistres importants se sont produits, bien avant les années sèches de 1989 et 1990.

D'autres sites sont bien connus pour subir depuis de nombreuses années ce type de phénomène. On peut citer dans le département du Val-de-Marne, les communes de Villecresnes et Roissy-en-Brie où de grands lotissements ont été construits sans précautions particulières avec des fondations très superficielles ou sur des pieux picots ancrés dans l'argile. A l'Ouest de Paris, dans le département des Yvelines, où les argiles plastiques peuvent se trouver à faible profondeur (Mantes-la-Ville...), de nombreux désordres se sont également produits. Cette liste est loin d'être limitative.

Mais avec la grande sécheresse des années 1989 et 1990, le phénomène s'est étendu à un très grand

nombre de constructions pourtant déjà anciennes et dont certaines avaient bien supporté la sécheresse de 1976. Le département de l'Essonne et de la Seine-et-Marne ont été ainsi largement touchés ainsi que le sud des Hauts-de-Seine. On a vu des désordres extrêmement spectaculaires se produire à Paris même, dans le 20^e arrondissement au-dessus des argiles vertes (fig. 4).

3. LES FONDATIONS SUR TERRAINS ARGILEUX. HISTORIQUE

Il est intéressant de faire un retour en arrière sur la manière dont les problèmes ont été abordés par les géotechniciens confrontés aux fondations sur terrains argileux en région parisienne et aux sinistres qui en ont découlés.

Avant 1976, on craignait surtout les phénomènes de gonflement, si bien qu'il était usuel de charger aussi fortement que possible les fondations. On disait alors par exemple que la pression de gonflement des argiles vertes était de 0,2 MPa et que pour éviter des désordres, le taux de travail du sol devait excéder cette valeur, sans toutefois dépasser 0,3 MPa car l'argile reste tout de même compressible...

En fait la pression de gonflement n'est pas une caractéristique intrinsèque d'une argile. Cette pression de gonflement varie en fonction de la teneur en eau. A saturation, une argile ne gonfle pas : par contre un abaissement de sa teneur en eau entraîne un fort potentiel de gonflement. Ainsi une argile plastique

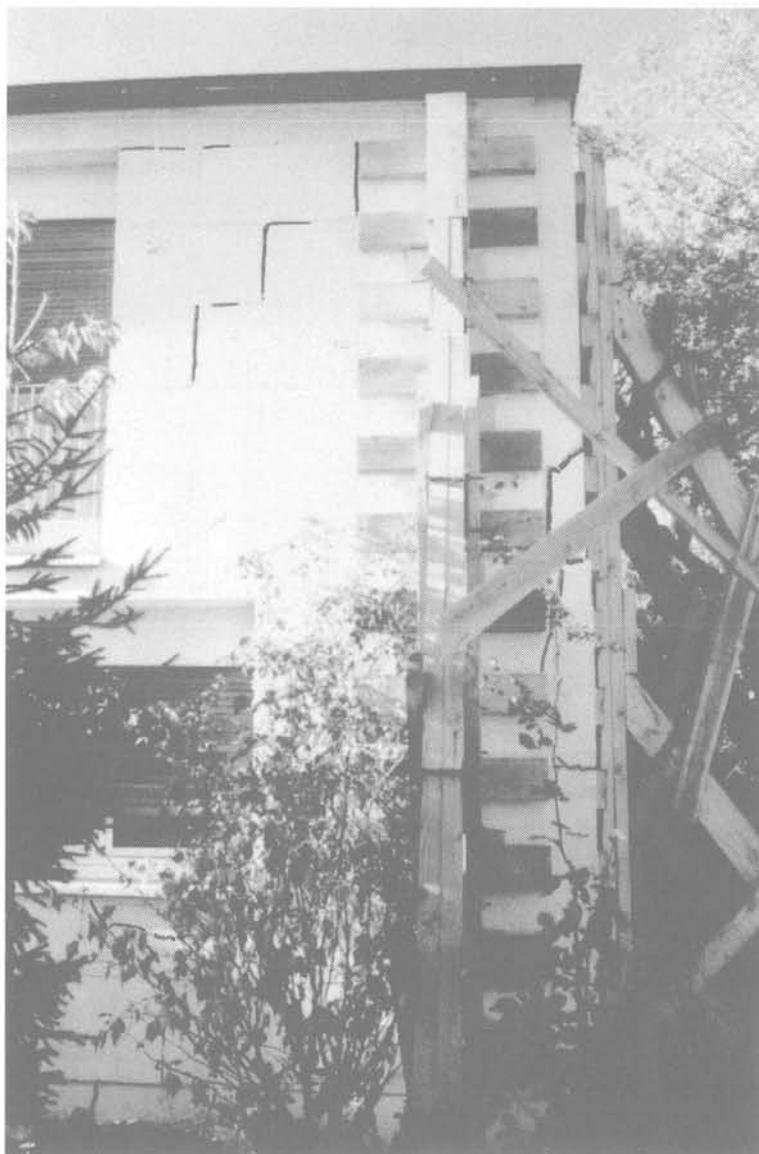


Fig. 4. — (Cliché SIMECSOL). Etaisement d'un pavillon fondé sur les argiles vertes et dont le pignon menaçait de s'écrouler à Quincy-sous-Senart (Seine-et-Marne).

Fig. 4. — Strutting for private house founded on « green clay », to avoid imminent collapse of the gable ; in Quincy-sous-Senart (Seine-et-Marne).

dont la teneur en eau s'abaisse à 20 % a-t-elle une pression de gonflement de l'ordre de 1 MPa et sa résistance à la compression simple peut passer de 0,2 MPa pour une teneur en eau de 35 % à plus de 2 MPa pour une teneur en eau de 20 % (fig. 5).

A partir de 1976, on a revu certaines idées et on a commencé à se préoccuper des problèmes de dessiccation et de retrait ; on a alors estimé à juste titre que les fondations devaient être établies à une profondeur suffisante pour échapper aux phénomènes de variations de teneur en eau. Mais les sécheresses de 1989 et 1990 ont montré que les argiles pouvaient s'assécher sur plusieurs mètres. Un récent sinistre à Paris a ainsi montré que les argiles vertes avaient été desséchées sur 5 m d'épaisseur. On comprend aisément les désordres qui peuvent en résulter quand une couche d'argile verte de 2 m d'épaisseur tasse de 4 à 5 cm lorsque sa teneur en eau s'abaisse de 5 %.

C'est pourquoi récemment de nombreux sinistres se sont déclarés sur des constructions qui avaient déjà été reprises en sous-œuvre au moyen de puits manuels dont on pensait qu'ils descendaient assez bas pour échapper aux variations de teneur en eau du sol, mais qui restaient toutefois dans l'argile.

En fait, pour une construction neuve, si l'on veut malgré tout se fonder dans l'argile et éviter de faire des fondations profondes sous la couche argileuse, il faut respecter 4 conditions :

- descendre les fondations aussi bas que possible ;
- faire des structures assez raides pour que les mouvements différentiels du sol puissent être absorbés par cette rigidité ;
- éviter toute plantation de type peuplier, saule ou chêne à proximité de la construction (on dit qu'un

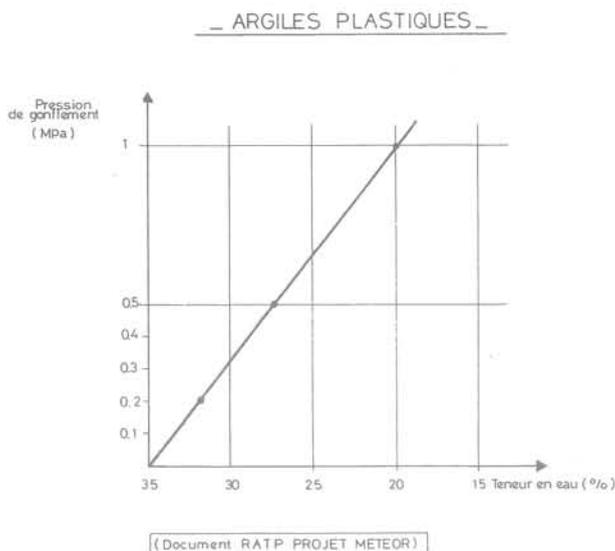


Fig. 5. — Variation de la pression de gonflement en fonction de la teneur en eau.

Fig. 5. — Variation of the swelling pressure us water content.

arbre adulte de l'une de ces espèces dessèche le terrain jusqu'à une distance égale à 1,5 fois sa hauteur) ;
— faire des canalisations très résistantes pour éviter tout apport ponctuel d'eau sous les fondations suite à une rupture.

Un cas particulier est constitué par les terrains en pente ; il faut veiller à ce que les fondations soient encadrées par rapport au terrain naturel de la même hauteur à l'amont et à l'aval, sinon on s'expose à un assèchement plus intense des argiles à l'aval et donc à un tassement plus accentué à l'aval. Ce phénomène est à l'origine de nombreux sinistres.

4. ETUDE DE SOLS EN CAS DE SINISTRE

Dans le cas d'un sinistre dû à un phénomène de retrait d'argile, l'étude de sols aura pour but de déterminer les causes exactes du sinistre et les moyens à mettre en œuvre pour y remédier.

Dans cette optique, il conviendra en premier lieu de déterminer au moyen d'un ou plusieurs puits de reconnaissance la géométrie des fondations, leur profondeur et la nature du terrain d'assise. Cette reconnaissance est indispensable pour concevoir ensuite la reprise en sous-œuvre.

Puis, il faut déterminer la nature et les caractéristiques des terrains sur une hauteur suffisante permettant de dimensionner correctement la reprise en sous-œuvre. A cet égard on doit respecter la prescription du DTU 13.2 « Fondations Profondes » imposant de reconnaître les terrains jusqu'à 5 m au-dessous des fondations futures. La reconnaissance devra permettre de déterminer :

— le niveau d'assise des puits ou micropieux de reprise en sous-œuvre éventuelle ;

— les hypothèses à prendre en compte dans le calcul des forces portantes ;

- épaisseur sur laquelle on doit tuber les micropieux ou prendre un frottement négatif ;
- frottement latéral positif admissible dans les terrains compacts et insensibles aux variations de teneur en eau ;
- valeur de l'effort admissible par le sol pour des fondations sur puits.

A cet effet, les différentes méthodes qui peuvent être mises en œuvre sont les suivantes :

— le pénétromètre dynamique, mais cet appareil peut donner lieu à de faux refus, d'où une hauteur de reconnaissance insuffisante et par ailleurs, on ne reconnaît pas par cette technique la nature du terrain, et en particulier l'épaisseur d'argile à neutraliser ;

— le pressiomètre, à la condition que les essais pressiométriques soient réalisés dans des sondages à la tarière ou par carottage-battage, de manière à obtenir une coupe précise du terrain ;

— le Standard Pénétration Test. Cette technique qui consiste à carotter le terrain et à mesurer sa résistance est particulièrement bien adaptée, même en terrain argileux, contrairement à un certain nombre d'idées reçues.

Dans les cas difficiles, on complètera ces investigations *in situ* par des essais en laboratoire : essais de gonflement à l'œdomètre pour apprécier le degré de dessèchement des argiles et leur potentiel de gonflement, mesures de teneur en eau pour déterminer l'épaisseur de terrain qui a été desséchée.

Enfin, il sera utile de suivre l'évolution des désordres et d'apprécier le cas échéant l'efficacité du remède mis en œuvre. A cet effet, deux systèmes peuvent être utilisés soit ensemble, soit séparément :

— mesures de nivellement direct à partir d'un point supposé fixe (on a ainsi une précision de l'ordre de 1/10 mm) ;

— mesures d'ouvertures de fissures au moyen de jauges à vernier du type LPJS qui donnent aussi une précision du 1/10 mm, ou au moyen d'extensomètres à billes qui ont une précision du 1/100 mm et qui permettent des mesures dans les trois dimensions.

Pour être valables, les mesures doivent être effectuées sur un cycle de saisons, c'est-à-dire pendant un an, avec une fréquence si possible mensuelle.

5. LES DIFFÉRENTS REMÈDES

Une fois la situation analysée et le diagnostic porté sur l'origine des désordres et sur leur évolution prévisible, il importe de mettre en œuvre des moyens propres à assurer la stabilité, si possible définitive, du bâtiment sinistré.

Dans bien des cas, il suffira d'abattre l'arbre (ou les arbres) à l'origine d'une situation dissymétrique. Il faudra non seulement couper l'arbre mais aussi neutraliser définitivement ses racines par injection de chlorate de soude. Il vaut mieux souvent sacrifier quel-

ques arbres plutôt que de se lancer dans une reprise en sous-œuvre des fondations onéreuse et parfois hasardeuse. Parallèlement à cette opération, il conviendra de vérifier et, le cas échéant, de réparer et de renforcer les canalisations d'eaux pluviales et usées.

Mais parfois, on ne peut pas toujours couper les arbres parce qu'ils sont chez un voisin récalcitrant qui les avait plantés avant que ne soit construit le bâtiment sinistré, ou bien la cause est différente et il faut alors envisager une reprise en sous-œuvre du bâtiment sinistré.

Toutes les reprises en sous-œuvre n'ont pas la même valeur. En premier lieu, il faut éviter, comme on l'a vu, celles qui restent dans les terrains argileux et qui peuvent s'avérer insuffisantes à terme. Il convient également d'éviter les reprises partielles qui entraînent la création de points durs et sont susceptibles d'engendrer des désordres encore pires. Ainsi pour un pavillon en Seine-et-Marne deux angles avaient été repris au moyen de micropieux. L'année suivante il fallut étayer le pavillon qui se disloquait ; il a ensuite été nécessaire de le démolir entièrement et de le reconstruire sur des pieux de gros diamètre (fig. 6).

Ceci étant, la meilleure manière de reprendre un bâtiment en sous-œuvre consiste à réaliser des puits manuels blindés sous les terrains argileux. Ce système présente trois avantages majeurs :

— du point de vue mécanique un puits, massif par nature, a une inertie beaucoup plus forte que les

micropieux, ce qui lui permet de mieux résister aux efforts horizontaux qui sont exercés en tête de fondation car les phénomènes de retrait et de gonflement se développent aussi bien dans le sens horizontal que vertical ;

— on peut vérifier la nature et la résistance du terrain que l'on atteint ;

— on peut surtout voir ce que l'on fait alors que dans le cas de micropieux on n'est pas à l'abri d'une erreur d'exécution.

Les puits peuvent être jointifs, auquel cas ils seront exécutés par plots alternés. Ils peuvent aussi être discontinus et liés entre eux par une longrine en béton armé exécutée par parties en sous-œuvre.

Les puits sont coulés en béton non armé dosé à 350 kg de ciment CLK par m³. La liaison entre les fondations anciennes et les reprises se fait au moyen d'un mortier sans retrait mis en place après que le béton ait fait sa prise. Bien entendu toutes précautions doivent être prises pour éviter d'aggraver les désordres pendant les travaux ; en particulier, on limitera les ouvertures sous les fondations à des plots de 1,5 m de large (éventuellement davantage en cas de fondations ferrillées).

L'inconvénient majeur de la technique des puits réside dans son prix, si bien que cette technique n'est guère applicable que si la couche portante se trouve à faible profondeur (moins de 5 m en général).



Fig. 6. — (Cliché SIMECSOL). La fissure de l'année 1985 a été colmatée, on a repris en sous-œuvre le pavillon partiellement au moyen de puits trop courts ... et en 1989 une nouvelle fissure, parallèle à la précédente est apparue. Pavillon situé à Montgeron (Essonne) et fondé sur les argiles vertes.

Fig. 6. — 1985 crack was tapped ; the villa was further partially under-piled with too short piles... and in 1989, new crack appeared parallel with the ancient one.

Villa settled in Montgeron (Essonne) and founded on « green clay ».

La deuxième technique, dont l'emploi se généralise est donc celle des micropieux ancrés largement dans des terrains compacts et insensibles aux variations de teneur en eau. Le liaisonnement aux fondations existantes pourra se faire par scellement direct au mortier sans retrait à la condition que les fondations soient assez épaisses et assez résistantes. Sinon il sera nécessaire de réaliser une longrine de liaison en sous-œuvre. A noter que les forages à travers les fondations doivent se faire par carottage pour éviter tout ébranlement des structures d'un bâtiment déjà fragilisé. Les micropieux ont généralement des diamètres de 100 à 200 mm. Ils sont armés de barres type DYWIDAG ou de tubes métalliques dont la section est calculée pour reprendre les charges transmises aux micropieux. Il s'agit de micropieux non injectés où l'espace entre l'armature et le terrain est rempli d'un coulis fortement dosé en ciment ($1\ 200\text{ kg/m}^3$) mis en place par gravité au tube plongeur.

Le calcul des micropieux devra tenir compte du fait que lorsque les terrains se réhydratent des forces ascendantes dues au gonflement peuvent se développer si bien que les micropieux travaillent alors en tirants. Ainsi s'ils ne sont pas assez ancrés dans la couche compacte sous l'argile, ils peuvent être entraînés vers le haut. On a vu ainsi dans le Val-de-Marne des maisons reprises par des micropieux trop courts, se soulever, et subir de tels désordres qu'il a fallu les démolir et les reconstruire (en réalisant là encore des fondations sur pieux de gros diamètre).

Dans tous les cas, les réparations ne devront être entreprises qu'après stabilisation des mouvements. En effet, les travaux de reprises en sous-œuvre peuvent engendrer de nouveaux mouvements et surtout, il convient d'attendre que les charges soient effectivement reportées sur les fondations nouvelles ; or ces fondations n'entreront véritablement en service qu'à l'été suivant lorsque les fondations anciennes connaîtront à nouveau une défaillance sous l'effet de la sécheresse.

Enfin, il convient de parler de deux techniques pour les déconseiller, sauf dans certains cas bien précis. En premier lieu, le drainage qui contribue encore à assé-

cher le terrain, donc à accentuer le phénomène de retrait. En second lieu l'arrosage du terrain qui ne peut être efficace que s'il est fait de manière uniforme, régulière et dosée, autant de conditions dont on s'aperçoit qu'elles sont difficiles à réunir dans la pratique.

6. LA CONDUITE DES TRAVAUX DE CONFORTEMENT

La conduite des travaux de confortement nécessite beaucoup de soin. Il faut d'abord porter le bon diagnostic, puis établir un projet qui soit bien adapté au problème posé, car chaque cas est particulier, et enfin s'assurer de la bonne exécution des travaux et de leur efficacité. C'est pourquoi il est indispensable que la direction de ces travaux soit confiée à un maître d'œuvre spécialisé qui conseillera le maître d'ouvrage et défendra au mieux ses intérêts technique et financier.

C'est ce maître d'œuvre qui établira le projet sur la base duquel seront consultées les entreprises, c'est lui qui vérifiera que les conditions d'exécution sont correctes et qui sera à même de régler les problèmes en cours de chantier. Le maître d'œuvre pourra être le géotechnicien qui a procédé aux études de sols à la condition bien entendu qu'il ait les qualifications voulues et qu'il soit assuré en conséquence.

La présence d'un bureau de contrôle est également souhaitable bien que non indispensable du moins pour les pavillons individuels. Enfin, il convient que le maître d'ouvrage souscrive une assurance dommages-ouvrages. Il y a en effet un très grand nombre de sinistres dus à des reprises insuffisantes ou mal exécutées.

Les phénomènes naturels dus au dessèchement des argiles mettent en jeu des forces considérables. Il reste encore beaucoup à observer et à apprendre dans ce domaine, qu'il convient d'aborder avec sérieux et modestie.

Le point de vue du contrôleur technique

The construction adviser's point of view

P. BLONDEAU

Département Sols et Fondations, SOCOTEC*

Rev. Franç. Géotech. n° 58, pp. 15-22 (janvier 1992)

Résumé

Les sécheresses exceptionnelles des deux dernières années (1989 et 1990) ont provoqué des dégâts très importants dans les constructions récentes et anciennes.

A partir de l'analyse des enquêtes faites en France et de son expérience professionnelle, le contrôleur technique déduit des conclusions pratiques et propose des éléments de réflexion pour de futures recommandations à l'usage des constructeurs.

Abstract

The unexpected draughts of two last years (1989 and 1991) caused very extensive damages to new and old buildings.

Analysing the results of enquiries made in France and from his own professional experience the construction adviser gives some practical conclusions to be used in recommendations to building specialists.

* 3, avenue du Centre, 78182 Saint-Quentin-en-Yvelines.

1. PRÉSENTATION

La France, qui a la réputation d'un pays au « climat tempéré », nous offre depuis dix ans quelques surprises désagréables.

Citons pour mémoire :

— les tempêtes en Bretagne de novembre 1982 et octobre 1987. Celles du début 1990 dans le Nord-ouest de la France ;

— les inondations de 1988 avec la catastrophe de Nîmes. La première estimation de la récurrence du phénomène était de mille ans, la dernière est inférieure à cent ans ! Et la toute dernière inondation de décembre 1990 dans les Ardennes de la Meuse, qualifiée « du siècle » ;

— les chutes de neige de l'hiver 1986 et celles de décembre dernier dans l'Ain ;

— enfin, et c'est là notre propos, les sécheresses de 1976 et celles des deux dernières années 89 et 90.

En effet, depuis deux ans, la baisse marquée de la pluviométrie se traduit, entre autres phénomènes, par un assèchement progressif des terrains, surtout argileux ou marneux.

Ces terrains, en se desséchant, se rétractent en entraînant des désordres plus ou moins importants aux ouvrages fondés superficiellement.

Le phénomène est à l'échelon national ; il touche de nombreux départements et ressort de la catégorie des catastrophes naturelles.

Nous allons tenter de faire un premier bilan sur nos informations et connaissances en la matière et essayer de proposer des recommandations pour éviter, ou pour le moins atténuer, les conséquences parfois dramatiques d'un phénomène naturel qui a, il faut l'avouer, surpris les géotechniciens.

Il faut bien reconnaître malheureusement que, ni les règlements (DTU par exemple) ni les études de sols et fondations au sens large du terme n'avaient envisagé ce cas de figure.

On sait estimer des déformations sous charges dans l'étude classique des fondations : c'est l'analyse de l'interaction sol-structure. On connaît les risques de gonflement de certains matériaux argileux (cf. les marnes vertes tristement célèbres de la Région parisienne). On ne s'est pratiquement jamais préoccupé du phénomène de retrait des matériaux argileux par dessiccation. Les désordres provoqués par la sécheresse de 1976 ont bien fait l'objet d'expertises et d'études particulières mais il n'en a pas été tiré un enseignement général.

2. RAPPEL DE LA LOI DU 13 JUILLET 1982 POINTS ESSENTIELS

Cette loi a créé une garantie obligatoire par contrats d'assurance des catastrophes naturelles.

Les effets des catastrophes naturelles sont les dommages matériels ayant pour cause déterminante l'intensité anormale d'un agent naturel lorsque les mesures habituelles à prendre pour prévenir ces dommages n'ont pu empêcher leur survenance ou n'ont pu être prises.

Les dommages matériels qui en découlent sont indemnisés, soit par la « Multirisques Habitation », soit par la « Tout Risque Chantier » (TRC), la « Dommage Ouvrage » étant exclue.

La catastrophe naturelle doit être constatée par Arrêté Interministériel à la suite d'une procédure administrative (avec publication au JO).

De ce bref rappel une série de question-clés en découlent.

Quels sont les critères définissant l'état de catastrophe naturelle « sécheresse » ?

Citons :

- critères météorologiques (ensoleillement, durée, seuil) ;
- critères géotechniques (nature du sol, caractéristiques de gonflement ou de retrait).

Dans quelle mesure la sécheresse est-elle la cause déterminante du phénomène ?

Certains ouvrages n'étaient-ils pas « aux limites de l'épure » à la veille de la sécheresse. Cette dernière étant le « révélateur » de leur mauvais état, de leur mauvaise conception ou de leur mauvaise réalisation ?

Quelles sont les solutions confortatives ?

Doivent-elles être définitives pour se prémunir contre toute nouvelle sécheresse exceptionnelle (il faut bien noter dès à présent que beaucoup d'ouvrages légers où anciens ne permettent pas la « solution maximale » de reprise en sous-œuvre par micropieux) ?

Doit-on attendre (et observer) les effets dus au retour à des périodes humides comme actuellement et tenter d'optimiser les solutions confortatives ?

Quelles sont les études géotechniques à réaliser pour analyser le « risque de retrait » des sols argileux ?

Les essais actuels (*in situ* en particulier) sont-ils bien adaptés ?

Peut-on définir une méthodologie simple qui soit à la portée de tous les bureaux d'études des sols et fondations ?

Quelles seraient les « recommandations » à suivre pour les futurs ouvrages tant au stade conception que réalisation ; en particulier doit-on définir un profondeur « hors sécheresse » ?

Il faut préciser dès à présent que la Délégation aux risques majeurs du ministère de l'Environnement a créé trois groupes de travail en novembre 1990 avec les thèmes suivants :

- critères et seuils d'appréciation de l'état de catastrophe naturelle ;
- rédaction de « recommandations techniques » traitant des solutions confortatives et préventives ;
- assurance et expertise.

Ces actions doivent être conduites avec diligence et efficacité pour répondre à l'attente des personnes sinistrées.

Par ailleurs, cinq organismes (APSAD, AFAC, CCR, FNB et l'Agence Qualité Construction) ont passé commande au CEBTP d'un recueil de directives précises et pratiques de réparation efficaces et économiques des désordres consécutifs à la sécheresse exceptionnelle des années 1989 et 1990. Ce guide pratique

devrait être disponible avant la fin 1991. Le CEBTP est aidé dans sa tâche par des membres des groupes de travail de la Délégation aux risques majeurs.

3. RAPPEL TRÈS SIMPLIFIÉ DU PHÉNOMÈNE PHYSIQUE

Le retrait des sols de fondation provoqué par la sécheresse n'intéresse pratiquement que les « sols argileux ». Certaines argiles sont plus sensibles au retrait que d'autres, ce sont celles, en particulier, qui contiennent des Montmorillonites ou des Illites.

Une première approche de leur identification est donnée par les limites d'Atterberg. Il faut se méfier des matériaux argileux dont la limite de liquidité est supérieure à 50 et l'indice de plasticité supérieur à 15.

Ensuite se pose le problème de la mesure et de l'estimation du retrait ! (quel essai géotechnique ?)

La sécheresse est définie par deux facteurs, son intensité et sa durée. On retrouve là, et là seulement, l'analogie avec le gel. Il faut préciser tout de suite que les profondeurs dites hors gel n'ont aucun rapport avec les profondeurs atteintes par la sécheresse !

La sécheresse a pour corollaire la pluviométrie. On peut constater, par exemple, qu'en 1989 la pluviométrie n'était que 55 à 85 % par rapport à la normale (fig. 1). Si l'on considère uniquement la pluie efficace, celle qui pénètre dans le sol, on constate durant la même période une baisse générale par rapport à la moyenne (de 0 à 100 %). Seul le Nord de la France révèle une augmentation (de 1 à 40 %) (fig. 2).

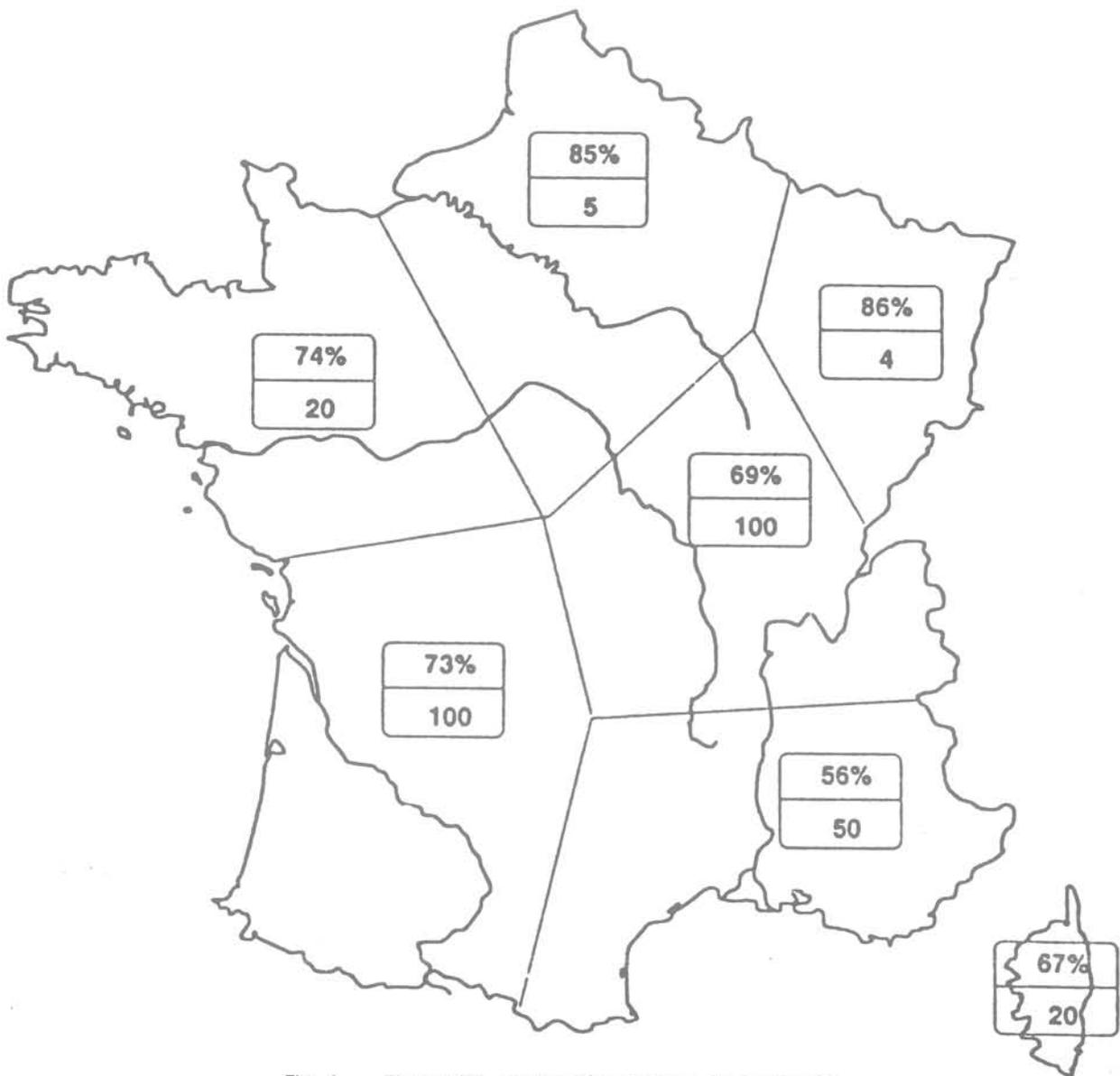


Fig. 1. — Pluviométrie de l'année novembre 88-octobre 89.
Fig. 1. — Rainfall for the period november 88-October 89.

85 %
5

Rapport à la normale
Période de retour (une année sur cinq)

Compared to normal
Returned period (one in five)

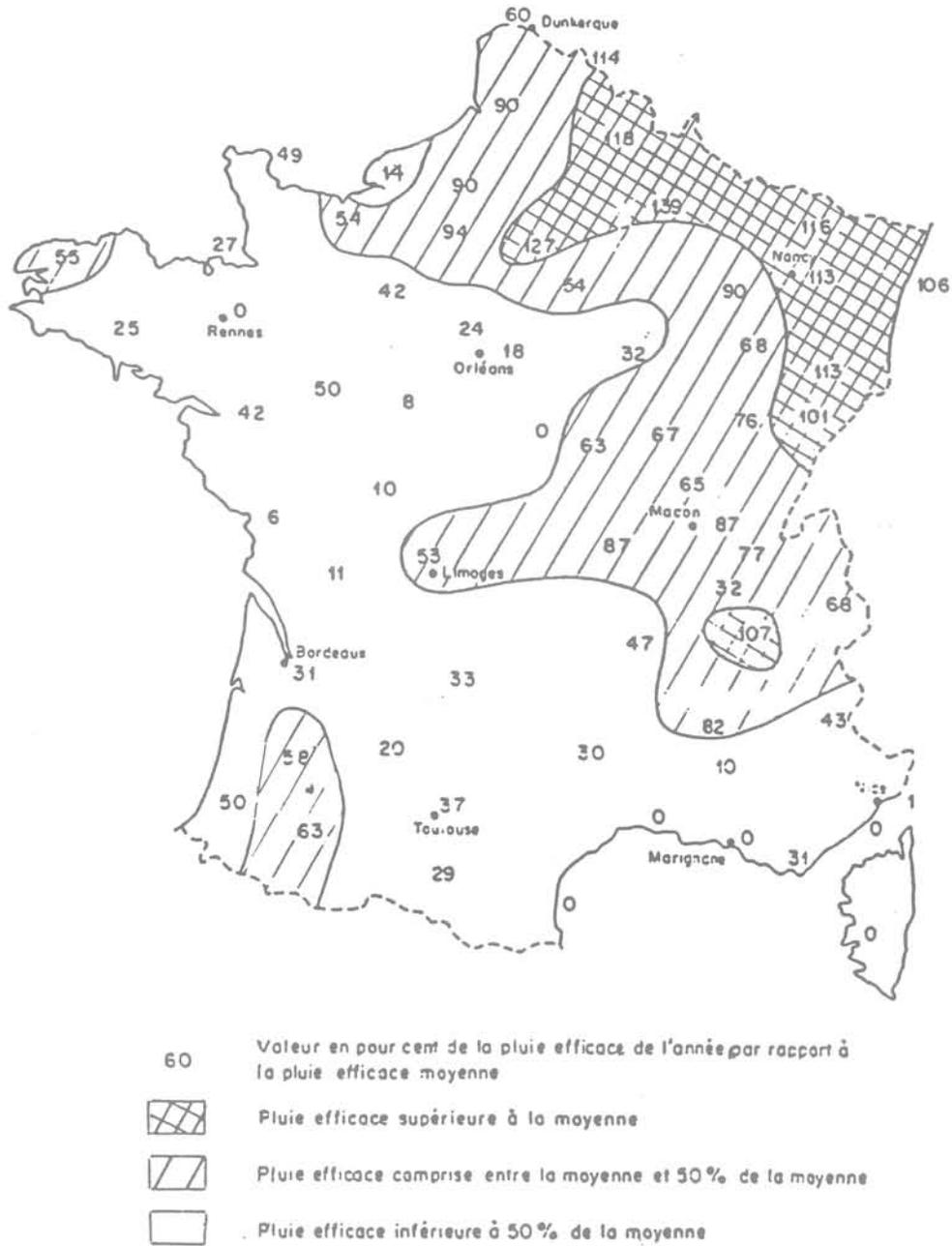


Fig. 2. — Comparaison de la pluie efficace de l'année 1988-89 avec la moyenne de référence.
 Fig. 2. — Comparison of « Useful » rainfall for the year 1988-89. Compared with the reference average.

Suivant les régions, et en toute première approximation, la sécheresse aurait fait sentir ses effets sur une profondeur de l'ordre de deux mètres (Nord de la France) à trois mètres (Sud de la France) si l'on excepte l'influence des racines des arbres qui peut dépasser cinq mètres.

Il faut bien noter que la dessiccation des sols provoque un tassement différentiel pour trois raisons :

- les sols sont hétérogènes même dans l'emprise limitée d'un ouvrage ;
- la répartition des contraintes dans le sol n'est pas homogène ;
- la dessiccation se propage de l'extérieur vers l'intérieur des fondations par suite du gradient de température.

Il est un acteur bien vivant qui joue le rôle du traitre dans cette scène, c'est l'arbre. La sécheresse a confirmé, s'il en était besoin, le rôle important joué par la végétation et, en particulier, celui de certaines espèces tels les peupliers. Ces derniers, qui sont de gros consommateurs d'eau (200 à 400 l/jour), vont en période de sécheresse puiser leur complément dans l'eau du sol. Lorsque les racines passent au voisinage ou sous les fondations, on conçoit aisément les tassements qui peuvent se produire par assèchement progressif du terrain. Il faut bien avouer que les peupliers n'ont pas attendu la sécheresse pour sévir. Cette dernière n'a fait qu'amplifier leurs méfaits.

Une règle simple, mais peu souvent respectée consiste à implanter des arbres à fort pouvoir d'absorb-

sion à une distance supérieure à la hauteur de l'arbre adulte (fig. 3).

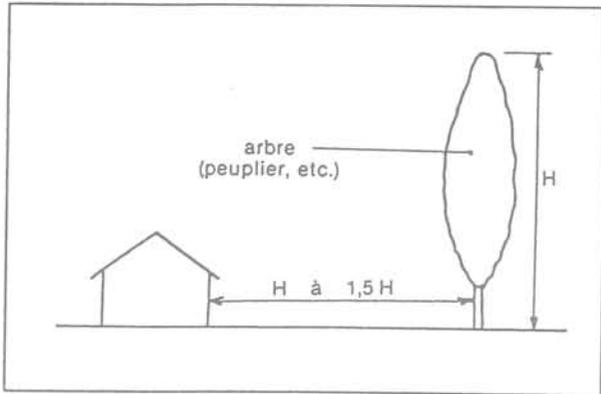


Fig. 3. — Distance minimale entre les bâtiments et les arbres.
Fig. 3. — Minimum distance between house and tree.

4. RÉPARTITION GÉOGRAPHIQUE ET ANALYSE STATISTIQUE

Nous avons deux sources d'informations, celle de la Délégation aux risques majeurs et celle de l'Agence qualité construction.

La première nous donne le recensement des départements sinistrés à la mi-novembre 90. C'est ainsi que 216 communes réparties sur 17 départements ont été reconnues sinistrées par Arrêté Interministériel après avis favorable de la commission chargée d'instruire les dossiers transmis par les Préfets. Le département du Nord bat un triste record avec 70 communes*.

La seconde nous présente une analyse de la pathologie après dépouillement d'une enquête faite auprès de son réseau d'experts. C'est ainsi qu'elle a donné 305 fiches se rapportant à 356 ouvrages (cf. répartition géographique) (fig. 4 et 5).

Il y a des divergences entre les répartitions des départements sinistrés et celle des expertises. Cela tient au fait que dans la seconde source d'information le « bon vouloir » de l'expert joue un certain rôle.

Mais quelles qu'en soient les disparités, il est possible d'en tirer un certain nombre d'enseignements.

Ainsi les 356 cas recensés se décomposent en :

- maisons individuelles : 340 cas dont 328 constructions nouvelles ;
- bâtiment collectif : 1
- autres constructions : 15.

Pour les maisons individuelles on trouve 90 % de rez-de-chaussée.

On voit que les maisons à simple rez-de-chaussée constituent la majorité des bâtiments sinistrés (86 % du total des fiches).

Si l'on analyse la nature du plancher bas, on constate que le dallage sur terre-plein vient largement en tête avec 253 cas, soit plus de 70 %. Puis viennent

les planchers sur vide sanitaire ($\approx 18\%$), les planchers sur sous-sol partiel ($\approx 6\%$) et les planchers sur sous-sol total ($\approx 5\%$).

L'histogramme des profondeurs de fondations, après correction, montre que la majorité des fondations se situent entre 20 et 80 cm de profondeur (fig. 6)

On peut donc constater que l'exemple type de l'ouvrage sinistré est la maison individuelle nouvelle à simple rez-de-chaussée avec dallage sur terre-plein. Comme ces maisons représentent environ 35 % du marché, on peut conclure qu'elles présentent le taux de sinistralité le plus élevé.

Dans la quasi-totalité des cas analysés, le sol de fondation est argileux (argile pure, argile calcaire, limon argileux).

Enfin, dans 120 cas sur 356 on signale la présence d'arbres ou d'arbustes au voisinage de la construction (soit 30 % des cas).

Quels sont les désordres constatés ? Ce sont des fissures dans les éléments porteurs (murs de façade, pignons) d'amplitude très variable (jusqu'à plusieurs centimètres), souvent en diagonale traduisant des affaissements différentiels des fondations superficielles. On note aussi des fissures horizontales traduisant des décollements des fondations.

Ce sont des affaissements avec ou sans fissuration des dallages. La valeur maximale de tassement signalée est de 12 cm.

Dans 80 % des cas, l'expert a conclu à une reprise en sous-œuvre, soit en reprise totale ($\approx 30\%$), soit en reprise partielle ($\approx 50\%$). Les modes de reprise en sous-œuvre sont les suivants :

- par plots ($\approx 37\%$) ;
- par micropieux ($\approx 34\%$) ;
- par semelles continues ($\approx 14\%$) ;
- par injection sous dallage ($\approx 13\%$).

On voit que les deux solutions les plus utilisées sont les plots et les micropieux.

Sans rentrer dans les détails on peut donner les coûts approximatifs suivants :

coût moyen par ouvrage $\approx 100\ 000$ F (10 000 F sans reprise en sous-œuvre à 111 000 F avec reprise en sous-œuvre).

Ces réparations appellent quelques commentaires de notre part :

— on ne connaît pas encore la « réversibilité » du retrait. Il nous paraît opportun lorsque le cas de figure n'est pas dramatique (risque d'effondrement) d'attendre avant de définir une reprise en sous-œuvre (colmatage des fissures) ;

— la solution de reprise en sous-œuvre est une solution lourde et coûteuse qu'il importe d'étudier avec soin (nécessité d'une étude des sols pour dimension-

* Plus de 1 500 communes sont touchées et plus de 50 départements sont concernés à fin avril 1991.

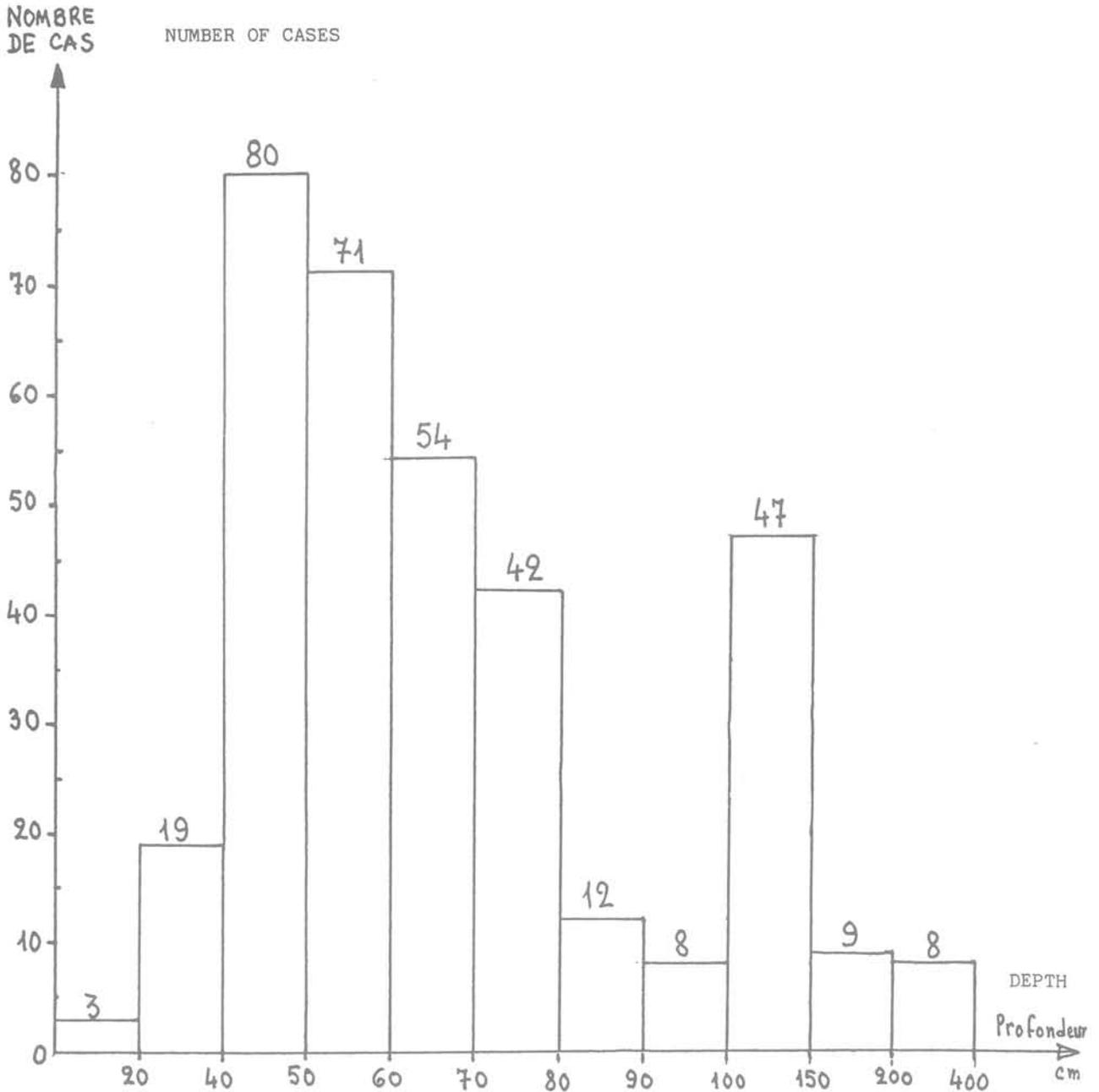


Fig. 6. — Histogramme des profondeurs (353 cas).
 Fig. 6. — Histogram of foundation depths (353 cases).

- éviter les dallages sur terre-plein et concevoir des vides sanitaires ;
- étudier le meilleur raidissement de l'ouvrage ;
- rechercher un niveau de fondation insensible aux variations de température ou d'humidité : pavillons sur

sous-sol ; les fondations sur picots constituent une excellente solution économique ;

- proscrire les arbres et arbustes au voisinage ;
- ne pas oublier les liaisons souples à l'arrivée ou au départ des canalisations.

Le point de vue de l'expert

The expert point of view

C. DURONSOY

Géologue consultant
Expert près la cour d'Appel de Versailles*

Rev. Franç. Géotech. n° 58, pp. 23-26 (janvier 1992)

Résumé

Les sécheresses exceptionnelles de 1989 et 1990 ont engendré des dommages dans les constructions fondées sur sols argileux ou silteux, certaines âgées d'une centaine d'années. Cela soulève quelques problèmes dont certains ne sont pas complètement résolus :

— quels sont les critères à considérer pour le projet de telles fondations et pour leur réparation ? Faut-il inclure des données aussi sévères que celle de ces deux années ?

— qui est responsable pour indemniser les propriétaires des dommages et des réparations ? Cela relève-t-il des assurances, dans le cadre de la garantie décennale ? Si cela est confirmé en Justice le seul recours possible est la loi du 13 juillet 1982 sur les « catastrophes naturelles » qui nécessite la prise d'un décret interministériel.

Abstract

The exceptionally sever droughts experienced in 1989 and 1990 has generated damages in buildings founded upon clayey and silty soils, some of them being one hundred years old. This has raised questions, the answers of which are not straightforward :

— which should be the criteria considered for the design of the foundations or their repair. Should they include circumstances as exceptionnal as those experienced during the two last years ;

— who is responsible to indemnify the owners for the damages and their repair. Is the exceptionnal drought an external cause that would relieve the insurance companies from their obligations under the ten year guarantee insurance contract, as they seem to consider. If this is confirmed by the courts, the only possible way for the owner to be idemnified is under the law dated 13th July 1982 (« Natural Catastrophies ») which requieres an interdepartment decree.

* 29, chemin de Meulan, 78126 Aulnay-sur-Mauldre.

La sécheresse exceptionnelle qui s'est installée en 1989 et 1990 a des conséquences importantes sur le comportement des ouvrages par suite de la rétraction des terrains argileux, limoneux et marneux, par abaissement de leur teneur en eau naturelle, induisant un affaissement des fondations.

Les fondations posées sur ces horizons sont donc soumises à des tassements différentiels suivis d'une fissuration des structures dont la gravité est liée à la fois à l'importance des mouvements de l'assise, mais également à la raideur ou à la souplesse et la fragilité des constructions. Ceci peut conduire à des sinistres, quelquefois spectaculaires, sur des constructions d'âge varié, récentes ou très anciennes, qu'il faut réparer.

Le problème de la prise en compte de ces sinistres est difficile à aborder, le présent article tente d'y apporter une réponse ou un début de réponse.

Dans les articles précédents MM. P. BLONDEAU et P. VANDANGEON ont analysé le phénomène et ont posé le problème de la recherche d'une assise de fondations pour les ouvrages futurs à l'abri de ce dessèchement.

Ceci revient à aborder le problème majeur de la prévention, aspect non négligeable des choses, mais diablement difficile et délicat à résoudre sachant que la sécheresse n'est qu'un phénomène naturel exceptionnel.

1. RÉFLEXIONS SUR LA PRÉVENTION

Faire de la prévention vis-à-vis de la rétraction possible des assises argileuses sous des fondations, lors d'une sécheresse exceptionnelle, c'est rechercher un niveau pour les fondations non susceptible d'être atteint par le phénomène ou non sensible à la dessiccation.

Mais ceci revient à se demander à quelle profondeur il faut asseoir des fondations dans la mesure où existent dans le sol des formations argileuses de plusieurs mètres d'épaisseur.

Faut-il adopter des approfondissements de fondations de plusieurs mètres, ou prévoir des éléments profonds (puits, pieux ou micropieux) pour prévenir les conséquences d'un phénomène considéré comme très exceptionnel, et qui donc, par ce caractère très exceptionnel, risque de ne pas se représenter à nouveau après plusieurs décennies ? (ont été affectées en 1990 des constructions centenaires qui n'avaient jusqu'à présent jamais subi de désordre). Les réponses à apporter à ces questions sont délicates et difficiles.

L'approfondissement éventuel des fondations, par rapport aux règles de l'Art habituellement prises en compte, dépend à la fois du site, des conditions naturelles, de la présence ou non de terrains sensibles à la sécheresse, et de la structure de la construction à fonder.

En tout état de cause, le niveau de fondations doit impérativement être déterminé à la suite d'une étude sérieuse du sol par un bureau d'études géologiques et géotechniques afin de singulariser les niveaux argileux sensibles.

Sur le plan de la structure des constructions, on peut noter que, souvent, un raidissement léger, s'il est prévu à l'origine, permet d'absorber une grande partie des déformations induites par les mouvements des fondations, lorsque ceux-ci restent minimes.

Cette intervention n'est pas seulement conseillée, elle apparaît impérative.

2. ASPECT DÉLICAT DU RÈGLEMENT DES SINISTRES

D'une façon générale, dans la mesure où les règles de l'Art visant les fondations ont été respectées, et où les conseils d'un bureau des sols ont été suivis d'effet, il est difficile de déterminer, en cas de phénomène exceptionnel de type sécheresse, la responsabilité des divers intervenants à l'acte de construire.

En effet, que peut-on reprocher à ces constructeurs si tout a été correctement étudié et réalisé, et que la cause déterminante des désordres apparaît être, sans nul doute possible, l'affaissement des fondations par suite de la rétraction importante de leur assise due aux conditions de sécheresse exceptionnelle.

Un expert judiciaire, devant une telle situation, peut être très gêné d'avoir à fournir au Tribunal les éléments lui permettant d'apprécier les responsabilités des différents intervenants.

Néanmoins, durant toute la période de garantie décennale (article 2270 du Code civil), il ne faut pas oublier que tout constructeur est responsable de plein droit envers le Maître de l'ouvrage «... des dommages, même résultant d'un vice du sol... » (article 1792).

Toutefois, comme le prévoit le second alinéa de l'article 1792 :

« une telle responsabilité n'a point lieu si le constructeur prouve que les dommages proviennent d'une cause étrangère ».

La sécheresse exceptionnelle est-elle la cause étrangère exonérant les constructeurs de leur responsabilité de droit ?

Probablement oui, répondent les compagnies d'assurance qui restent très prudentes dans la gestion de leurs dossiers.

Nous ne savons ce que, dans ce cas, sera la position des tribunaux.

3. MÉTHODOLOGIE DU RÈGLEMENT DES SINISTRES

Dans la mesure où les dommages peuvent être couverts par une police d'assurances, le règlement des sinistres suit une méthodologie bien définie permettant, in fine, l'indemnisation du maître d'ouvrage afin qu'il puisse faire effectuer les réparations nécessaires.

Cette méthodologie est la suivante, en règle générale :

— la déclaration de sinistre entraîne la nomination d'un expert par les assureurs ;

— cet expert, qui peut être assisté par un spécialiste du domaine précis à l'origine des dommages, après examen sur place, renseigne les assureurs sur l'ampleur du sinistre, ses causes probables, et le coût approché des éventuelles réparations ;

— s'il s'agit d'un problème de fondations, l'intervention d'un bureau d'études de sols s'avère obligatoire afin de bien appréhender les causes réelles des mouvements ;

— par la suite, une fois le problème bien cadré, et les solutions retenues et chiffrées, un maître d'œuvre spécialisé définit et dirige les travaux de réparation.

Il est évident que, dans le cas d'un affaissement des fondations par suite de la sécheresse, on doit se préoccuper de la proximité d'arbres ou de végétation avides d'eau qui abaissent la teneur en eau du sol (un saule a besoin de 300 l d'eau par jour, un chêne, 150 l).

Enfin, en cas de reprise de fondations, il faut généralement envisager une reprise en sous-œuvre totale de l'ouvrage. En effet, des fondations posées à des niveaux différents, peuvent être à l'origine, dans le temps, de nouveaux désordres qu'il faudra alors de nouveau traiter.

4. PROCESSUS DE RÈGLEMENT DES SINISTRES

En règle générale, le règlement d'un sinistre sur un ouvrage obéit à un processus strictement défini pendant la période de garantie décennale. Au-delà de la date de prescription (10 ans après réception), aucune garantie n'est plus consentie.

En fait, effectivement, pour les sinistres habituellement pris en compte, le règlement peut s'effectuer :

— soit par l'intermédiaire de l'assurance dommages-ouvrages qui couvre l'ouvrage, et qui, après avoir désigné un expert unique, fait l'avance du paiement des travaux, et se retourne vers les assureurs de garantie décennale de tous les constructeurs ;

— soit directement auprès de tous les assureurs qui peuvent désigner également un expert unique (suivant la nouvelle convention d'expertise commune), et règlent ensemble les travaux.

Il faut signaler que l'assurance dommages-ouvrage, instituée depuis la loi du 4 janvier 1978 sur l'assurance-construction, et normalement obligatoire, ne couvre pas les sinistres dus à une cause extérieure à l'ouvrage (dégâts dus à une fuite d'une canalisation sous une voirie, par exemple). La sécheresse exceptionnelle est évidemment une cause extérieure que les assureurs peuvent invoquer pour l'exclure de leur intervention.

En tout état de cause, en période de garantie décennale, qu'il y ait ou non DO, on peut penser que la sécheresse exceptionnelle est la « cause étrangère » de

l'article 1792 du Code civil qui exonère les constructeurs de leur responsabilité (ainsi que nous le disions précédemment), ce qui peut donc amener les assureurs à refuser toute garantie.

La seule possibilité de règlement découle donc, pour l'ensemble des ouvrages (qu'ils soient sous garantie décennale ou au-delà), de la publication d'un Arrêté Interministériel dit de « catastrophes naturelles » en application de la loi du 13 juillet 1982.

Rappelons en effet, que cette loi instaure une obligation d'assurances vis-à-vis des forces de la nature, par avenant spécial, pour un certain nombre de polices (multirisques habitation, tous risques chantier, automobiles, etc.).

Le déclenchement du processus de règlement par l'intermédiaire de ces assurances dépend cependant de la publication au Journal Officiel d'un Arrêté Interministériel (ministères des Finances et de l'Intérieur) pris à la suite de l'étude d'un dossier déposé auprès des Services de la Protection Civile par l'intermédiaire des Préfectures.

Un article précédent de M. Marcel TOULEMONT, géologue de la Délégation aux Risques Majeurs donne toutes informations utiles et il ne paraît pas nécessaire de reprendre ce sujet ici, au risque de faire double emploi.

Le règlement des sinistres induits par les sécheresses exceptionnelles de 1989 et 1990 découle de l'application directe de la loi du 13 juillet 1982 sur les « catastrophes naturelles ».

Pour qu'il y ait indemnisation, et que les polices d'assurance multirisques habitation interviennent, il faut qu'ait été pris un arrêté de catastrophes naturelles considérant que la commune où se situe l'ouvrage est effectivement sinistrée.

À la fin de l'année 1990, six arrêtés de « catastrophes naturelles » avaient été publiés au JO, prenant ainsi en compte les effets des sécheresses exceptionnelles dans 216 communes réparties dans 17 départements.

CONCLUSIONS

Nos conclusions au présent article nous amènent à poser trois questions essentielles dont les réponses ne sont pas évidentes.

1. Les intervenants à l'acte de construire sont-ils responsables, et donc répréhensibles, de n'avoir pas prévu la sécheresse des années 1989 et 1990 ?

L'article 1792 du Code civil, qui les présume responsables, les exonère néanmoins de leur responsabilité en cas de cause étrangère.

On ne sait cependant si les juges suivront, sur ce plan, les assureurs qui peuvent ainsi refuser leur garantie durant la période décennale.

2. Faut-il alourdir notablement le coût des ouvrages par des fondations dimensionnées en fonction des effets d'une éventuelle sécheresse exceptionnelle ? et les dimensionner par rapport à quels effets ?

3. Quelles reprises en sous-œuvre doit-on mettre en œuvre, et doit-on les dimensionner en fonction des effets d'une nouvelle sécheresse ?

En tout état de cause, les reprises en sous-œuvre doivent tenir compte des phénomènes de gonflement des argiles lorsque les conditions climatiques redeviennent normales ; et généralement ces reprises doivent être totales.

En conclusion, les conséquences des effets de la sécheresse exceptionnelle conduisent dans un premier temps à instaurer une réflexion sur la façon de considérer le règlement des sinistres affectant les ouvrages, les solutions techniques à mettre en œuvre, et

dès maintenant sur les dispositions préventives qu'il va falloir retenir pour tenir compte de ce phénomène dans la mesure où celui-ci pourrait à nouveau se répéter dans les années futures.

BIBLIOGRAPHIE

Au sujet du point de vue des assureurs construction sur les effets des forces de la nature, il est intéressant de lire l'article publié dans les numéros 8 et 9 de SYCODES INFORMATIONS (décembre 1990 et mars 1991) : MÉTÉO et GARANTIE DÉCENNALE par F. AUSSEUR, Directeur des Relations extérieurs SMABTP.

Les conditions d'application de la loi du 13 juillet 1982 relative à l'indemnisation des victimes des catastrophes naturelles aux dommages dus à la sécheresse

How the french law (13th of july 1982) is applied in compensating building damages due to drought ?

M. TOULEMONT

Délégation aux Risques Majeurs
(Ministère de l'environnement)*

Rev. Franç. Géotech. n° 58, pp. 27-30 (janvier 1992)

Résumé

Les dommages occasionnés aux constructions par la sécheresse ayant sévi en 1989, 1990 et 1991 entrent dans le champ d'application de la loi n° 82-600 du 13 juillet 1982. Ils peuvent, à ce titre, faire l'objet d'une indemnisation par les assurances, sous réserve que l'état de catastrophe soit constaté par arrêté interministériel. La prise d'un tel arrêté est fondé sur l'examen d'un dossier justificatif comportant notamment un diagnostic géotechnique. On donne ici quelques précisions sur l'établissement d'un tel diagnostic dont l'objet est de mettre en évidence la relation de causalité entre les dommages subis et l'intensité anormale du phénomène de sécheresse.

Abstract

In France, building damages due to drought are covered by compensation procedures that stem from the law of the 13th of july 1982. Compensating, paid by insurance companies, is subject to the official statement of the « state of natural disaster ». Such a statement is made as an « arrêté » signed by several ministers and based on evaluation of all supporting evidence. The file must contain a geotechnical diagnosis. This diagnosis has to show the causal link between the « abnormal intensity of the natural agent » (as worded by the law) and the damages observed. Some details are given on how to establish a geotechnical diagnosis.

* 14, boulevard du Général-Leclerc, 92524 Neuilly-sur-Seine.

1. Les années 1989 et 1990 et 1991 ont été marquées, dans la plus grande partie de notre pays, par une sécheresse que l'on peut qualifier d'exceptionnelle tant par son intensité que par sa durée. Les déficits pluviométriques records enregistrés au cours de ces trois années hydrologiques, hivers compris, associés à des températures estivales et un taux d'ensoleillement particulièrement élevés se sont traduits par un assèchement des sols, une diminution des débits des cours d'eau et une réduction importante des stocks aquifères. Les conséquences de ces phénomènes ont été durement ressenties dans plusieurs secteurs de l'économie (agriculture, tourisme, navigation fluviale) et de l'écologie (eutrophisation des eaux, risque de pollution accrue, incendies de forêt,...). Selon le groupe de travail mis en place par la mission interministérielle de l'eau, la sécheresse de 1989-1990 aura marqué de façon déterminante la politique de l'eau de l'an 2000.

2. L'assèchement des sols n'a pas eu que des conséquences pour l'agriculture. Les phénomènes de retrait par dessiccation de certains terrains argileux ont provoqué de nombreux dommages aux constructions légères fondées superficiellement, par suite du tassement différentiel de leurs fondations. Ces phénomènes, d'abord observés dans le nord du pays, se sont étendus aux régions Centre, Sud-Ouest, Sud-Est et enfin Ile-de-France. Parmi les départements les plus touchés, (fig. 1) citons particulièrement le Nord, le Pas-de-Calais, la Gironde, les Pyrénées-Atlantiques, l'Indre-et-Loire, la Vienne, la Seine-et-Marne, l'Indre, le Loiret, le Tarn-et-Garonne, la Charente-Maritime, le Cher, l'Essonne.

Les dommages qui en résultent sont difficiles à évaluer, eu égard à la diversité des situations et des biens affectés. Ils sont probablement considérables, compte tenu de l'extension des zones affectées et du nombre des dossiers de sinistres constitués. A titre de comparaison, l'association des assureurs britanniques (ABI) a estimé le coût des sinistres relatifs aux affaissements de sols dus à la sécheresse de 1989, à 400 millions de livres, soit l'équivalent de 4 milliards de francs.

Le problème revêt donc un caractère grave au plan macro-économique. Il est préoccupant au regard des situations particulières de nombreux sinistres. L'analyse d'un échantillon représentatif de cas de désordres, rassemblés par l'Agence Qualité Construction (1), témoigne de l'importance des dommages individuels, (évalués, par référence au coût des reprises en sous-œuvre, à 100 000 F en moyenne par unité d'habitation, avec de larges variations selon les taux d'endommagement observés et les méthodes préconisées).

3. Le dispositif prévu par la loi n° 82-600 du 13 juillet 1982 relative à l'indemnisation des victimes des catastrophes naturelles (2) constitue la seule voie d'indemnisation possible, dès lors que l'état de catastrophe naturelle est reconnue et qu'un arrêté interministériel est publié au Journal Officiel. De décembre 1989 à décembre 1991, 1 782 communes ont ainsi été reconnues sinistrées. Les biens directement endommagés, couverts par un contrat d'assurances « dommages » peuvent alors être indemnisés par l'assureur si la déclaration de sinistre lui est faite dans les dix jours suivant la publication de la décision administrative.

L'assureur est alors tenu de verser les indemnités prévues selon les règles du contrat de base dans un délai de 3 mois.

Les dossiers justificatifs de demande de constatation d'un état de catastrophe doivent, conformément à la circulaire interministérielle du 24 mars 1984, mettre en évidence la causalité entre « les dommages matériels directs » et « l'intensité anormale de l'agent naturel », selon les termes de l'article 1, 3^e alinéa, de la loi du 13 juillet 1982*. Ils doivent, de ce fait, rassembler des informations météorologiques qui sont rassemblées par le préfet du département mais aussi des précisions d'ordre géologique qui relèvent de l'intervention de praticiens géologues ou géotechniciens.

Les premiers dossiers soumis à la fin 1989 et au début 1990 à l'examen de la commission interministérielle chargée de leur instruction ont été étayés, à sa demande, et eu égard au caractère nouveau du problème, par des études géotechniques détaillées à la charge des personnes sinistrées. Depuis, le phénomène et ses mécanismes sont mieux connus, et les facteurs qui concourent à leur déclenchement sont identifiés. La commission interministérielle s'est donc dotée de critères d'aide à la décision, spécifiques et simples, répondant aux questions suivantes :

— l'intensité de la sécheresse peut-elle être qualifiée d'anormale ?

— y-a-t'il rapport de causalité « déterminante » entre cette sécheresse et les dommages ? Question amenant elle-même trois sous-questions :

- y-a-t'il corrélation temporelle entre la sécheresse observée et l'apparition de dommages ?

- les sols de fondation des constructions endommagées sont-ils sensibles au phénomène de dessiccation et ont-ils été affectés par celui-ci ?

- peut-on éliminer toute cause non naturelle (telle que fuite de réseaux, travaux de terrassement, remblais,...) susceptible de provoquer des effets similaires sur le bâti ?

4. Une réflexion globale a été engagée par le Ministère de l'environnement, avec la collaboration du Ministère de l'intérieur et de la prévention des risques technologiques et naturels majeurs, pour optimiser le contenu des dossiers et en minimiser les coûts. Dans un souci d'homogénéité avec les procédures ayant cours pour la plupart des autres événements naturels susceptibles d'être garantis, la commission n'exige plus désormais d'études géotechniques individuelles, sauf dans les cas de sinistres isolés. Dans les cas les plus fréquents, où des lotissements, des hameaux ou des quartiers entiers sont concernés, il apparaît au contraire plus opportun de procéder à des études globales à l'échelle des zones sinistrées, études basées sur une démarche d'expertise exploitant l'information existante, sans recourir à des investigations spécifiques. S'agissant d'études d'ensemble, dont les coûts n'ont plus rien à voir avec celui des études ponctuelles, les maîtrises d'ouvrage peuvent en revenir naturellement

* Sont considérés comme les effets des catastrophes naturelles, au sens de la présente loi, les dommages matériels directs ayant eu pour cause déterminante l'intensité anormale d'un agent naturel lorsque les mesures habituelles à prendre pour prévenir ces dommages n'ont pu empêcher leur survenance ou n'ont pu être prises.

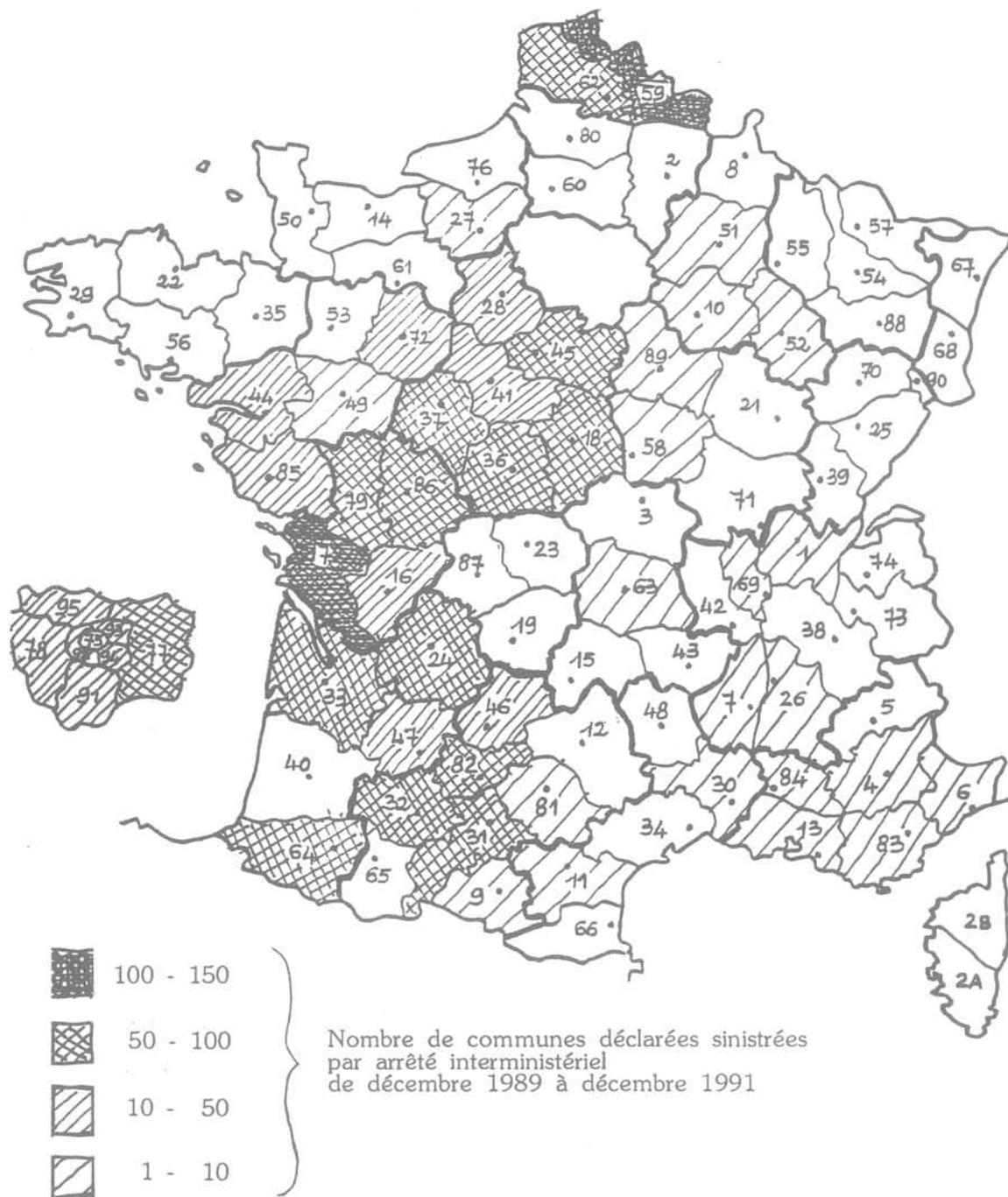


Fig. 1. — Extension des zones affectées par les dommages dus à la sécheresse, à la date du 20 mars 1991 :
 — 1 782 communes reconnues sinistrées dans 51 départements.
 Fig. 1. — Accidents in France due to 1989, 1990 and 1991 droughts.

aux associations de propriétaires, aux syndicats, ou aux collectivités territoriales concernées. C'est dans cet esprit que la Direction de la Sécurité Civile a fait parvenir aux préfets de métropole des instructions parfaitement explicites pour assurer la cohérence des dossiers de demande de constatation de l'état de catastrophe naturelle. Y sont visés le contenu du dossier

communal, celui du dossier de synthèse établi par chaque préfet et la procédure de transmission à l'échelon central.

Le dossier communal doit comprendre, outre un rapport circonstancié du maire, une étude géologique qualitative qualifiée de « compte rendu de visite géotechnique » et réalisée par des organismes (Bureau de

recherche géologique et minière, Centre d'études techniques de l'équipement) ou des géotechniciens départementaux agréés. Le dossier préfectoral doit comporter une analyse météorologique témoignant de l'intensité anormale du phénomène de sécheresse. Ces dossiers sont transmis globalement au Ministère de l'Intérieur afin d'être examinés par la Commission Interministérielle dans les meilleures conditions d'efficacité et de diligence.

5. Au-delà des problèmes d'indemnisation des victimes se pose le problème du traitement du risque sous ses aspects techniques, normatifs ou réglementaires. La Délégation aux risques majeurs, en étroite collaboration avec la Direction de la sécurité civile, a engagé avec diverses instances participant à l'acte de construire et avec l'aide de praticiens compétents, une réflexion générale dans le but d'identifier les méthodes de réparation et de prévention les plus opportunes et d'en informer les personnes sinistrées ou exposées, ceci afin d'éviter le recours à des procédés inadaptés. La Délégation aux risques majeurs a été sollicitée par ailleurs par certains départements pour faire

prendre en compte dans l'aménagement les risques engendrés par la dessiccation des sols sensibles. Une telle procédure implique l'intégration de ces risques dans les plans d'exposition aux risques (PER) ou les périmètres de risque délimités au titre de l'article R 111.3 du code de l'urbanisme. Des recommandations en matière d'urbanisme et de construction vont être mises au point, dans le cadre d'un groupe de travail spécialisé, afin de minimiser les conséquences d'événements météorologiques aussi graves que ceux de 1989-1991.

BIBLIOGRAPHIE

- (1) LOGEAIS L. (1990), *Tassement de fondations dus à la sécheresse*, Sycodes informations, n° 28, p. 8-14.
- (2) *Loi n° 82-600 du 13 juillet 1982 relative à l'indemnisation des victimes de catastrophe naturelle* ; Journal officiel de la république française, 14 juillet 1982, p. 2242-2243.

Simulation tridimensionnelle de la blocométrie naturelle de massifs rocheux

Three dimensional simulation of block size distribution of rock masses

J. XU, R. COJEAN, M. ARNOULD

CGI, Ecole des Mines de Paris*

Rev. Franç. Géotech. n° 58, pp. 31-40 (janvier 1992)

Résumé

Cet article présente un modèle général de simulation à trois dimensions de la blocométrie naturelle des massifs rocheux. Il est constitué de quatre parties : 1. analyse statistique et simulation à trois dimensions des discontinuités ; 2. analyse de la connectivité des discontinuités simulées ; 3. identification des blocs discrets intersectés par des discontinuités connectées ; 4. caractérisation de la blocométrie de massifs rocheux. Trois types de représentation (distribution de taille, distribution de taille pondérée, distribution de l'orientation des blocs) sont utilisés. Les résultats des exemples réels sont donnés dans les sections correspondantes de l'article.

Abstract

This paper presents a general model for simulating three dimensional natural rock mass granulometry. It consists of four parts : 1. statistic analysis and three dimensional simulation of rock mass fractures ; 2. connectivity study of simulated fractures ; 3. identification of distinct blocks intersected by the fractures ; 4. characterization of rock mass granulometry. Three representative methods, such as size distribution, weighted size distribution and orientation distribution of blocks, are used. The results of some real examples are given in the correspondent sections of the paper.

* 60, bd Saint-Michel, 75272 Paris, Cedex 06.

INTRODUCTION

Les développements récents dans l'analyse de la stabilité et dans l'évaluation de la fragmentation des massifs rocheux par explosif exigent une évaluation initiale de la blocométrie naturelle de ceux-ci. Depuis le travail original de CUNDALL (1972), la méthode des éléments discrets s'est développée pour étudier le comportement mécaniques des milieux fissurés (CUNDALL, 1988). Cette méthode considère un massif rocheux comme un système de blocs discrets délimités par des discontinuités, et donc elle exige un système de blocs pré-défini. La fragmentation d'un massif rocheux par explosif est contrôlée pour partie par sa blocométrie initiale (distributions de taille et d'orientation des blocs). Un modèle de la blocométrie naturelle nous permet de faire l'étude comparative entre celle-ci et la granulométrie du tas abattu pour optimiser l'utilisation de l'énergie explosive.

Certains programmes de simulation des discontinuités à trois dimensions ont été développés pour l'analyse d'écoulements souterrains. LONG et al., (1985) ont réalisé un modèle de système de discontinuités à trois dimensions. ANDERSSON et DVERSTORP (1987) ont développé un modèle de simulation conditionnelle de réseaux de discontinuités discrètes. Mais l'application de systèmes de discontinuités simulées à l'analyse mécanique ou à l'évaluation de la blocométrie d'un massif rocheux rencontre la difficulté d'identification des blocs discrets séparés par des discontinuités.

LIN et al. (1987) ont proposé une méthode géométrique pour identifier le système de blocs. Dans cette méthode, un bloc (polyèdre) est considéré comme un complexe orienté dont quelques propriétés topologiques peuvent être utilisées comme critères pour identifier les blocs. Cette méthode peut considérer, pour la première fois, les blocs convexes ou concaves.

Le générateur de blocs RESOBLOC développé par HELIOT (1988) considère l'histoire géologique de développement de différentes familles de fissures pour construire une base de données de blocs d'un massif. Ce modèle est basé sur la génération de différentes familles de fissures. Chaque nouvelle famille de fissures est introduite à l'intérieur de domaines délimités par les fissures déjà générées. La méthode de simulation de fissures diffère des modèles normalement utilisés et le modèle peut être considéré comme un modèle hiérarchique. Il donne une bonne représentation de certains massifs rocheux, par exemple, un massif rocheux sédimentaire.

Dans cet article, nous présentons la méthode utilisée dans le programme SIMBLOC de simulation tridimensionnelle de la blocométrie naturelle des massifs rocheux. A partir de la configuration des discontinuités simulées, une étude de la connectivité des discontinuités est faite d'abord pour éliminer les discontinuités non-connectées et fournir un modèle géométrique pour l'analyse d'écoulements de fluides et de la blocométrie. Des propriétés topologiques d'un polyèdre sont utilisées pour identifier un bloc discret. Trois méthodes de caractérisation de la blocométrie d'un massif rocheux sont présentées : distribution de taille,

distribution de taille pondérée et distribution de l'orientation des blocs.

1. SIMULATION TRIDIMENSIONNELLE DE DISCONTINUITÉS

La méthode de simulation présentée dans cet article est une méthode généralement utilisée par d'autres auteurs comme BAECHE (1983), LONG et al. (1985), ANDERSSON et DVERSTORP (1987). Une discontinuité est modélisée comme un disque de rayon r avec une orientation α et un pendage β . Ces paramètres géométriques sont aléatoires et suivent certaines lois de distributions pour chaque famille de discontinuités.

L'orientation et le pendage (α , β) d'une discontinuité peuvent être considérés comme les coordonnées sphériques de la normale à la discontinuité et ils sont habituellement considérés indépendants. Si nous considérons le vecteur d'une normale comme un point sur un hémisphère unitaire, alors la distribution de ce vecteur peut être décrite par la distribution normale hémisphérique (MAHTAB et al., 1972) :

$$P(\theta) = (1 - \exp[k(\cos\theta - 1)]) / [1 - \exp(-k)] \quad (1)$$

avec k paramètre de dispersion ;
 θ angle par rapport à la direction moyenne d'une famille
 $P(\theta)$ probabilité que la normale d'une discontinuité fasse un angle inférieur ou égal à θ par rapport à la normale ou pôle de la famille.

L'estimation des paramètres à trois dimensions comme l'extension (rayon de disque) et la densité des discontinuités se base sur des relations probabilistes appliquées aux paramètres mesurables à deux dimensions comme l'extension (longueur) et la densité des traces des discontinuités sur un affleurement.

La distribution de l'extension peut être estimée par les données de la longueur de traces d'intersection entre une famille de discontinuités et la surface de mesure. WARBURTON (1980) a étudié la relation probabiliste entre le paramètre de distribution du rayon r et celui de distribution de la longueur de trace l pour différentes méthodes de mesure (fenêtre de mesure et ligne de mesure). Pour la reconnaissance en fenêtre, la relation s'écrit :

$$E(l) = \frac{\pi}{4} \frac{E(r^2)}{E(r)} = \frac{\pi}{4} \frac{\sigma^2 + \mu^2}{\mu} \quad (2)$$

avec $E(r)$, $E(r^2)$ deux premiers moments centrés de r
 μ , σ moyenne et écart-type de r
 $E(l)$ espérance mathématique de l .

L'évaluation de cette équation exige une distribution supposée de r . En pratique, nous supposons que le rayon r suit la même loi que la longueur de trace l . Les études expérimentales montrent que l suit habi-

tuellement la loi log-normale ou exponentielle (BAE-CHER, 1983) dont l'estimation des paramètres est bien étudiée et peut être réalisée par des procédés traditionnels (PRIEST et HUDSON, 1981 ; PAHL, 1981).

La densité volumique λ d'une famille de discontinuités est définie comme le nombre de discontinuités par unité de volume dans un massif rocheux et la densité de surface λ' est définie comme le nombre de traces d'intersection par unité de surface. Des relations mutuelles entre λ et λ' sont déduites par WARBURTON (1980) pour différents modèles de formes de discontinuité. Pour le modèle de disque, cette relation s'écrit :

$$\lambda = \lambda' / (2 \cdot \sin \alpha \cdot E(r)) \quad (3)$$

avec α angle entre la normale à une famille de discontinuités et la normale à la surface de mesure.

Un programme est développé spécialement pour le traitement statistique de données acquises à deux dimensions. Dans ce programme, la méthode de la classification automatique est utilisée pour déterminer les familles directionnelles des discontinuités, et pour chaque famille, certains paramètres statistiques comme les moyennes et les écarts-types de l'extension, de l'orientation, du pendage et de la densité sont calculés simultanément. Les résultats d'un exemple réel de 183 discontinuités mesurées sur la paroi d'un tunnel de reconnaissance dans un massif de granite sont montrés dans le tableau 1. La figure 1 est la projection stéréographique des discontinuités sur laquelle on peut visualiser approximativement trois familles.

Dès que les paramètres statistiques de la géométrie des discontinuités sont obtenus, la simulation peut être réalisée d'une manière standard suivant la loi de distribution de chaque paramètre. Dans le programme, le domaine de simulation est dilaté par rapport au



Fig. 1. — Projection stéréographique des discontinuités.
Fig. 1. — Sterographic projection of discontinuities.

domaine réel suivant la valeur de l'extension des discontinuités pour générer une marge tampon et diminuer ainsi l'influence de marge. Un exemple de configuration de discontinuités simulées dans un talus suivant les données des cinq familles du tableau 1 est montré dans la figure 2.

2. ETUDE DE LA CONNECTIVITÉ DE DISCONTINUITÉS

Une discontinuité peut constituer un cheminement d'écoulement ou une facette d'un bloc à condition qu'elle soit connectée avec le réseau global des dis-

Tableau 1. — Résultats d'analyse statistique des données de discontinuités.

No. fam.	Nombre disc.	E extens.	E densité	E orientation	E pendage	S.D. orientation	S.D. pendage	K	
5	1	55	2,37	0,226	341,2	81,9	20,4	9,2	12,3
	2	89	3,15	0,379	74,4	46,3	17,9	15,7	16,2
	3	12	3,47	0,057	251,2	45,7	25,0	11,2	16,2
	4	15	2,10	0,056	287,0	80,5	6,5	8,2	45,1
	5	12	2,06	0,056	240,7	88,5	14,8	7,8	22,4
4	1	55	2,37	0,226	341,2	81,9	20,4	9,2	12,3
	2	89	3,15	0,379	74,4	46,3	17,9	15,7	16,2
	3	24	2,93	0,106	245,8	67,2	21,1	20,6	7,7
	4	15	2,10	0,056	287,0	80,5	6,5	8,2	45,1
3	1	55	2,37	0,226	341,2	81,9	20,4	9,2	12,3
	2	89	3,15	0,379	74,4	46,3	17,9	15,7	16,2
	3	39	2,47	0,163	262,1	72,5	26,4	18,4	6,7
2	1	55	2,37	0,226	341,2	81,9	20,4	9,2	12,3
	2	128	2,03	0,612	77,4	61,2	21,1	21,2	5,0
1	1	183	2,01	0,856	97,1	72,6	43,6	23,7	2,7

E : moyenne - S.D. : écart-type ; - K : paramètre de dispersion.

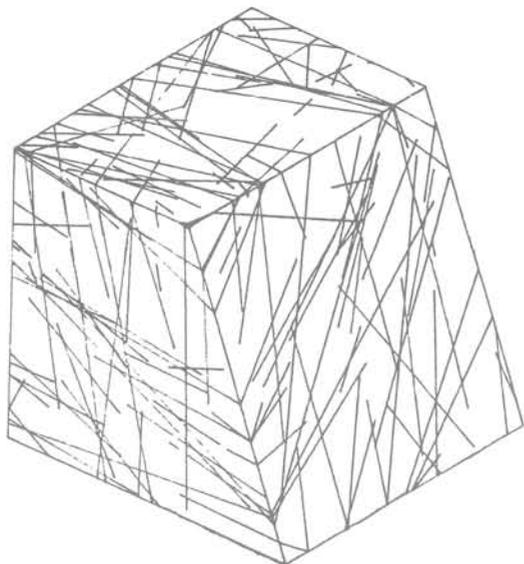


Fig. 2. — Configuration des discontinuités simulées.
Fig. 2. — Simulated discontinuities.

continuités. Par exemple, pour un problème de blocométrie, elle doit intersecter au moins trois autres discontinuités ou les limites du domaine et les traces des intersections doivent se connecter mutuellement sur la discontinuité. Donc l'étude de la connectivité se base sur l'identification des intersections entre les discontinuités ou les limites du domaine.

L'intersection entre le disque d'une discontinuité F_i et le disque d'une discontinuité F_j peut être identifiée par les trois étapes suivantes : 1. déterminer la ligne d'intersection entre deux plans contenant F_i et F_j ; 2. calculer la distance entre la ligne d'intersection et les centres de F_i et F_j . Si la condition de l'extension n'est pas satisfaite, les deux discontinuités ne s'intersectent pas ; 3. déterminer la partie commune d'intersection

de F_i et F_j . Si elles ne sont pas décalées, il existe une partie commune et les deux discontinuités s'intersectent. Les limites du domaine de simulation peuvent être interprétées comme des polygones convexes, leurs intersections avec des discontinuités peuvent être identifiées par une méthode semblable à celle présentée ci-dessus. Quand cette procédure est appliquée à toutes les discontinuités dont l'ensemble est noté par \mathbb{F} , alors toutes les intersections auront été identifiées et l'ensemble d'intersections est noté par \mathbb{I} .

En effet, un système de discontinuité et ses relations d'intersections peuvent être décrits par un graphe, si nous considérons une discontinuité comme un sommet, et une intersection comme une arête du graphe. Cela s'applique à un système à trois dimensions ainsi qu'à deux dimensions. La figure 3 montre un exemple simplifié bidimensionnel.

Le degré de connectivité d'un système de discontinuités peut être défini comme le nombre minimum d'intersections qu'une discontinuité possède dans le système. Dans la figure 2, il existe certaines discontinuités isolées qui n'intersectent aucune autre, le degré de connectivité du système est donc zéro. Un système de faible degré de connectivité peut devenir un système de degré plus fort par l'élimination des discontinuités qui ne possèdent pas assez d'intersections afin d'établir des modèles géométriques pour certaines applications pratiques (écoulement des fluides, blocométrie). Si nous notons l'ensemble de discontinuités intersectant la discontinuité F_i par $\Gamma(F_i)$ et l'ensemble d'intersections sur F_i par $\Gamma(I_i)$, alors pour le degré n , l'algorithme d'élimination d'une discontinuité F_i intersectant moins que n autres et des intersections associées à F_i s'écrit :

$$\begin{aligned} \mathbb{F} &\leftarrow \mathbb{F} - F_i \\ \mathbb{I} &\leftarrow \mathbb{I} - \Gamma(I_i) \\ \Gamma(F_j) &\leftarrow \Gamma(F_j) - F_i, F_j \in \Gamma(F_i) \\ \Gamma(F_i) &\leftarrow \phi \\ \Gamma(I_j) &\leftarrow \Gamma(I_j) - I_k, I_k \in \Gamma(I_i) \cap \Gamma(I_j) \\ \Gamma(I_i) &\leftarrow \phi \end{aligned} \tag{4}$$

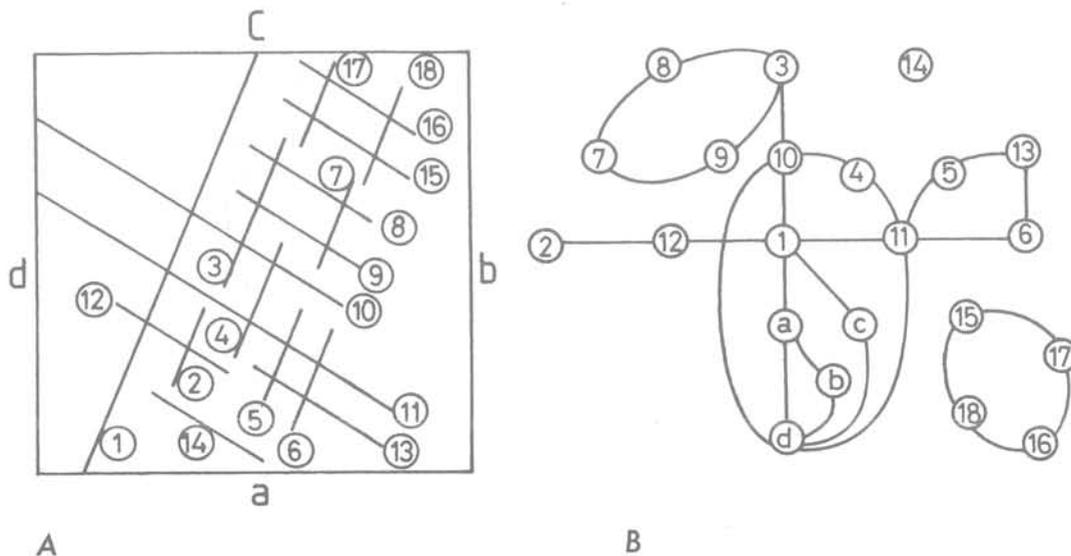


Fig. 3. — A. Un exemple de système de discontinuités à deux dimensions.
B. Représentation en graphe des relations d'intersection.
Fig. 3. — A. An example of two dimensional discontinuity system.
B. Graph representation of intersection relationships.

L'algorithme (4) doit être appliqué à toutes les discontinuités du système et répété jusqu'à ce que chaque discontinuité possède au moins n intersections. La figure 4 montre le résultat de degré 2 du système dans la figure 2.

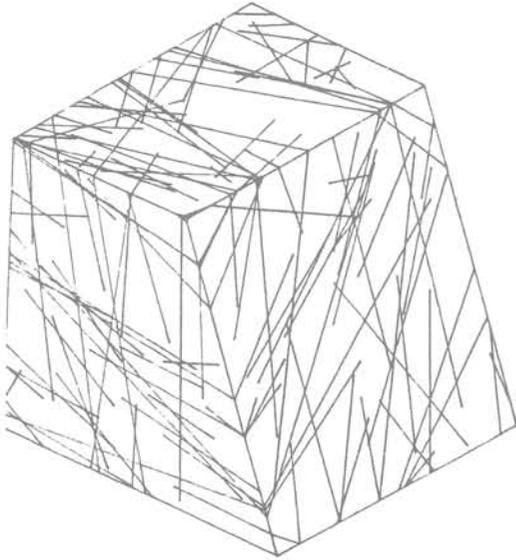


Fig. 4. — Réseau des discontinuités de degré 2 de connectivité.
Fig. 4. — Discontinuity network with two degree connectivity.

L'étude de la connectivité pour la blocométrie de massifs rocheux consiste en une étude des traces des intersections sur chaque discontinuité et est réalisée dans un système local de coordonnées installé sur chaque discontinuité. La procédure est semblable à celle expliquée ci-dessus si une discontinuité est considérée comme un segment d'intersection et une trace d'intersection comme un point d'intersection. Une discontinuité sur laquelle il n'existe pas un réseau de traces d'intersection doit être éliminée par l'algorithme (4). Le résultat de cette étude pour le système de discontinuités de la figure 2 est montré dans la figure 5.

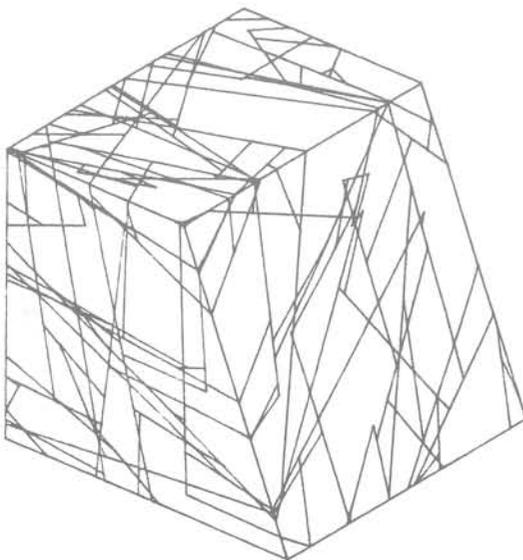


Fig. 5. — Réseau des discontinuités pour la blocométrie.
Fig. 5. — Discontinuity network for block size analysis.

L'algorithme (4) concerne l'étude de la connectivité de discontinuités individuelles, mais ne concerne pas celle de réseaux de discontinuités. Dans un système de fissures, il existe souvent des réseaux isolés (locaux) par rapport au réseau global connecté à la limite du domaine intéressé. Par exemple dans la figure 3, le réseau de fissures N° 15, 16, 17, 18 est un réseau local. Au terme de la théorie de graphes, il concerne la connexité d'un graphe et le nombre de réseaux correspond au nombre de composantes connexes d'un graphe. Dans un réseau individuel, il peut exister des fissures (N° 10, etc dans la figure 3) et des intersections dont la suppression génère des nouveaux réseaux. Ils correspondent aux points d'articulation et aux isthmes dans la théorie de graphes. La recherche du réseau global, des points d'articulation et des isthmes peut être réalisée selon les algorithmes standards.

3. IDENTIFICATION GLOBALE DE SOMMETS, D'ARÊTES ET DE FACETTES

L'identification globale des sommets, des arêtes et des facettes est réalisée premièrement dans un système local de coordonnées installé sur chaque discontinuité. La figure 6A. montre une discontinuité circulaire et les traces des intersections avec d'autres discontinuités. Un sommet V est un point d'intersection entre deux traces et donc est un point d'intersection entre trois discontinuités F_i, F_j, F_k qui définissent l'association du sommet V , notée :

$$\Gamma(V) = (F_i, F_j, F_k) \quad (5)$$

Une arête E est un segment entre deux sommets V_i et V_m qui définissent l'association de l'arête E , notée :

$$\Gamma(E) = (V_i, V_m) \quad (6)$$

C'est donc un segment sur la ligne d'intersection entre deux discontinuités. Une facette est définie comme un cycle élémentaire orienté dont la frontière est constituée d'arêtes orientées (fig. 6B.).

Du fait qu'un sommet global est une intersection entre trois discontinuités, il peut apparaître dans différentes discontinuités. De même, du fait qu'une arête globale est une intersection entre deux discontinuités, elle peut aussi apparaître dans différentes discontinuités. La transformation vers le système global doit considérer ce phénomène, le même sommet ou la même arête doit avoir un même numéro global unique quand il est transféré de différents systèmes locaux.

Si nous notons \mathbb{V} l'ensemble des sommets obtenus dans la procédure d'identification des sommets globaux et $\Gamma(\mathbb{V})$ l'ensemble des associations de sommets identifiés, alors pour un sommet V , s'il est déjà identifié dans le système local sur l'une de ses trois fissures, $\Gamma(V)$ est déjà contenu dans $\Gamma(\mathbb{V})$:

$$\Gamma(\mathbb{V}) \cap \Gamma(V) = \Gamma(V) \quad (7)$$

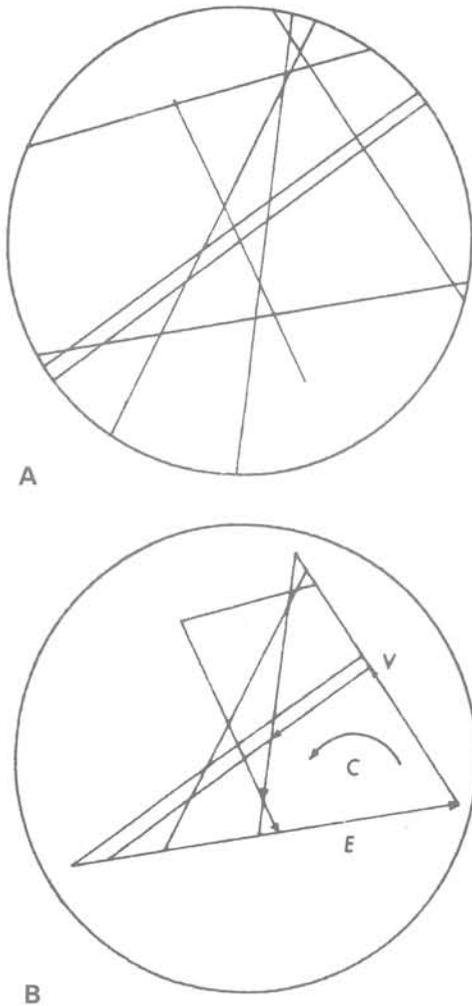


Fig. 6. — A. Traces des intersections sur une discontinuité de type disque.
 B. Sommets, arêtes et cycles sur la discontinuité.
 Fig. 6. A. Intersection traces on a dice shaped discontinuity.
 B. Vertices, edges and cycles an a discontinuity.

S'il est nouveau, on a :

$$\Gamma(\Psi) \cap \Gamma(V) = \phi \tag{8}$$

et on doit l'ajouter dans Ψ

$$\begin{aligned} \Psi &\leftarrow \Psi \cup V \\ \Gamma(\Psi) &\leftarrow \Gamma(\Psi) \cup \Gamma(V) \end{aligned} \tag{9}$$

De la même façon, si nous notons $\Gamma(E)$ l'ensemble des arêtes identifiées et $\Gamma(\Gamma(E))$ l'ensemble des associations des arêtes identifiées, alors pour une arête E , si elle est déjà identifiée, $\Gamma(E)$ est déjà contenu dans $\Gamma(\Gamma(E))$:

$$\Gamma(\Gamma(E)) \cap \Gamma(E) = \Gamma(E) \tag{10}$$

Si elle est nouvelle, on a :

$$\Gamma(\Gamma(E)) \cap \Gamma(E) = \phi \tag{11}$$

et on doit l'ajouter dans $\Gamma(\Gamma(E))$

$$\begin{aligned} \Gamma(\Gamma(E)) &\leftarrow \Gamma(\Gamma(E)) \cup \Gamma(E) \end{aligned} \tag{12}$$

Une facette, notée C , étant présente sur une seule discontinuité, le problème précédent n'existe pas. La méthode d'identification d'un cycle élémentaire est identique à celle d'identification d'un bloc bidimensionnel.

4. IDENTIFICATION DES BLOCS DISCRETS

L'algorithme pour identifier un bloc discret intersecté par des discontinuités se base sur l'homomorphisme du bloc. Un bloc polyédrique est homomorphique ou identique au sens topologique à une sphère s'il peut s'identifier à celle-ci par une déformation continue, (LIN D. et al., 1987). Le nombre de sommets, d'arêtes et de facettes de cette classe de blocs suit la formule d'EULER

$$V - E + C = 2$$

et notre étude se limite à cette classe de blocs.

Du point de vue de la connexion du domaine, les facettes d'un bloc homomorphique engendrent un domaine de simple connexion. Si nous notons la normale extérieure à la surface du bloc par \vec{n} , selon la formule géométrique, l'intégrale de \vec{n} suivant la surface fermée du bloc est nulle,

$$\iint_S \vec{n} \, ds = \sum_{k=1}^{Nc} S_k \cdot \vec{n}_k = \vec{0} \tag{13}$$

avec Nc nombre de facettes d'un bloc

\vec{n}_k normale extérieure à la facette k

S_k surface de la facette k

$\vec{0}$ vecteur nul.

Une facette d'un bloc peut être représentée par un polygone dans l'espace dont la surface orientée $S \cdot \vec{n}$ peut être évaluée pour calculer le moment du polygone, l'équation (13) peut être écrite :

$$\frac{1}{2} \sum_{k=1}^{Nc} \sum_{i=1}^{mk} \vec{r}^{i0} \times \vec{E}_i = \vec{0} \tag{14}$$

avec mk nombre d'arêtes de la facette k

\vec{E}_i arête orientée i

\vec{r}^{i0} un point de référence sur l'arête i

\times symbole de produit vectoriel.

Pour un polyèdre, une arête correspond à deux facettes voisines, si nous notons les orientations d'une arête sur deux facettes voisines j et k par \vec{E}^j et \vec{E}^k , l'équation (14) est identique à l'équation suivante :

$$\begin{aligned} &\frac{1}{2} \sum_{i=1}^{Na} [(\vec{r}^{i0} \times \vec{E}^i) + (\vec{r}^{i0} \times \vec{E}^k)] \\ &= \frac{1}{2} \sum_{i=1}^{Na} [\vec{r}^{i0} \times (\vec{E}^j + \vec{E}^k)] = \vec{0} \end{aligned} \tag{15}$$

avec Na nombre d'arêtes d'un bloc.

Du fait que N points de référence \vec{r}^{i0} sont non nuls et indépendants, on peut en déduire la relation suivante :

$$\vec{E}^{ij} + \vec{E}^{ik} = \vec{0} \quad (16)$$

L'équation (16) montre qu'une arête commune à deux facettes d'un bloc y présente des orientations opposées (fig. 7). C'est une propriété géométrique importante d'un bloc pour l'orienter et l'identifier et elle constitue la base de l'algorithme informatique de notre étude.

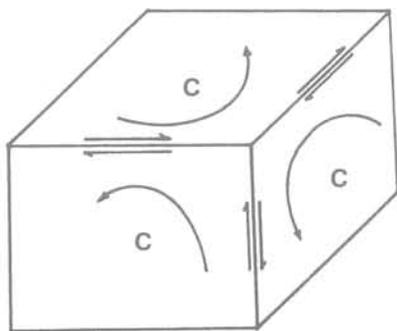


Fig. 7. — Orientation de l'arête commune à deux facettes.
Fig. 7. — Orientation of an edge common to two faces.

Du fait qu'une arête possède une orientation opposée sur deux facettes voisines, elle s'élimine sur celles-ci. Une arête n'appartient toujours qu'à deux facettes voisines sur un bloc, donc toutes les arêtes d'un bloc s'éliminent. En terme topologique, cela signifie que la frontière topologique de la surface d'un bloc est vide (LIN et al., 1987). Si nous notons l'ensemble des arêtes d'une facette par \mathbb{C} , alors nous pouvons définir un ensemble d'arêtes de k facettes comme :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbb{D}^k = [\mathbb{D}^{k-1} - (\mathbb{C}^k \cap \bigcup_{i=1}^{k-1} \mathbb{C}^i)] \\ \cup (\mathbb{C}^k - \bigcup_{i=1}^{k-1} \mathbb{C}^i) ; k \geq 2 \\ \mathbb{D}^1 = \mathbb{C}^1 \end{array} \right. \quad (17)$$

Quand l'équation (17) est appliquée à toutes les facettes, i.e. quand $k = N_f$ (nombre de facettes d'un bloc), \mathbb{D}^k sera un ensemble vide, car toutes les arêtes se sont éliminées. L'équation (17) est écrite sous la forme itérative pour la réalisation informatique et elle sert comme un critère de la fermeture du bloc. Au cours d'identification d'un bloc, si nous sommes arrivés à une facette k telle que $\mathbb{D}^k = \phi$, alors le bloc est identifié et la valeur de k donne le nombre de facettes du bloc.

En se basant sur les équations (16) et (17), l'identification d'un bloc tridimensionnel commence par une facette. Une facette intérieure peut constituer la facette commune à deux blocs voisins correspondant à deux normales opposées (fig. 8). Par contre, une facette sur la surface du domaine ne correspond qu'à un bloc réel, l'autre est un bloc virtuel constitué par toutes les facettes sur la surface. La différence entre eux est que

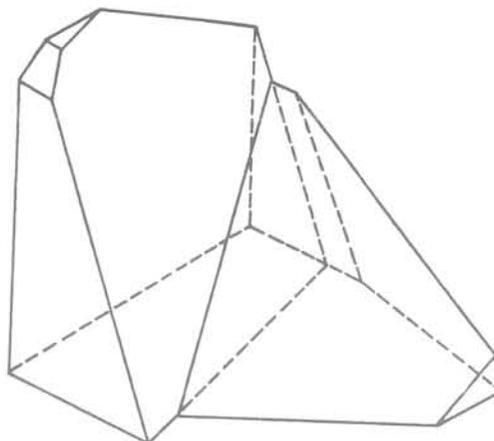


Fig. 8. — Deux blocs voisins correspondant à une facette intérieure.

Fig. 8. — Two neighbour blocks corresponding to an interior face.

le bloc virtuel a un volume négatif et ne sera pas compté dans la blocométrie.

Dans le processus d'identification, une facette est orientée pour que la normale à la facette soit toujours vers l'extérieur du bloc. Ceci peut être réalisé en considérant la propriété de l'équation (16). Suivant l'équation (16), nous pouvons orienter une facette candidate en vérifiant l'orientation de ses arêtes par rapport à l'orientation des arêtes des facettes adjacentes identifiées. Par exemple, dans la figure 9, supposons que la facette en cours est C_k , la normale à cette facette est \vec{n}^k , nous voulons identifier la facette suivante du bloc liée à l'arête E_i . Il existe peut-être plusieurs facettes candidates, leurs orientations doivent être vérifiées et modifiées si nécessaire suivant leurs relations par rapport à celle de l'arête sur C_k .

Soit M facettes candidates, nous notons les vecteurs normalisés de moments de ces facettes par \vec{m}^i ($i=1, M$). Pour identifier la facette suivante, il convient d'établir un système de coordonnées $O(\xi\eta\zeta)$ installé sur l'arête \vec{E}_i de la facette C_k . Les vecteurs de base $(\vec{e}_\xi, \vec{e}_\eta, \vec{e}_\zeta)$ du système suivent les conditions suivantes :

$$\begin{aligned} \vec{e}_\xi \times \vec{e}_\eta &= \vec{e}_\zeta \\ \vec{e}_\zeta \cdot \vec{E}_i &= |\vec{E}_i| \end{aligned} \quad (18)$$

Le problème de déterminer la facette suivante devient celui de la détermination du vecteur \vec{m}^l le plus à gauche par rapport à \vec{n}^k dans le plan $(\xi\eta)$ du système comme il est montré dans la figure 9 C et l'étude suivante se limite dans ce plan, c'est-à-dire, les vecteurs \vec{m} et \vec{n} sont considérés comme bidimensionnels.

Nous notons le nombre de facettes candidates à gauche du vecteur en cours \vec{n}^k par M_l , alors nous avons

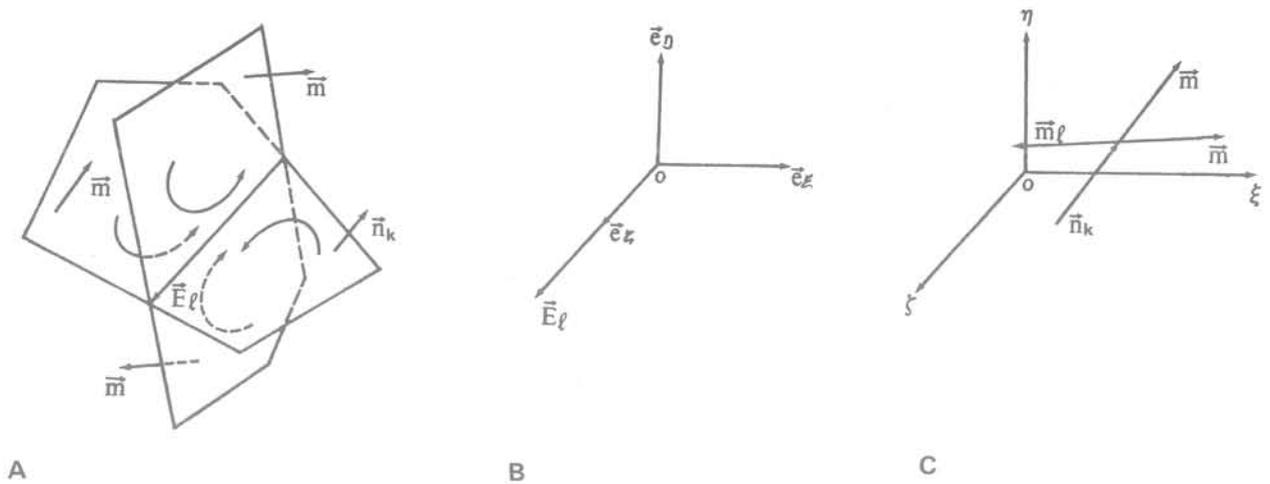


Fig. 9. — Identification de la facette la plus à gauche.

A. Facettes liées à une arête. - B. Système de coordonnées $O(\xi\eta\zeta)$. - C. Normales transformées dans le système $O(\xi\eta\zeta)$.

Fig. 9. — Identification of the most on the left face.

A. Faces linked with an edge. - B. Coordinate system $O(\xi\eta\zeta)$. - C. Normals transformed to the system $O(\xi\eta\zeta)$.

$M_l \leq M$. Si $M_l > 0$, le vecteur le plus à gauche \vec{m}_l sera déterminé par :

$$|\vec{n}_k - \vec{m}_l| = \max \{ |\vec{n}_k - \vec{m}_l|, i = 1, M_l \} \tag{19}$$

Si $M_l = 0$, alors \vec{m}_l sera déterminé par :

$$|\vec{n}_k - \vec{m}_l| = \min \{ |\vec{n}_k - \vec{m}_l|, i = 1, M \} \tag{20}$$

Une fois que \vec{m}_l est identifié, nous sommes arrivés à une nouvelle facette. Le problème suivant est de vérifier la fermeture du bloc pour décider s'il faut continuer d'identifier les facettes suivantes ou non. Cela peut être réalisé par l'équation (17). Si l'ensemble \mathbb{D} est vide, le bloc est identifié, si non, nous choisissons une arête dans \mathbb{D} , normalement la première, comme l'arête en cours, nous cherchons les facettes candidates liées à cette arête et nous répétons les procédures ci-dessus.

La surface d'un cycle orienté (facette) peut être évaluée pour calculer son moment et est égale à la moitié de celui-ci. Supposons qu'un cycle soit constitué de m arêtes et également de m sommets. Si une facette est identifiée par la méthode présentée, l'orientation des arêtes est définie dans le sens trigonométrique, la surface de l'arête s'écrit :

$$S = \frac{1}{2} \sum_{i=1}^m \vec{r}^{i0} \times \vec{E}_i \tag{21}$$

où \vec{E}_i est une arête orientée, \vec{r}^{i0} est un point de référence et peut être choisi comme un point quelconque sur la ligne de l'arête \vec{E}_i .

Le volume d'un bloc de n facettes peut être calculé par la surface de ses facettes et la normale extérieure à chaque facette.

$$V = (1/3) \sum_{i=1}^n (\vec{r}^{i0} \cdot \vec{n}_i) \cdot S_i \tag{22}$$

avec \vec{n}_i normale à la facette i

S_i surface de la facette i

\vec{r}^{i0} point de référence sur facette i

Le point de référence peut être choisi comme un point quelconque sur le plan de la facette i , par exemple un de ses sommets.

La méthode présentée ci-dessus pour identifier un bloc ne fait pas l'hypothèse de la convexité du bloc. Un bloc concave peut être identifié de la même manière qu'un bloc convexe, mais nous avons supposé que les blocs sont homomorphiques en terme de topologie. Cela sera généralement satisfait si une étude de la connectivité des discontinuités et des traces des intersections sur chaque discontinuité est faite et si les réseaux locaux de discontinuités sont éliminés.

5. BLOCOMÉTRIE DE MASSIFS ROCHEUX

Nous allons discuter la distribution de taille de blocs d'un massif rocheux. La taille d'un bloc peut être représentée par son volume ou plus simplement par son diamètre équivalent. Dans ce texte, nous utilisons la racine cubique du volume pour présenter la taille moyenne d'un bloc. Pour un massif rocheux, la distribution de taille de blocs $F(x)$ présente certains caractères de la structure. Par exemple, on peut mesurer le pourcentage de nombre de blocs trouvés dans un intervalle de taille donnée. La figure 10 montre la distribution de taille et l'histogramme de fréquence du système de blocs dans la figure 5.

L'inconvénient de la présentation de $F(x)$ est qu'elle insiste seulement sur l'importance en nombre, et ne montre pas clairement l'importance de la taille elle-même. Dans un massif rocheux, l'intersection entre

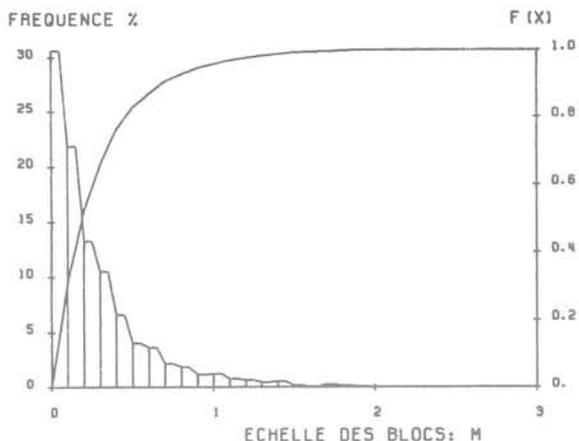


Fig. 10. — Distribution de taille des blocs.
Fig. 10. — Block size distribution.

des discontinuités aléatoires peut engendrer un très grand nombre de blocs de petite taille, le volume de ces petits blocs pouvant être très faible. Leur influence sur la stabilité ou la fragmentation d'un massif rocheux ne sera pas aussi importante qu'on pourrait le penser au vu de leur pourcentage en nombre. Ainsi nous utilisons une autre méthode de représentation de la blocométrie, appelée distribution de taille pondérée $G(x)$ définie comme le pourcentage du volume des blocs de diamètre inférieur à une valeur x , sur le volume total des blocs du système.

$$G(x) = \frac{1}{\int_0^{\infty} u^3 f(u) du} \int_0^x u^3 f(u) du \quad (23)$$

Cette distribution et l'histogramme de fréquence du système des blocs de la figure 5 sont présentés dans la figure 11. On peut voir la différence importante avec la figure 10.

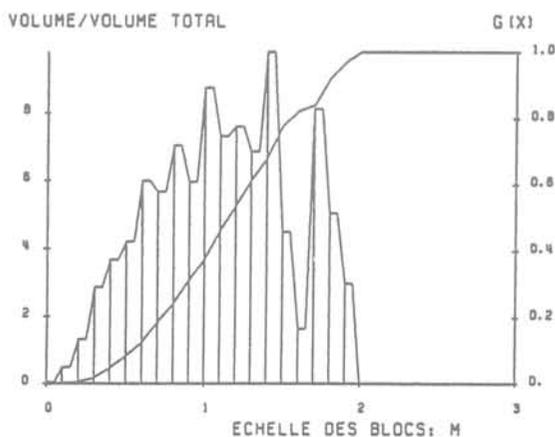


Fig. 11. — Distribution de taille pondérée.
Fig. 11. — Weighted block size distribution.

Une autre propriété géométrique importante des blocs pour l'analyse de la stabilité et l'évaluation de la fragmentation est la distribution de l'orientation des blocs. L'orientation d'un bloc est définie dans cet article par

celle de l'axe principal maximum. La distribution sphérique de l'orientation des blocs peut être présentée par la projection stéréographique et le résultat du système de blocs de la figure 5 est présenté dans la figure 12.

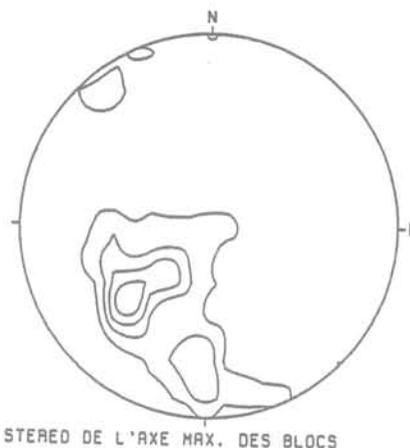


Fig. 12. — Projection stéréographique de l'orientation des blocs.

Fig. 12. — Stereographic projection of block orientations.

CONCLUSION

La méthode présentée dans l'article pour identifier un bloc discret intersecté par des discontinuités utilise les méthodes simples de la géométrie, et ne se base pas sur l'hypothèse de la convexité des blocs. Les blocs concaves peuvent être identifiés de la même façon que les blocs convexes. Les études de la connectivité des discontinuités nous permettent de fournir les modèles géométriques nécessaires à l'analyse des écoulements, à l'analyse mécanique ou à l'analyse couplée hydromécanique. L'évaluation granulométrique donne certaines informations sur la structure d'un massif rocheux et peut être appliquée à l'analyse de la stabilité et l'étude de la fragmentation.

BIBLIOGRAPHIE

- ANDERSSON J., DVERSTORP B. (1987), *Conditional simulation of fluid flow in three dimensional networks of discrete fractures*. Water Resources Research, vol. 23, n° 10, 1876-1886.
- BAECHER G.B. (1983), *Statistical analysis of rock mass fracturing*. Mathe. Geol., vol. 15 (2), 329-348.
- BILLAUX D. (1989), *Three dimensional statistical modelling of a fractured rock mass. An example from the Fanay Augères Mine*. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., vol. 26, n° 3/4, pp. 281-299.
- CUNDALL P.A. (1971), *A computer model for stimulating progressive large scale movements in blocky rock systems*. Proc. Int. Symp. Rock Fracture, ISRM, Nancy.
- CUNDALL P.A. (1988), *Formulation of a three dimensional distinct element model*. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., vol. 25, 107-125.

- LIN D., FAIRHURST C., STARFIELD A.M. (1987), *Geometrical identification of three dimensional rock block systems using topological techniques*. Int. J. Rock. Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., vol. 24, 331-338.
- LONG J.C.S., GILMOUR P., WITHERSPOON P.A. (1985), *A model for steady fluid flow in random three dimensional networks of disc-shaped fractures*. Water resources research, vol. 21, n° 8, pp. 1105-1115.
- MAHTAB M.A. (1972), *Analysis of fracture orientations for input to structural models of discontinuous rock*. Bureau of Mines Report of Investigations, US Department of the Interior.
- PAHL P.J. (1981), *Estimating the mean length of discontinuity traces*. Inter. Jour. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., vol. 18, pp. 229-234.
- PRIEST S.D., HUDSON J.A. (1981), *Estimation of discontinuity spacing and trace length using scanline surveys*. Inter. Jour. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., vol. 18, pp. 183-187.
- VINCHES M. (1988), *Application combinée de l'analyse structurale, de la géostatistique et de la théorie des blocs clés à l'étude des problèmes de stabilité et de confortement des travaux miniers*. Rev. Franç. Géotech., n° 45, pp. 59-70.
- WARBURTON P.M. (1980), *A stereological interpretation of joint trace data*. Int. J. Rock. Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., vol. 17, 181-190.

Modélisation par blocs de falaises fracturées

Block modelling of jointed cliffs

F. HOMAND-ETIENNE, N. RODE

Laboratoire de Géomécanique, Ecole de Géologie, INPL*

R. SCHWARTZMANN

Centre d'Etudes et de Recherches de Charbonnage de France**

Rev. Franç. Géotech. n° 58, pp. 41-49 (janvier 1992)

Résumé

Les observations et la modélisation présentées concernent les falaises sous-minées qui bordent la vallée de la Loire. La fracturation est caractérisée par sa géométrie et ses propriétés mécaniques. Une modélisation a été réalisée avec le code UDEC et les résultats de différents scénarios et modèles sont analysés. Les diverses instabilités obtenues sont comparées aux phénomènes *in situ*. Les valeurs des contraintes calculées à partir des différentes simulations sont confrontées avec celles mesurées au vérin plat le long d'une galerie.

Abstract

Observations and modelling presented are relative to undermined cliffs lining the Loire valley. The fracturation is characterized by its geometry and its mechanical properties. A modelling has been performed with the UDEC code and the results of different scenario and models are discussed. The various instabilities obtained are compared with the *in situ* phenomena. The stresses values calculated from the different simulations are confronted with those measured with flat jack along a gallery.

* 60, rue Doyen-Marcel-Roubault, BP n° 40 54501 Vandœuvre-lès-Nancy.

** BP n° 2 Parc technologique Alata, 60550 Verneuil-en-Halatte.

vers l'intérieur du massif. Et leur persistance en profondeur a été maintenue jusqu'à 4 m en dessous du niveau de la galerie (afin d'éviter la création d'un nombre trop important de blocs).

Un premier modèle géométrique local représente l'état actuel de la falaise avec la prise en compte d'un pied de falaise d'une dizaine de mètres d'extension latérale. Les dimensions du domaine rectangulaire sont de 50 m de largeur pour 43 m de hauteur (fig. 3).

Un deuxième modèle géométrique général (fig. 4) retrace l'histoire probable du coteau. La Loire creuse une vallée, puis l'action anthropique et les effondrements créent un talus abrupt correspondant à l'actuel front de falaise (fig. 5). Seule l'extension latérale du pied de falaise a été augmentée : 20 m de méplat et 40 m de pente naturelle, soit une largeur totale de 100 m.

3.1.2. Modèles mécaniques

Les propriétés utilisées pour la matrice sont celles du tableau 1. Pour les joints, nous avons voulu apprécier la réponse propre du modèle vis-à-vis des valeurs obtenues (tableau 2). Nous avons réalisé une étude paramétrique préliminaire en faisant varier leurs propriétés à travers différents modèles-test (RODE et al., 1990). Cela nous a conduit à augmenter les valeurs relatives aux propriétés des joints sur l'ensemble du

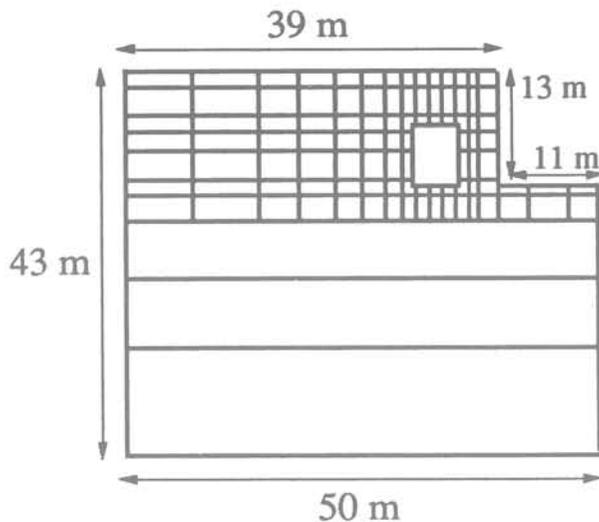


Fig. 3. — Modèle géométrique local.
Fig. 3. — Local geometrical model.

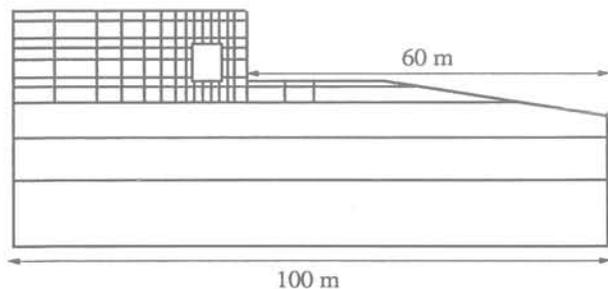


Fig. 4. — Modèle géométrique général.
Fig. 4. — Wide geometrical model.

modèle (tableau 3) sauf au toit de la galerie et près du front de falaise (zones altérées et décomprimées) ;

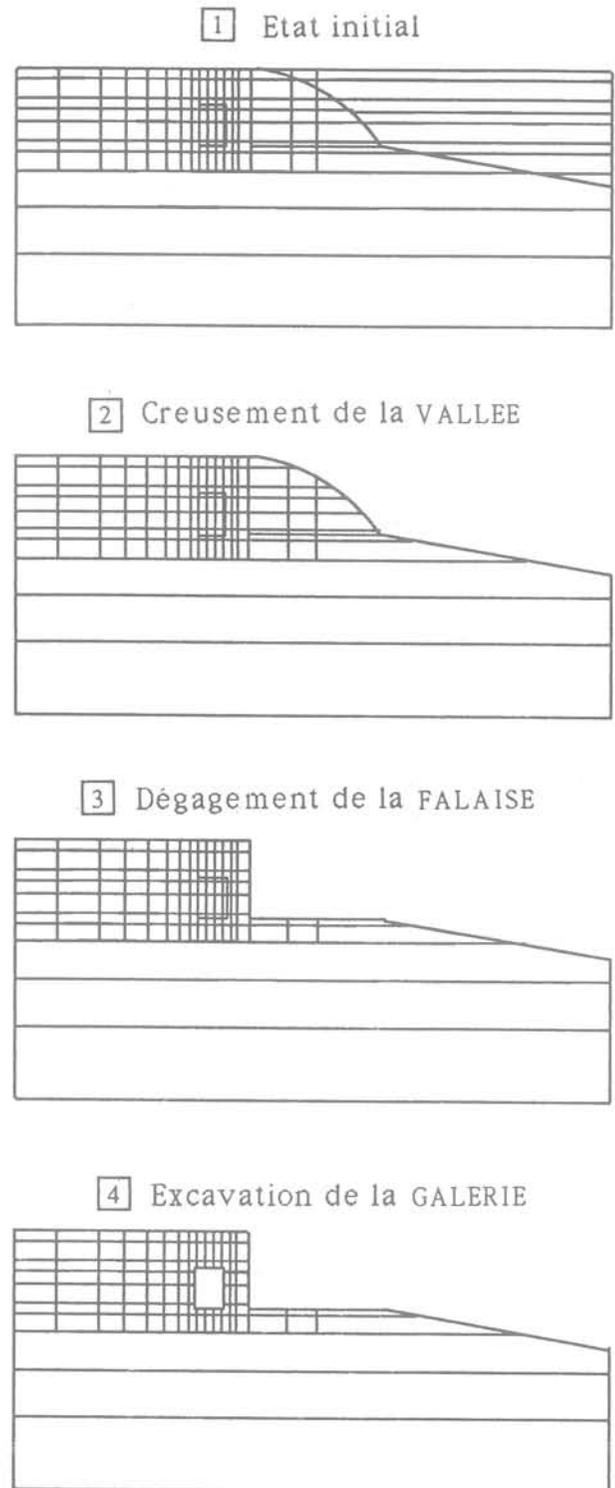


Fig. 5. — Différentes étapes de la modélisation.
1. Etat initial. 2. Creusement de la vallée.
3. Dégagement de la falaise. 4. Excavation de la galerie.
Fig. 5. — Different steps of the modelling.
1. Initial state. 2. Digging of the valley.
3. Digging of the cliff. 4. Excavation to the gallery.

Tableau 3. — Propriétés des joints du tuffeau retenues pour la modélisation de la falaise fracturée avec UDEC.

c (kPa)	ϕ (degré)	d degré	Ks MPa/m	Kn MPa/m
0*	35*	20*	110*	1 300*
	18**	10**	11**	

(* sur l'ensemble du modèle, ** sur les joints au toit de la galerie après excavation).

ces dernières correspondent aux échantillons dont les propriétés ont été déterminées par les essais de laboratoire. Donner à tous les joints les caractéristiques correspondant à celles des joints dans la zone décomprimée et altérée est irréaliste et se traduit au niveau du modèle par des difficultés numériques (problèmes d'amortissement)

Les joints ont une loi de comportement élastoplastique et un critère de rupture de MOHR-COULOMB. Les blocs déformables sont régis par les équations de l'élasticité (suffisantes puisque les comportements non-linéaires sont pris en compte au niveau des joints). Nous avons chargé le modèle avec un gradient vertical égal au poids des terres et des contraintes horizontales égales à 0,25 fois la contrainte verticale.

3.1.3. Différentes simulations

Le scénario est l'ensemble des étapes retraçant la chronologie des événements que subit le modèle. Chaque étape comprend la prise en compte de l'état final précédent, la simulation du nouveau phénomène et le suivi de son évolution en fonction du temps par le biais du nombre de cycles imposés au modèle. Le processus est poursuivi jusqu'à la convergence de la méthode vers des conditions d'équilibre (stabilité) ou vers un schéma de mouvement net (instabilité). Dans notre cas, nous définissons un domaine soumis au chargement initial et aux conditions aux limites. Puis les parties externes : vallée ou falaise, sont successivement excavées jusqu'à l'équilibre (stabilisation des déplacements), et enfin la partie interne ou galerie est excavée, ce qui conduit à observer son influence sur la stabilité d'ensemble.

A partir du modèle géométrique local (fig. 3), nous avons élaboré trois modèles qui suivent le même scénario : creusement de la falaise puis excavation de la galerie. Ils diffèrent entre eux par la nature des blocs et par les caractéristiques des joints (tableau 4).

Tableau 4. — Différentes simulations.

<p>Modèles locaux : $\sigma_h = 0,25 \sigma_v$</p> <p>1 : blocs rigides et propriétés des joints au toit de la galerie réduites après excavation.</p> <p>2 : blocs déformables et propriétés des joints constantes tout au long de la modélisation.</p> <p>3 : blocs déformables et propriétés des joints au toit de la galerie réduites après excavation.</p>
<p>Modèles généraux : blocs déformables, propriétés des joints au toit de la galerie réduites après excavation</p> <p>4 : $\sigma_h = 0,25 \sigma_v$</p> <p>5 : $\sigma_h = 0,40 \sigma_v$</p>

D'après le modèle géométrique général (fig. 4 et 5), nous avons conçu deux modèles. D'un point de vue géologique, les discontinuités verticales sont postérieures au creusement de la vallée puisqu'elles sont assimilées à des fractures de décompression résultant de « l'appel au vide ». Or la conception même de UDEC ne permet pas d'introduire de nouveaux joints en cours de modélisation. Il faut donc mettre en place toutes les discontinuités existantes dès la création du modèle géométrique.

Lors du creusement de la vallée, seuls les joints de stratification existent. Les joints verticaux sont donc bloqués grâce à des caractéristiques exagérément élevées qui les rendent inopérants. A la création de la falaise, on les fait jouer en leur allouant les caractéristiques réelles. Le scénario est donc le suivant : creusement de la vallée, dégagement de la falaise et mise en place effective des joints verticaux, puis excavation de la galerie. Ces deux modèles diffèrent par la valeur de la contrainte horizontale dont nous avons voulu connaître l'influence sur le comportement d'ensemble. Celle-ci a donc été augmentée dans le modèle 6 (tableau 4).

3.2. Résultats

3.2.1. Déplacements

La convergence du système correspond à un schéma de mouvement net pour tous les modèles. Il y a instabilité provoquée par les influences combinées de la falaise et de la galerie, mais les déplacements suivent des mécanismes différents selon les modèles.

La chute du toit de la galerie est verticale quand les propriétés des joints sont maintenues constantes (fig. 6b), ce qui est peu réaliste compte tenu de l'altération et de la décompression prenant place après l'excavation. Par contre, la diminution des propriétés des joints (tableau 3) conduit à une chute chaotique suivant un mouvement de rotation d'ensemble des blocs du toit (fig. 6a, 6c).

Lorsque l'épaisseur de recouvrement est faible, ici 6 m, il n'est pas rare d'observer l'effondrement complet des terres surplombant la galerie. Mais l'initialisation d'un tel phénomène d'instabilité peut aussi s'effectuer par détachements progressifs de blocs appartenant à la première strate du toit. La diminution des propriétés parvient à simuler de façon nette ce décollement de la première dalle, uniquement si elle est appliquée à des blocs déformables (fig. 6c). En effet, à la suite de la rotation, les premiers blocs au toit sont en partie frottés, et seule la possibilité d'une déformation leur permet de se désolidariser de l'ensemble supérieur.

Dans ce contexte précis, il apparaît que l'instabilité du toit de la galerie est l'élément clé du basculement de la falaise vers le vide. Ce dernier n'est déclenché que par la rotation des blocs en arrière du front, ceux-ci exercent en fait une force de poussée. Une chute verticale du toit n'entraîne aucun mouvement (fig. 6b). Les déplacements sont d'autant plus visibles que les blocs sont rigides (fig. 6a). Dans le cas de blocs déformables les déplacements sont amoindris (fig. 6c).

Les modèles généraux se comportent de manière équivalente au modèle local 3 en ce qui concerne les

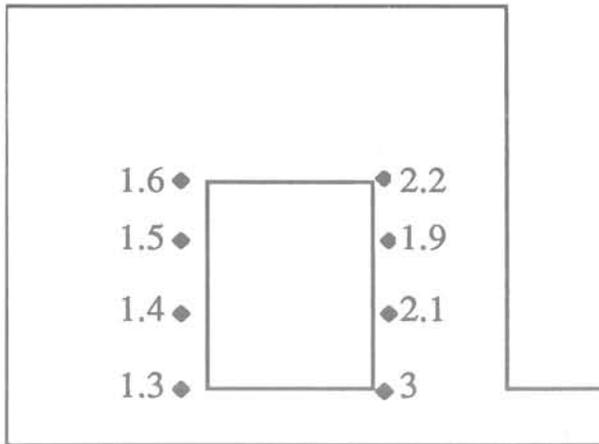


Fig. 9. — Valeurs du rapport σ_{va}/σ_{vi} des modèles : 3, 4 & 5, sur les parements de la galerie.

Fig. 9. — Values of the ratio σ_{va}/σ_{vi} from the models : (3, 4, & 5), on the side-walls of the gallery.

De plus, les essais au vérin plat ont été réalisés à une hauteur constante, proche du sol. Nous ne devons donc confronter ces rapports qu'avec ceux situés à la base de la galerie dans les modèles. Le rapport expérimental σ_{va}/σ_{vi} (tableau 5) varie de 2,9 à 3,8, du fond de la galerie vers le pied de falaise. Le rapport (fig. 9) varie de 1,3 à 2,9, du parement gauche vers le pied de falaise. En ce qui concerne la partie galerie, l'écart des valeurs peut s'expliquer par la différence de géométrie des vides et de taux de défructement. Par contre, dans le secteur front de falaise, il existe une bonne concordance des valeurs.

Les mesures *in situ* permettent donc de confirmer la valeur de la contrainte verticale (trois fois supérieure à la contrainte géostatique), en pied de falaise et en présence d'une galerie contiguë.

Les modèles généraux 4 et 5 traduisent bien cet état de surcontrainte, mais les modèles locaux restent quand même une première approche satisfaisante.

5. CONCLUSION

La complexité des falaises du Saumurois peut justifier l'emploi de modèles de blocs tridimensionnels, qu'il serait intéressant de mettre en œuvre dans ce contexte. Cependant, une modélisation bidimensionnelle peut être suffisante dans certains cas, comme celui de la falaise sous-minée présentée.

L'assemblage de blocs rigides donne un aperçu rapide du comportement d'ensemble de ce massif fracturé. Mais les modèles prenant en compte des blocs déformables s'avèrent plus performants, malgré les conditions superficielles et donc les faibles contraintes existant sur le site, compte tenu de la grande déformabilité du tuffeau. En effet, associés à l'altération et la décompression résultant de l'excavation de la galerie, ils ont permis d'obtenir les meilleures simulations des phénomènes observés *in situ*.

Les mesures de contrainte réalisées au vérin plat ont permis de quantifier le taux de surcontrainte existant en pied de falaise, en présence d'une galerie contiguë. Cet aspect est particulièrement bien simulé par les modèles généraux qui retracent la chronologie complète de l'histoire du massif (creusements de la vallée, de la falaise et de la galerie). Mais une validation plus fine et plus complète que celle qui a pu être réalisée, serait souhaitable.

Cependant, dans le cas de carrières abandonnées en cours d'évolution et en site très superficiel, la modélisation par blocs permet de prévoir l'évolution des instabilités. Outre les zones en rupture, elle met en évidence le mécanisme des déplacements. Elle fournit alors la typologie des instabilités auxquelles le site peut être soumis. C'est la qualité essentielle des modèles de blocs et l'aptitude supplémentaire qui les distingue des autres méthodes.

BIBLIOGRAPHIE

- BANDIS S.C., LUMSDEN A.C., BARTON N.R. (1983), *Fundamentals of rock joint deformation*. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. and Geomech. Abstr., vol. 20, n° 6, pp. 249-268.
- BARTON N.R., CHOUBEY V. (1977), *The shear strength of rock joints in theory and practice*. Rock Mech., 10, pp. 1-54.
- BONVALLET J., DEJEAN M., SCHWARTZMANN R. (1978), *Mesures des contraintes statiques et dynamiques dans les piliers des carrières souterraines peu profondes*. Bull. liaison Lab. Ponts et Ch., n° 98, pp. 33-40.
- CUNDALL P., HART R. (1989), *Numerical modeling of discontinua*. Keynote address, 1st US conference on discrete element methods (DEM).
- GOODMAN R.E. (1976), *Methods of geological engineering in discontinuous rock*, p. 472, West, New York.
- GOODMAN R.E., TAYLOR R.L., BREKKE T. (1968), *A model for the mechanics of jointed rock*. J. Soil Mech. Fdns Div., Proc. Am. Soc. Civ. Engrs, 94 (SM3), pp. 637-659.
- HELIOT D. (1988), *Conception et réalisation d'un outil intégré de modélisation des massifs rocheux fracturés en blocs*. Thèse Doctorat, INPL Nancy, p. 352.
- HELIOT D. (1988), *Generating a blocky rock mass*. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. and Geomech. Abstr., vol. 25, n° 3, pp. 127-138.
- HOEK E. (1983), *Strength of jointed rock masses*. Geotechnique 33, n° 3, p. 187-223.
- HOLLING C.S. (1978), *Adaptive environmental assessment and management*. Wiley ed., Chichester.
- HUET O. (1982), *Troglodyte habitations in France*. Underground space, vol. 6, pp. 343-354.
- ITASCA (1988), *Universal distinct element code (UDEC) version IGCI.3*, Itasca consulting group, Inc. 1313 5 th, street SE, Minneapolis 55414, USA.

- JOSIEN J.P., (1977), *Surveillance de la stabilité d'une excavation par des mesures de déformation, choix d'une méthode d'alarme*. Annales des Mines, mars n° 3, pp. 51-62.
- RODE N., HOMAND-ETIENNE F., HADADOU R., SOUKATCHOFF V. (1990), *Mechanical behaviour of joints of cliff and open pit*. Symp. ISRM Rock Joints, Loen, Norway.
- SCHWARTZMANN R., HOMAND-ETIENNE F., JOSIEN J.P. (1987), *Stabilité et surveillance de sites historiques*. Geol. Ing. appliquée aux travaux anciens. Balkema, ed. Rotterdam, pp. 11-20.
- STARFIELD A.M., CUNDALL P.A. (1988), *Towards a methodology for rock mechanics modelling*. Int. J. Rock Mech. Min. Sci., vol. 25, n° 3, pp. 99-106.

Simulation des excavations des sols élastoplastiques par la méthode des éléments finis

Finite element procedure for simulating excavations
in elastoplastic soils

E. COMODROMOS

Ingénieur de recherche

K. PITILAKIS

Professeur associé

T. HATZIGOGOS

Professeur assistant

Université Aristote de Thessaloniki - Laboratoire de Mécanique des Sols*

Rev. Franç. Géotech. n° 58, pp. 51-66 (janvier 1992)

Résumé

Nous présentons une méthode numérique aux éléments finis pour la simulation des excavations incrémentales dans le cas des matériaux élastoplastiques. Les équations non-linéaires sont dérivées de formulations variationnelles qui tiennent en compte la variation des limites du domaine pendant les diverses étapes de l'excavation, et satisfont l'hypothèse de contraintes nulles au niveau de l'excavation grâce à l'utilisation des éléments dit « fantômes ».

La validité de l'algorithme est justifiée théoriquement par le travail virtuel intérieur nul du domaine excavé et numériquement par le traitement des exemples élastiques linéaires, élastiques parfaitement-plastiques et élastoplastiques avec écrouissage isotrope. La méthode proposée satisfait le principe de la solution unique, aussi bien dans le cas de l'élasticité linéaire, que dans le cas élastoplastique.

Abstract

The objective of this paper is to propose an efficient, finite element based, numerical procedure for simulating multi-stage excavation. The non-linear finite element equations are derived from a variational formulation which accounts for time-varying problem domain and boundaries, which combined with the artificial inclusion of ghost elements satisfy the assumption of a stress-free excavated surface.

The validity of the proposed algorithm is justified theoretically by a zero internal virtual work of the excavated domain, and numerically from examples covering the linear elasticity and the elastoplasticity (perfect and/or with hardening). The proposed method satisfies the principle of a unique solution, in the case of linear elasticity, as well as in the case of elastoplasticity.

* 54006 Thessaloniki, Hellas, Grèce.

PRINCIPALES NOTATIONS

t_a	la transposée de la matrice représentative du tenseur a
σ	le tenseur des contraintes
ϵ	le tenseur des déformations
S	le déviateur de σ
e	le déviateur de ϵ
I_1	le premier invariant du tenseur des contraintes
J_2	le deuxième invariant du tenseur des contraintes déviatoriques
U	vecteur des déplacements
δ_{ij}	le tenseur de Kronecker
N	matrice des fonctions d'interpolation nodale
B	matrice de transformation déplacements-déformations
C	matrice de rigidité élémentaire
K	matrice de rigidité globale
λ	multiplicateur plastique
G	module de cisaillement
K	module de compressibilité
R	rapport des axes de la surface elliptique (modèle Cap)
D, W	paramètres de la fonction d'écroissage du modèle Cap
γ	poids volumique du sol
K_0	coefficient de pression des terres au repos

1. INTRODUCTION

La simulation des excavations, dans le contexte de la méthode des éléments finis implique, selon le cas, la prise en compte de divers facteurs comme le déchargement, l'interaction sol-structure, l'inclusion artificielle des éléments inexistants connus comme éléments « fantômes » (1) et la manipulation de formulations mathématiques assez complexes provenant des facteurs exposés ci-dessus.

Dans l'approche conventionnelle, qui suppose un comportement linéaire élastique, on calcule les déplacements et les contraintes comme si l'excavation avait été réalisée en une seule phase ; donc on ne prend pas en compte le vrai chemin des contraintes ainsi que la non-linéarité introduite par la nature incrémentale d'une excavation.

Les premières méthodes numériques de simulation d'une excavation, DUNCAN et al. (1969), CHANG et al. (1970), sont basées sur l'hypothèse qu'au niveau de l'excavation les contraintes sont nulles (stress-free surface). Selon cette notion, à la surface de l'excavation, des forces nodales statiquement équivalentes aux contraintes initiales, mais opposées en signe, s'ajoutent au vecteur global des forces. Selon sa précision, la méthode de calcul de ces forces nodales influence la solution.

(1) On appelle élément fantôme un élément dont l'assemblage particulier lui permet de passer inaperçu par la procédure de résolution des équations problèmes.

ISHIHARA (1970) a posé le principe d'une solution unique, indépendante de l'histoire de l'excavation, pour les matériaux linéaires élastiques, dont le comportement peut être considéré comme indépendant du temps. GHABOUSSI et PECKNOLD (1984), en employant la formulation provenant du principe des travaux virtuels ont abouti à une solution unique dans le cas des matériaux élastiques linéaires. Néanmoins, des algorithmes numériques proposés par CHRISTIAN et al. (1973), et CLOUGH et al. (1976) n'étaient pas en position de vérifier numériquement l'existence d'une solution admissible unique. La solution finale de ces algorithmes a été très influencée par la géométrie du maillage et le nombre des étapes de l'excavation. Afin de proposer un algorithme efficace, DESAI et SARGAND, (1984) ont utilisé une méthode hybride de haute précision, pour les calculs des forces nodales équivalentes. L'efficacité de cette méthode est contrebalancée par une certaine complexité et un alourdissement essentiel des calculs.

Récemment BORJA et al. (1989) ont proposé une procédure numérique basée sur une fonction de pondération (weighting function) variable dont l'application dans des cas élastiques parfaitement plastiques (modèles de VON MISES et de DRUCKER-PRAGER) combinée avec une excavation monotone, a justifié son indépendance du nombre des étapes.

Cependant, l'utilisation des éléments fantômes pour simuler le domaine de l'excavation, combinée avec une méthode de résolution de systèmes semi-positive (algorithmes à double pivot) nous semble plus avantageuse et efficace car la contribution des éléments de l'excavation est rejetée par la procédure de la résolution. Les équations, non-linéaires dans le cas général, provenant de formulations variationnelles, ont été dérivées afin de tenir compte de la notion des éléments fantômes, événement qui permet la variation du maillage original.

En se basant sur l'hypothèse que la continuité du phénomène de l'excavation peut être discrétisée par rapport au temps en sous-espaces « chroniques » pendant lesquels l'enlèvement d'une partie du maillage se fait instantanément, on peut être amené à la conclusion que la formulation variationnelle ne dépend plus du temps réel mais des sous-espaces de discrétisation que l'on appelle étapes de l'excavation.

2. FORMULATION GÉNÉRALE

On considère le corps de la figure 1 soumis à un champ de forces volumiques, f^b , à des forces surfaciques f^s , et à des forces concentrées F , qui peuvent varier pendant l'excavation. L'équilibre du corps impose la satisfaction des conditions aux limites, données par les équations 2 et 3, et de l'équation 1 en tous points à l'intérieur du corps :

$$\nabla \sigma(u) - f^b = 0 \quad (1)$$

$$u = u_g \quad \text{sur } \Gamma_g \quad (2)$$

$$\sigma(h) = f^s \quad \text{sur } \Gamma_h \quad (3)$$

∇ étant l'opérateur du vecteur du gradient,
 σ étant le tenseur de contraintes de Cauchy,
 u_g étant le vecteur de déplacements prescrits,
 V étant le domaine du problème,
 $\Gamma_g \cup \Gamma_h = \Gamma$ les limites du problème.

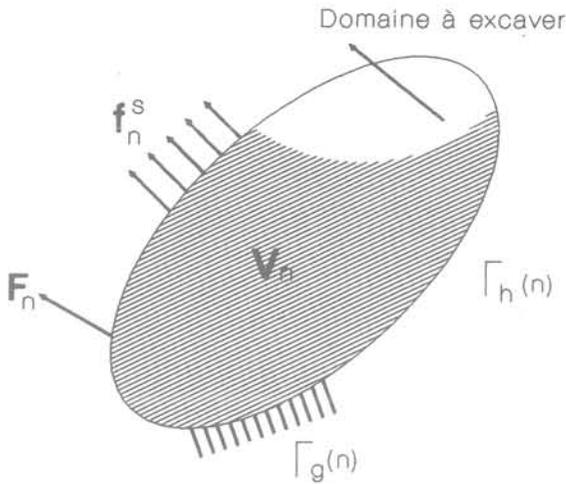


Fig. 1. — Variation schématique du domaine et des limites introduits par l'excavation.

Fig. 1. — Schematic variation of domain and boundaries produced by an excavation.

Dans le cas d'une excavation, l'application des équations 1-3 se généralise en permettant la variation du domaine et des limites du problème ainsi que du vecteur des forces surfaciques et concentrées.

$$V = V(n) = V_n \quad (4)$$

$$\Gamma_g = \Gamma_g(n) \quad (5)$$

$$\Gamma_h = \Gamma_h(n) \quad (6)$$

$$f^s = f^s(n) = f_n^s \quad (7)$$

$$F(n) = F_n \quad (8)$$

où n désigne l'étape d'excavation.

En conséquence la formulation provenant du principe des travaux virtuels est affectée et devient :

$$W_{\text{intr}}(n) = W_{\text{extr}}(n) \quad (9)$$

où :

$$W_{\text{intr}}(n) = \int_{V_n} {}^t \epsilon \sigma \, dv \quad (10)$$

représente le travail intérieur, et :

$$W_{\text{extr}}(n) = \int_{V_n} {}^t U_n f^b \, dv + \int_{S_n} {}^t U_n f_n^s \, ds + \sum {}^t U F_n^i \quad (11)$$

représente le travail extérieur, avec :

${}^t \epsilon$ la transposée du vecteur des déformations virtuelles,

U le vecteur des déplacements.

Les différentes étapes d'une excavation sont considérées comme des événements instantanés. L'excavation peut donc être approchée par une soustraction des nœuds et des éléments du maillage original. Les principes de la méthode des éléments finis et l'hypothèse précédente permettent l'intégration de l'équation qui résulte du principe des travaux virtuels par assem-

blage, en respectant, en même temps, des variations introduites par les étapes d'excavation.

$$\sum_m \int_{V_n^{(m)}} {}^t \epsilon_n^{(m)} \sigma_n^{(m)} \, dv = \sum_m \int_{V_n^{(m)}} {}^t U_n f_n^{b(m)} \, dv + \sum_m \int_{S_n^{(m)}} {}^t U_n f_n^{s(m)} \, ds + \sum {}^t U F_n^i \quad (12)$$

où m et i dénotent élément et nœud, respectivement.

La contribution de l'élément m s'annule quand son volume $V_n^{(m)}$ est déterré, à l'étape correspondante n . De la même manière, les forces concentrées au nœud i s'annulent si le domaine excavé l'englobe. Les déplacements $U_n^{(m)}$, et par conséquent les déformations $\epsilon_n^{(m)}$, correspondant à l'étape n , mesurés en système local peuvent être exprimés en fonction des déplacements nodaux globaux.

Pour l'élément m on peut donc écrire :

$$U_n^{(m)} = N^{(m)} U_n \quad (13)$$

$$\epsilon_n^{(m)} = B^{(m)} U_n \quad (14)$$

où :

$N^{(m)}$ dénote la matrice des fonctions d'interpolation de l'élément m ,

$B^{(m)}$ dénote la matrice de transformation déplacements-déformations.

Il est à noter que les matrices N et B ne dépendent que de la forme et du type de l'élément et restent constantes pendant l'évolution des étapes.

Les contraintes actuelles d'un élément se calculent en fonction des contraintes initiales $\sigma_n^{I(m)}$, des déformations actuelles $\epsilon_n^{(m)}$, et de la matrice de rigidité élémentaire $C_n^{(m)}$,

$$\sigma_n^{(m)} = C_n^{(m)} \epsilon_n^{(m)} + \sigma_n^{I(m)} \quad (15)$$

La substitution des équations 13, 14, 15 à l'équation 12 conduit à l'équation suivante :

$$\begin{aligned} & {}^t U_n \left\{ \sum_m \int_{V_n^{(m)}} {}^t B^{(m)} C_n^{(m)} B^{(m)} \, dv \right\} U_n \\ &= {}^t U_n \left\{ \sum_m \int_{V_n^{(m)}} {}^t N^{(m)} f_n^{b(m)} \, dv \right\} \\ &+ {}^t U_n \left\{ \sum_m \int_{S_n^{(m)}} {}^t N^{(m)} f_n^{s(m)} \, ds \right\} \quad (16) \\ &- {}^t U_n \left\{ \sum_m \int_{V_n^{(m)}} {}^t B^{(m)} \sigma_n^{I(m)} \, dv \right\} \\ &+ {}^t U_n F_n^i \end{aligned}$$

qui multipliée à gauche par $[{}^tU_n]^{-1}$ devient :

$$\begin{aligned} & \left\{ \sum_m \int_{V_n^{(m)}} {}^tB^{(m)} C_n^{(m)} B^{(m)} dv \right\} U_n \\ &= \sum_m \int_{V_n^{(m)}} {}^tN^{(m)} f_n^{b(m)} dv \\ &+ \sum_m \int_{S_n^{(m)}} {}^tN^{(m)} f_n^{s(m)} ds \quad (17) \\ &- \sum_m \int_{V_n^{(m)}} {}^tB^{(m)} \sigma_n^{l(m)} dv \\ &+ F_n^i \end{aligned}$$

qui peut être réécrite sous la forme bien connue :

$$K_n U_n = R_n \quad (18)$$

avec :

$$R_n = R_n^b + R_n^s - R_n^l + R_n^c \quad (19)$$

La matrice K_n est la matrice de la rigidité globale qui se construit par l'assemblage des matrices de rigidité élémentaire $C_n^{(m)}$.

$$K_n = \sum_m \int_{V_n^{(m)}} {}^tB^{(m)} C_n^{(m)} B^{(m)} dv \quad (20)$$

La dépendance de K_n de l'étape n consiste en l'annulation de la contribution de l'élément m , selon la présence ou non de l'élément pendant l'étape n . Le vecteur des forces R_n contient l'effet des forces volumiques :

$$R_n^b = \sum_m \int_{V_n^{(m)}} N^{(m)} f_n^{b(m)} dv \quad (21)$$

l'effet des forces surfaciques,

$$R_n^s = \sum_m \int_{S_n^{(m)}} N^{(m)} f_n^{s(m)} dv \quad (22)$$

l'effet des contraintes initiales,

$$R_n^l = \sum_m \int_{V_n^{(m)}} {}^tB^{(m)} \sigma_n^{l(m)} dv \quad (23)$$

et l'effet des forces concentrées,

$$R_n^c = F_n \quad (24)$$

Il est à souligner que l'analyse non-linéaire nécessite une solution itérative pour chaque étape si bien que l'équation 18 devient :

$$K_n^k U_n^k = R_n^k \quad (25)$$

où k dénote le nombre actuel de l'itération à l'étape n .

3. ALGORITHME - MISE EN OEUVRE

La résolution de l'équation 25, non-linéaire dans le cas général, nécessite la reconstitution de la matrice

de rigidité globale K à partir des matrices C , ainsi que du vecteur des forces résiduelles à chaque itération. La matrice de la rigidité globale est construite selon l'équation 26.

$$K_n^k = \sum_m \int_{V_n^{(m)}} {}^tB^{(m)} C_n^{k(m)} B^{(m)} dv \quad (26)$$

Parmi les termes de l'équation 26 seule la matrice de rigidité élémentaire, qui exprime la variation du vecteur de contraintes par rapport au vecteur de déformations (équation 27) dépend de l'itération k .

$$C_n^{k(m)} = \frac{\partial \sigma_n^{k(m)}}{\partial \epsilon_n^{k(m)}} \quad (27)$$

La matrice C , et par conséquent la matrice K , sont constantes dans le cas d'une analyse élastique linéaire, tandis que dans le cas élastique-parfaitement plastique elles sont influencées par le régime et par le chemin des contraintes. Dans le cas des matériaux élastoplastiques avec écrouissage, l'histoire des déformations joue en plus un rôle significatif. La solution non-linéaire impose la reconstruction des matrices C , K , du vecteur R et la résolution itérative de l'équation 25 au total M fois.

$$M = \sum_{n=1}^z n k_n^i \quad (28)$$

où k_n^i et z dénotent le nombre total d'itérations pendant l'étape n , et le nombre total des étapes respectivement.

Les déplacements qui correspondent à l'itération k sont ajoutés aux déplacements précédents,

$$U_n^k = U_n^{k-1} + \Delta U_n^k \quad (29)$$

Le résidu de forces R_n^k résulte de la soustraction du vecteur de forces intérieures $R_{n,intr}^k$, par le vecteur de forces extérieures $R_{n,extr}^k$.

Le vecteur des forces intérieures dépend à la fois de l'étape de l'excavation et de l'itération, tandis que le vecteur des forces extérieures est indépendant de l'itération.

Or :

$$R_{n,intr}^k = R_{n,k}^l = \sum_m \int_{V_n^m} {}^tB^m \sigma_{n,k}^{l(m)} dv \quad (30)$$

Le vecteur des forces extérieures est déduit à partir de l'équation suivante :

$$R_{n,extr} = R_n^b + R_n^s + R_n^c$$

les termes R_n^b , R_n^s , R_n^c étant donnés par les équations 21, 22, 24 respectivement.

On peut donc être amené par un processus itératif à la solution finale.

$$U_n^k = U_n^{k-1} + [K_n^k]^{-1} [R_{n,extr} - R_{n,intr}^k] \quad (32)$$

L'utilisation du maillage initial, sans renumérotation des nœuds et des éléments pendant les diverses étapes, peut être mise en œuvre en utilisant l'équation 16 mais à condition que les hypothèses suivantes soient satisfaites.

Pour les éléments déjà excavés il faut que :

a. la contribution de l'élément m à la matrice de rigidité globale soit nulle, i.e.

$$\int_{V_n^{(m)}} B^{(m)} C_n^{k(m)} B^{(m)} dv = 0 \quad \forall m \in M_{exc}^n \quad (33)$$

où M_{exc}^n dénote l'ensemble des éléments à excaver jusqu'à l'étape n, (n y compris),

b. la contribution de l'élément m au vecteur global des forces soit nulle, i.e.

$$r^{(m)} = R_{extr}^{(m)} - R_{intr}^{(m)} = 0 \quad \forall m \in M_{exc}^n \quad (34)$$

Remarque : l'équation 33 conduit à une matrice de rigidité globale semi-positive dont la résolution nécessite un algorithme particulier à double pivot.

Pour satisfaire la première hypothèse on met $C \equiv 0$. En ce qui concerne la deuxième, au lieu de reconstruire le vecteur global de forces, il nous semble plus efficace d'éliminer la contribution du vecteur de forces intérieures R_m^I en considérant les contraintes initiales $\sigma_n^{I(m)}$ égales à zéro dans l'équation 30, et de soustraire les vecteurs des forces élémentaires R_m^b, R_m^s , du vecteur global de forces. De cette manière l'équation 34 est satisfaite directement.

L'automatisation de la procédure nécessite, pour tous les éléments et nœuds à excaver un indice « pseudo-chronique » qui déclare l'étape de l'excavation de l'élément associé, ainsi que le stockage et la disponibilité permanente des vecteurs élémentaires des forces.

L'activation de l'indice « pseudo-chronique » déclenche la procédure d'annulation de la contribution de l'élément concerné, événement qui permet l'utilisation directe de l'équation 17, en respectant en même temps les hypothèses fondamentales exposées ci-dessus. La vérification et l'admissibilité de la méthode

peuvent être justifiées par le critère du travail virtuel intérieur de chaque élément déterré qui doit être nul.

$$W_{n,intr}^{(m)} \int_{V_n^{(m)}} \epsilon_n^{(m)} \sigma_n^{(m)} dv = 0 \quad \forall m \in M_{exc} \quad (35)$$

4. APPLICATIONS - VÉRIFICATIONS

Quatre exemples d'excavation en déformations planes ont été étudiés. Pour tous les quatre la même schématisation a été utilisée. La hauteur du maillage est égale à $H = 16$ m et sa largeur à $L = 30$ m.

Le maillage est constitué de 72 éléments quadratiques isoparamétriques à 8 nœuds avec 4 points d'intégration de type de produit 2×2 , [11], et 251 nœuds (fig. 2). Le domaine à excaver est constitué des éléments 54, 55, 56, 62, 63, 64, 70, 71, 72 et ses dimensions sont égales à 6 m sur 9 m, de hauteur et de largeur respectivement. Les nœuds tout le long de la base de la structure sont fixés en x et y, tandis que ceux sur les limites verticales sont fixés seulement dans le sens horizontal. Pour évaluer le vecteur des forces nodales équivalentes aux contraintes initiales, la règle de quatre points d'intégration de Gauss, type produit, a été employée.

Dans le premier exemple le comportement du matériau constitutif est élastique linéaire et il est considéré comme un patch test numérique. Au deuxième exemple le modèle de VON MISES est utilisé. Dans le troisième exemple, on a utilisé le modèle DRUCKER-PRAGER alors qu'au dernier exemple le domaine d'élasticité non fermé, dans l'espace des contraintes, du modèle de DRUCKER-PRAGER est délimité par une surface elliptique (modèle CAP) qui admet la loi de normalité et présente un écrouissage isotrope. Les divers paramètres nécessaires pour l'analyse, sont déterminés à partir des essais effectués sur l'argile bleue de Boston, [16] et [17] dont les valeurs figurent au tableau I.

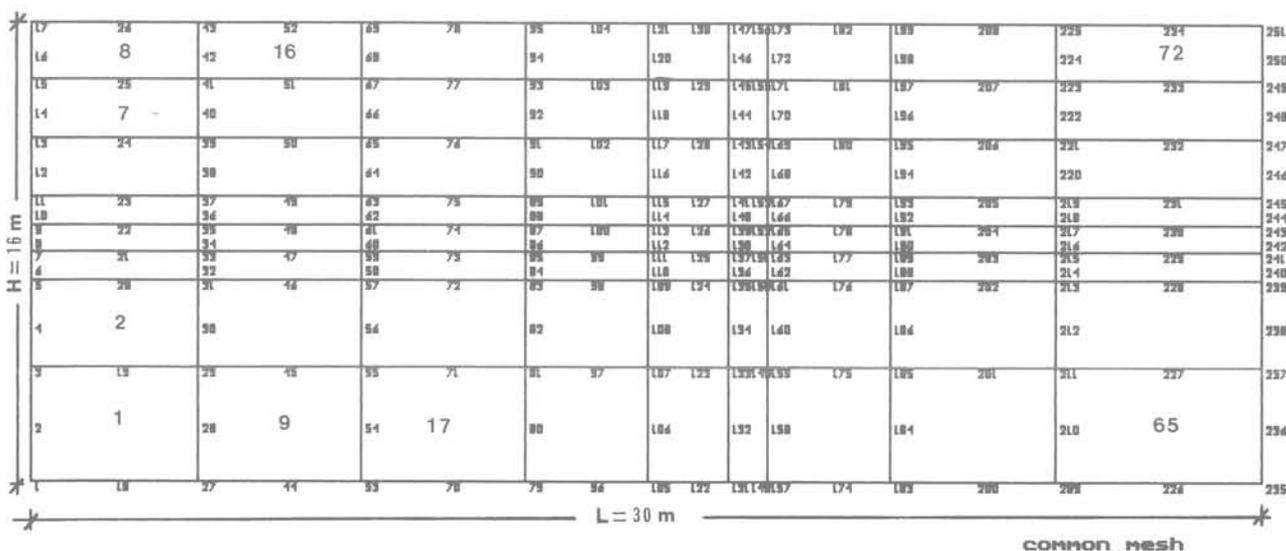


Fig. 2. — Maillage commun, numérotage des nœuds et des éléments.
 Fig. 2. — Common mesh, node and element numerotation.

Tableau I. — Valeurs des paramètres utilisées dans les exemples.

Table I. — Values of the parameters used in the examples.

Numéro de l'exemple	1	2	3	4
Lois de comportement	Linéaire élastique	Von Mises	Drucker Prager	CAP
γ (kN/m ³)	19,8	19,8	19,8	19,8
K_0	0,9	0,9	0,9	0,9
K (kPa)	4700	4700	4700	4700
G (kPa)	2200	2200	2200	2200
a	—	0	0,25	0,25
k (kPa)	—	45	1	10
W	—	—	—	0,3
D (kPa ⁻¹)	—	—	—	6,1 10 ⁻⁴
R	—	—	—	4,13

Pour arriver à la solution, dans le cas d'une analyse élastoplastique la satisfaction de deux critères de convergence est nécessaire :

1. Critère de convergence des déplacements :

$$\frac{\|u_n^{k-1}\| - \|u_n^k\|}{\|u_n^k\|} \leq \epsilon_d \quad (36)$$

2. Critère de convergence des forces résiduelles :

$$\frac{\|r_n^o\| - \|r_n^k\|}{\|r_n^o\|} \leq \epsilon_f \quad (37)$$

où ϵ_d , ϵ_f dénote les tolérances relatives pour les déplacements et les forces résiduelles respectivement, et $\| \cdot \|$ la norme Euclidienne.

Exemple 1 : excavation en élasticité linéaire

La relation élémentaire contraintes-déformations est donnée par l'équation 14 dans laquelle la matrice de rigidité élémentaire $C_e^{(m)}$ peut être déterminée à partir de la relation de comportement :

$$\sigma_{ij} = K \epsilon_{kk} \delta_{ij} + 2 G e_{ij} \quad (38)$$

K et G étant respectivement les modules de compressibilité et de cisaillement et ϵ_{kk} la valeur des déformations volumiques.

Afin d'étudier l'influence des phases consécutives de l'excavation sur les résultats, deux cas sont traités ; dans le premier, l'excavation est réalisée en une seule étape tandis que pour le deuxième, l'excavation est réalisée en trois étapes, couche après couche. La comparaison de la solution fournie à l'étape finale de

l'excavation incrémentale avec celle où l'excavation est effectuée en une seule étape, vérifie la coïncidence entre les deux solutions. Sur la figure 3 on montre l'évolution des déplacements horizontaux à la limite verticale de l'excavation, qui vérifie le principe d'une solution unique ; la figure 4 présente le maillage déformé.

Exemple 2 : modèle élastique parfaitement plastique de VON MISES

Selon le critère de VON MISES la plastification ne commence que quand le deuxième invariant du tenseur déviatorique, J_2 , atteint une valeur limite k , (éq. 39), dont la présentation graphique en $I_1, J_2^{1/2}$ est donnée sur la figure 5 :

$$f(\sigma_{ij}) = \sqrt{J_2} - k = 0 \quad (39)$$

La relation incrémentale contraintes-déformations est donnée par l'équation 41 [5].

$$d\sigma_{ij} = 2 G de_{ij} + K d\epsilon_{kk} \delta_{ij} - \frac{G S_{ij} de_{ij}}{K \sqrt{J_2}} S_{ij} \quad (40)$$

à partir de laquelle on détermine la matrice C^{ep} .

Comme dans l'exemple précédent, une analyse incrémentale monotone a été effectuée. Les résultats principaux sont présentés sur les figures 6, 7, 8 et 9. Sur la figure 6, on voit l'état de contraintes aux points d'intégration à l'étape finale de l'excavation. Le maillage déformé final est donné sur la figure 7. La figure 8 montre l'évolution des déplacements horizontaux

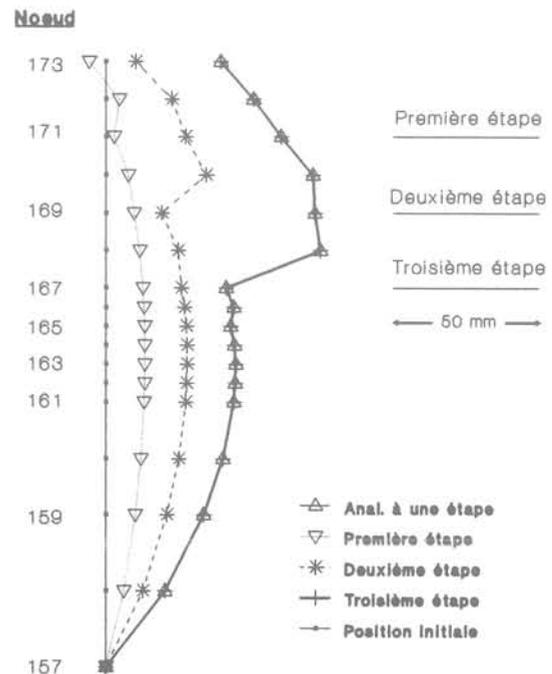
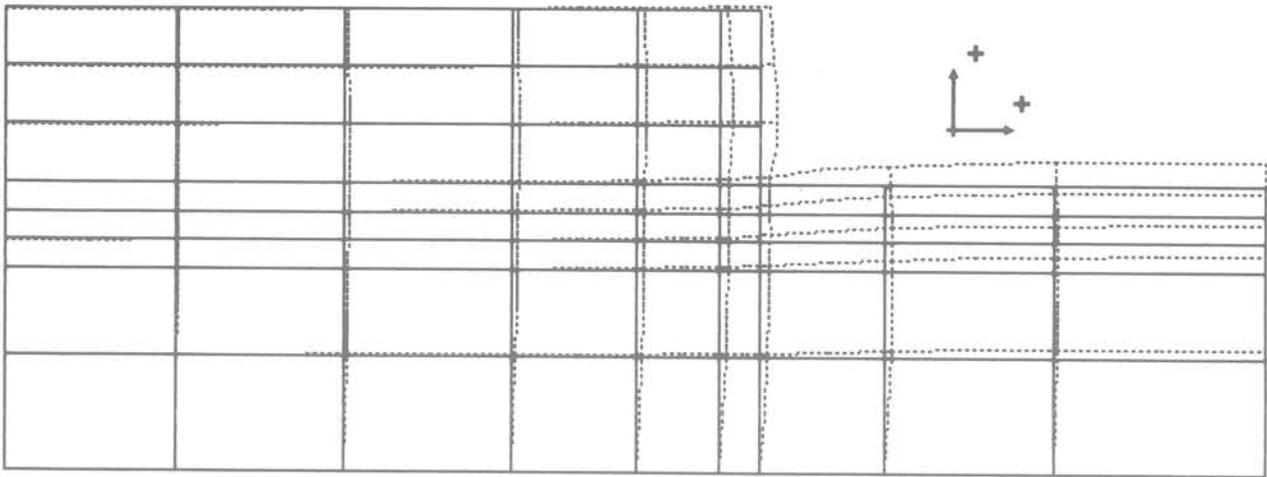


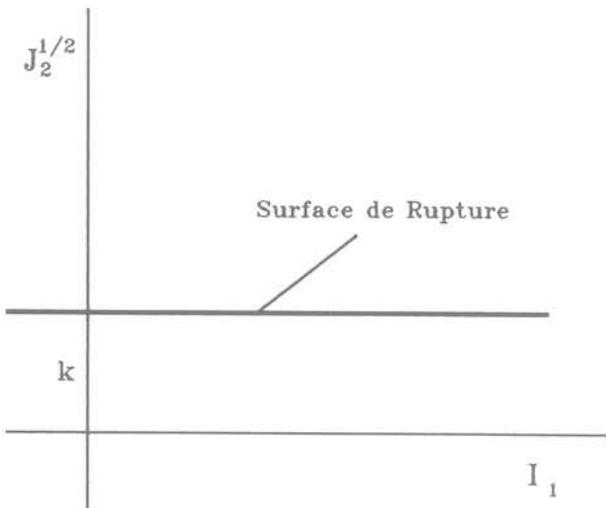
Fig. 3. — Exemple 1, évolution des déplacements horizontaux à la limite verticale de l'excavation.

Fig. 3. — Example 1, evolution of horizontal excavation induced displacement along the vertical excavation boundary.

Displ. Multipl. factor: 5



Max Horizontal Displ.(n): 7.4624300000E-02 at Node : 188
 Max Vertical Displ.(n): 1.8582000000E-01 at Node : 231
 f: L-E spl. st.

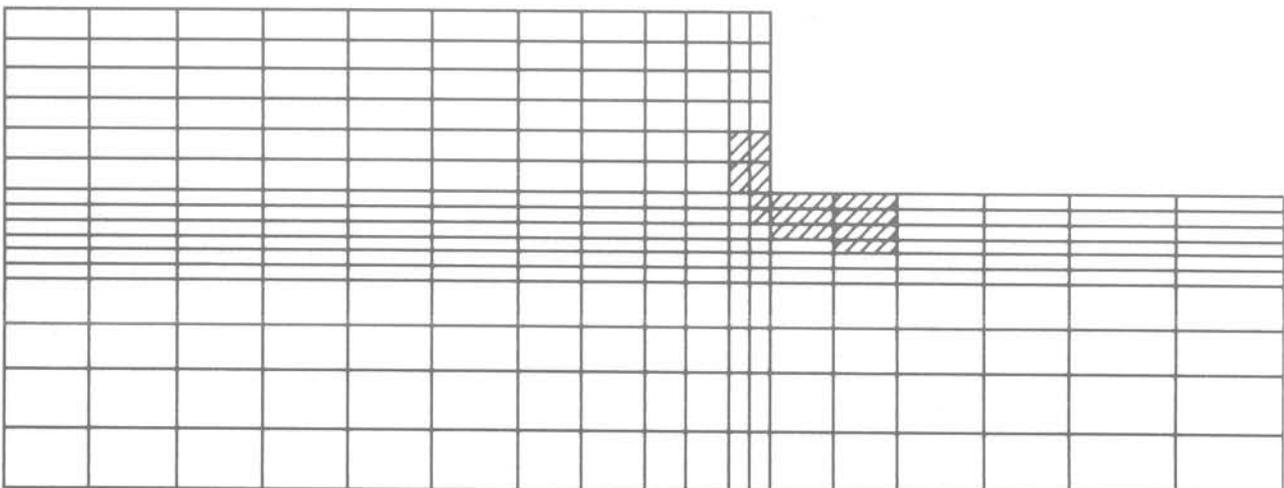


▲
 Fig. 4. — Exemple 1, maillage final déformé (amplifié par un facteur égal à 5).
 Fig. 4. — Example 1, final deformed mesh (exaggerated by a factor of 5).

◀
 Fig. 5. — Critère de VON MISES.
 Fig. 5. — VON MISES criterion.

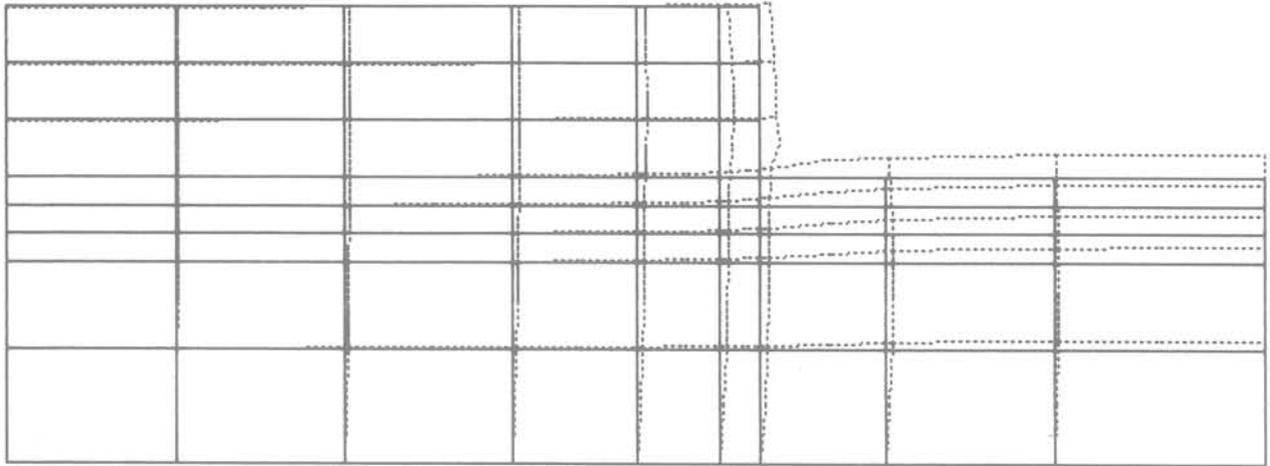
Fig. 6. — Exemple 2, état de contraintes aux points d'intégration, étape 3.
 Fig. 6. — Example 2, state of stress at integration points, stage 3.

Elastic
 Corner
 Tension
 Cap
 Failure



f: UN2 stage: 3

Displ. Multipl. factor: 5



Max Horizontal Displ.(m): 9.373280000E-02 at Node : 168
 Max Vertical Displ.(m): 1.663070000E-01 at Node : 245 f: UN2 stage: 3

Fig. 7. — Exemple 2, maillage final déformé (amplifié par un facteur égal à 5).
 Fig. 7. — Example 2, final deformed mesh (exaggerated by a factor of 5).

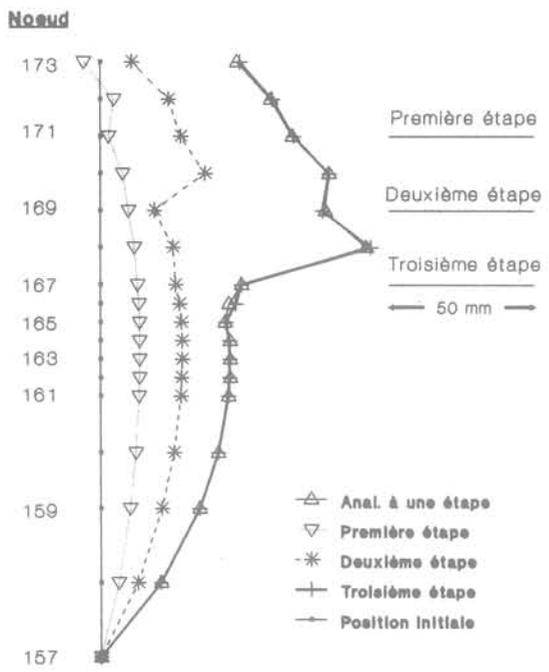


Fig. 8. — Exemple 2, évolution des déplacements horizontaux à la limite verticale de l'excavation.
 Fig. 8. — Example 2, evolution of horizontal excavation induced displacements along the vertical excavation boundary.

à la frontière verticale de l'excavation, alors que sur la figure 9 on peut suivre les chemins des contraintes de quelques éléments caractéristiques pendant l'évolution de l'excavation.

La comparaison de ces deux dernières analyses montre une certaine différence entre les solutions finales, qui peut être imputée à la différence entre l'incrément

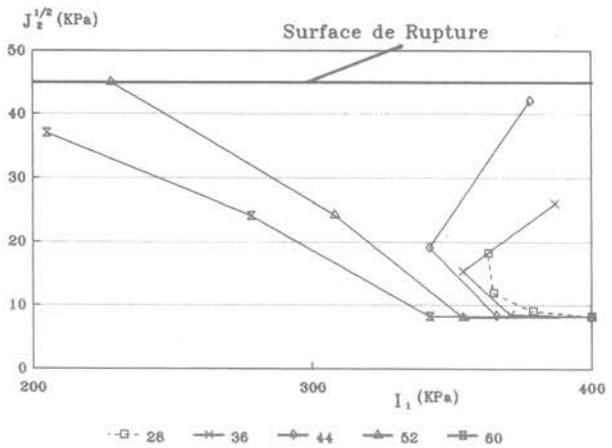


Fig. 9. — Exemple 2, chemins des contraintes.
 Fig. 9. — Example 2, stress paths.

de déformation produit aux éléments plastifiés. Les déplacements calculés à la frontière verticale sont plus grands que ceux de l'élasticité linéaire à cause de la diminution de la rigidité élémentaire des éléments plastifiés.

Exemple 3 : modèle élastique parfaitement-plastique de DRUCKER-PRAGER

La différence principale du critère de DRUCKER-PRAGER par rapport à celui de VON MISES consiste en la prise en compte du premier invariant des contraintes, I_1 , qui transforme l'équation 39 par l'équation 41 et la figure 5 par la figure 10.

$$f(\sigma_{ij}) = \sqrt{J_2} - k - a I_1 = 0 \quad (41)$$

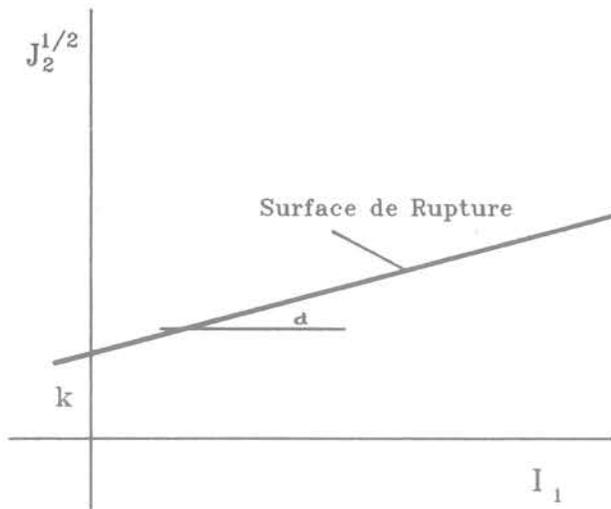


Fig. 10. — Critère de Drucker-Prager.
Fig. 10. — Drucker-Prager criterion.

La relation contraintes-déformations est donnée par l'équation 42.

$$d\sigma_{ij} = 2 G de_{ij} + K d\epsilon_{kk} \delta_{ij} - \lambda \left[\frac{G}{\sqrt{J_2}} S_{ij} + 3 K a \delta_{ij} \right] \quad (42)$$

dans laquelle λ exprime le multiplicateur plastique qui est égal à :

$$\lambda = \frac{\frac{G}{J_2} S_{ij} de_{ij} + 3 K a d\epsilon_{kk}}{G + 9 K a^2} \quad (43)$$

La matrice C^{ep} est construite à partir de ces deux équations. Le modèle de DRUCKER-PRAGER peut être utilisé pour décrire les sols pulvérulents. Il présente une dilatation continue sans limite, égale à $d\epsilon_{kk}^p = 3\alpha\lambda$.

Les résultats principaux sont présentés sur les figures 11, 12, 13, 14, 15 et 16. Les figures 11, 12, 13 indiquent l'état de contraintes aux points d'intégration des éléments pendant l'évolution des étapes de l'excavation. Le maillage déformé final est donné par la figure 14. La figure 15 montre l'évolution des déplacements horizontaux à la frontière verticale de l'excavation, alors que sur la figure 16 on peut suivre quelques chemins des contraintes pendant l'évolution des étapes.

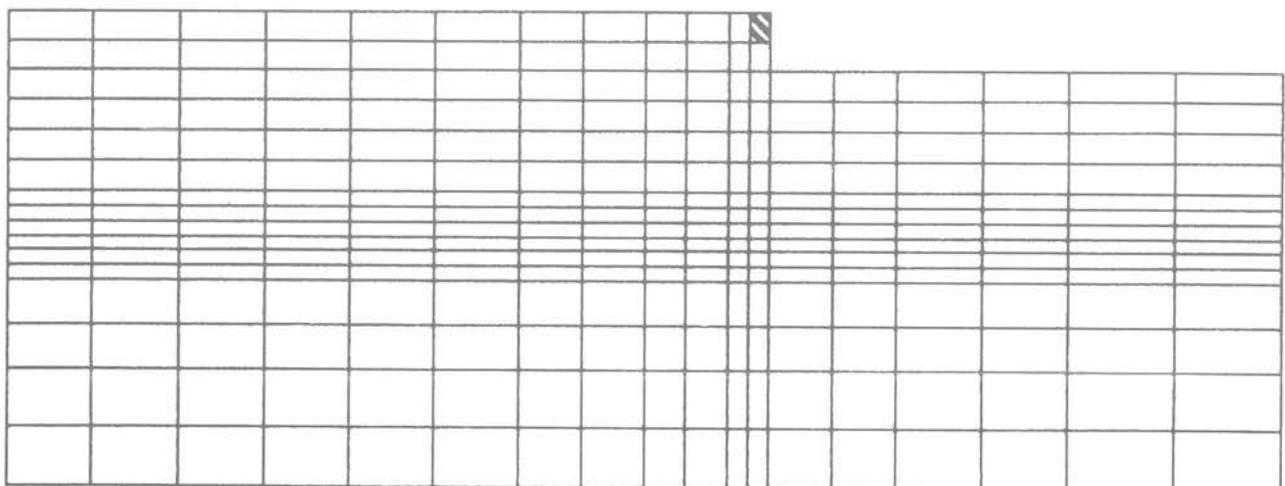
Exemple 4 : modèle élastoplastique avec écrouissage isotrope type CAP

Dans cet exemple on utilise le critère de DRUCKER-PRAGER associé avec le modèle CAP, (fig. 17). Le modèle comprend une surface de rupture de type DRUCKER-PRAGER et une surface de chargement elliptique, exprimées par l'équation 44, qui délimitent le domaine d'élasticité. La surface de chargement peut se déplacer selon la fonction d'écrouissage donnée par l'équation 45.

$$H(I_1, \sqrt{J_2}, g) = \sqrt{J_2} - \frac{1}{R} \{ [X(g) - L(g)]^2 - [I - L(g)]^2 \}^{1/2} \quad (44)$$

$$g = \epsilon_{kk}^p = W [1 - \exp [-D X(g)]] \quad (45)$$

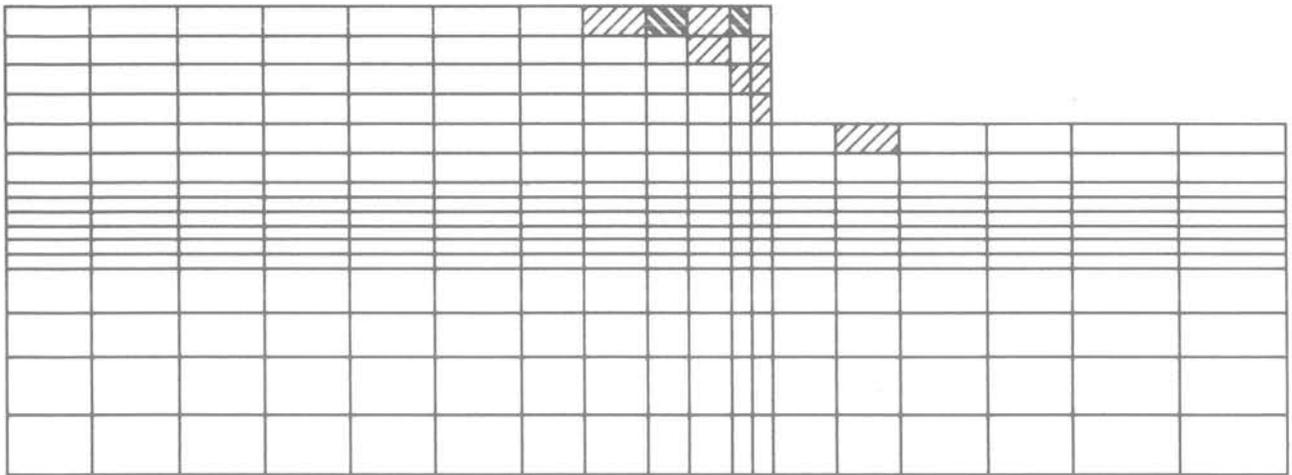
ϵ_{kk}^p étant la valeur des déformations volumiques plastiques et D, W, R les paramètres du matériau.



f: DP stage: 1

Fig. 11. — Exemple 3, état de contraintes aux points d'intégration, étape 1.
Fig. 11. — Example 3, state of stress at integration points, stage 1.

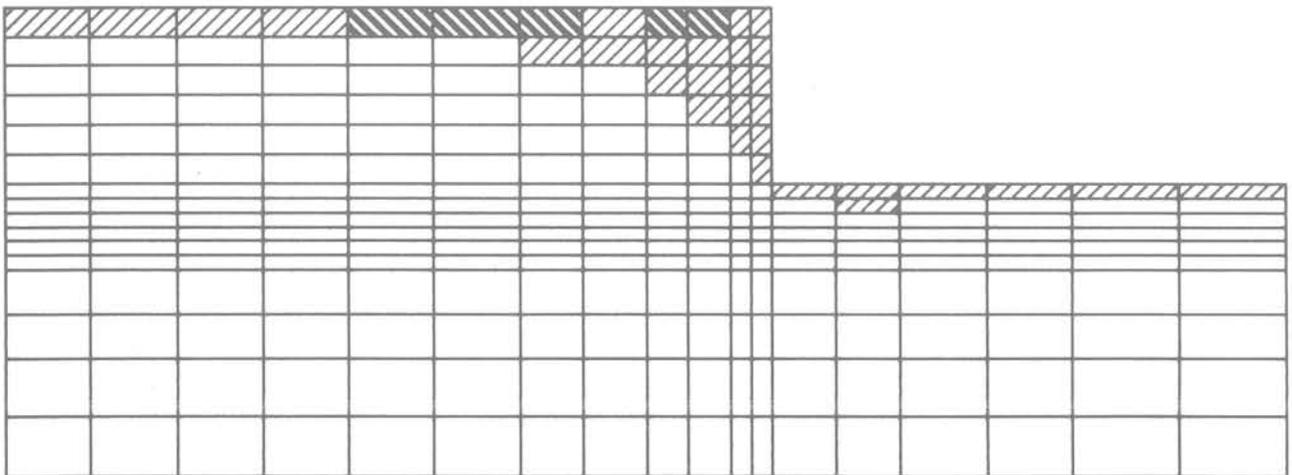
Elastic
 Corner
 Tension
 Cap
 Failure



f: DP stage : 2

Fig. 12. — Exemple 3, état de contraintes aux points d'intégration, étape 2.
 Fig. 12. — Example 3, state of stress at integration points, stage 2.

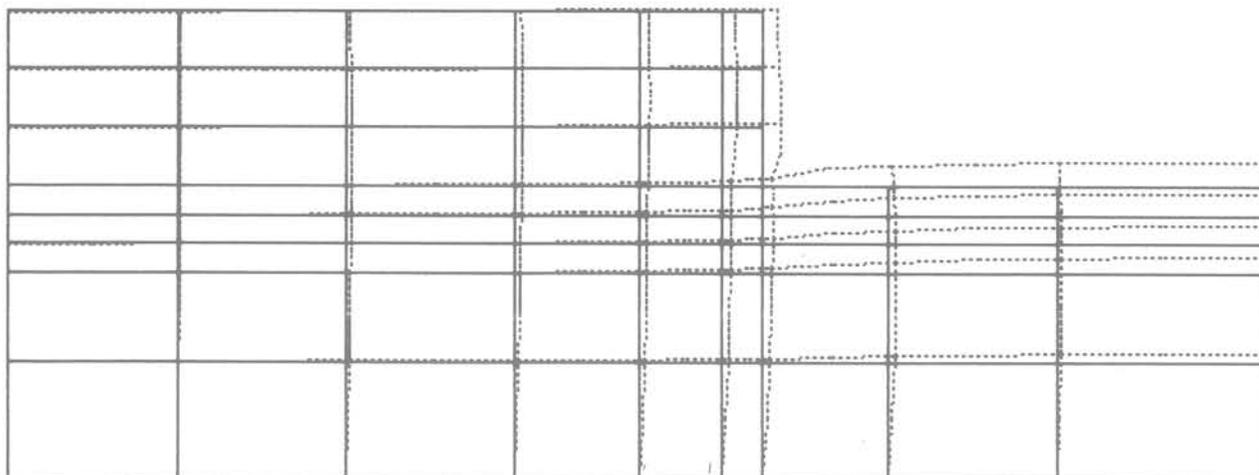
Elastic
 Corner
 Tension
 Cap
 Failure



f: DP stage: 3

Fig. 13. — Exemple 3, état de contraintes aux points d'intégration, étape 3.
 Fig. 13. — Example 3, state of stress at integration points, stage 3.

Displ. Multipl. factor: 5



Max Horizontal Displ.(m): 8.5834200000E-02 at Node : 169
 Max Vertical Displ.(m): 1.6598000000E-01 at Node : 245 f: DP stage: 3

Fig. 14. — Exemple 3, maillage final déformé (amplifié par un facteur égal à 5).
 Fig. 14. — Example 3, final deformed mesh (exaggerated by a factor of 5).

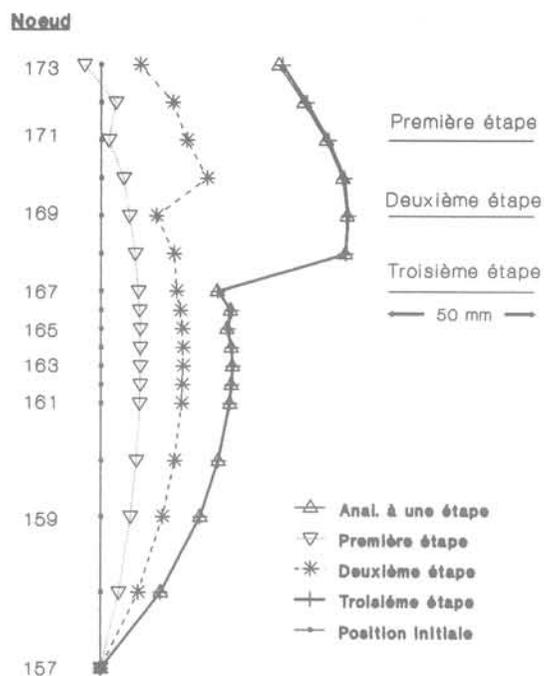


Fig. 15. — Exemple 3, évolution des déplacements horizontaux à la limite verticale de l'excavation.
 Fig. 15. — Example 3, evolution of horizontal excavation induced displacements along the vertical excavation boundary.

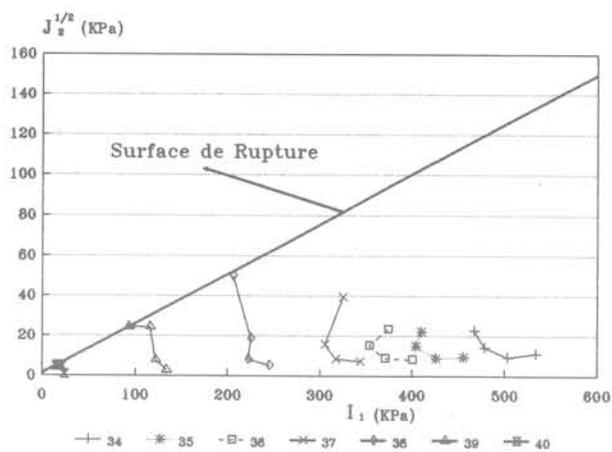


Fig. 16. — Exemple 3, chemins des contraintes.
 Fig. 16. — Example 3, stress paths.

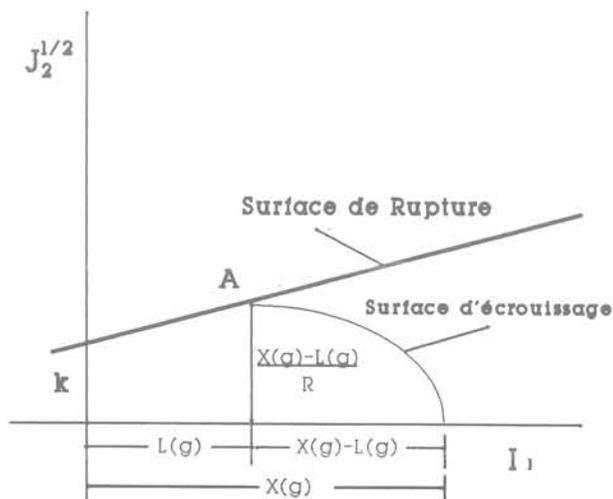


Fig. 17. — Représentation schématique du modèle CAP.
 Fig. 17. — Schematic presentation of CAP model.

Le concept de ce modèle a été établi sur la notion de la « densité critique » [3], selon laquelle le matériau se contracte (ou se dilate selon son état initial) jusqu'à ce qu'il atteigne une déformation volumique constante qui est sa valeur caractéristique critique. La satisfaction de cette notion se justifie par la terminaison du chemin des contraintes, après que le matériau se soit dilaté (pénétration de la surface de rupture) ou contracté (pénétration de la surface ellipti-

que) au point A, figure 17, qui détermine la variation de déformations volumiques plastiques nulle.

Nous avons traité le même problème d'excavation que celui des trois exemples précédents. Les résultats principaux de l'analyse avec le modèle du type CAP sont présentés sur les figures 18, 19, 20, 21, 22 et 23. Les figures 18, 19, 20 indiquent l'évolution de l'état des contraintes pendant l'excavation, et la figure 21

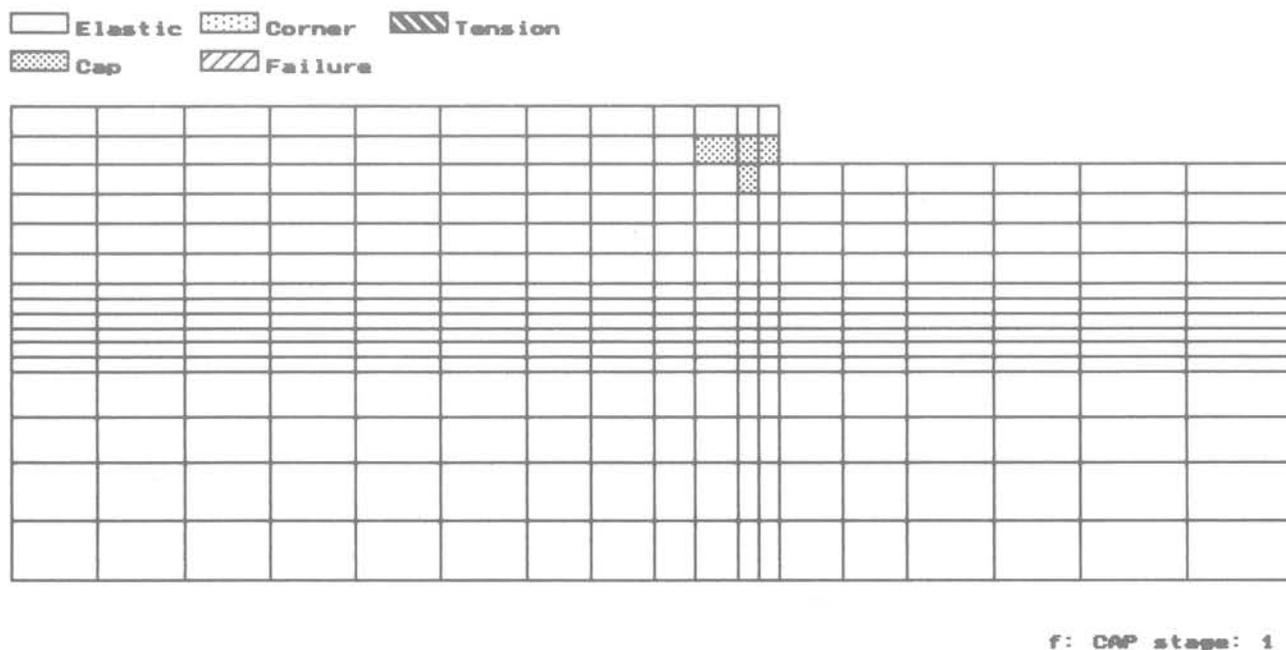


Fig. 18. — Exemple 4, état de contraintes aux points d'intégration, étape 1.

Fig. 18. — Example 4, state of stress at integration points, stage 1.

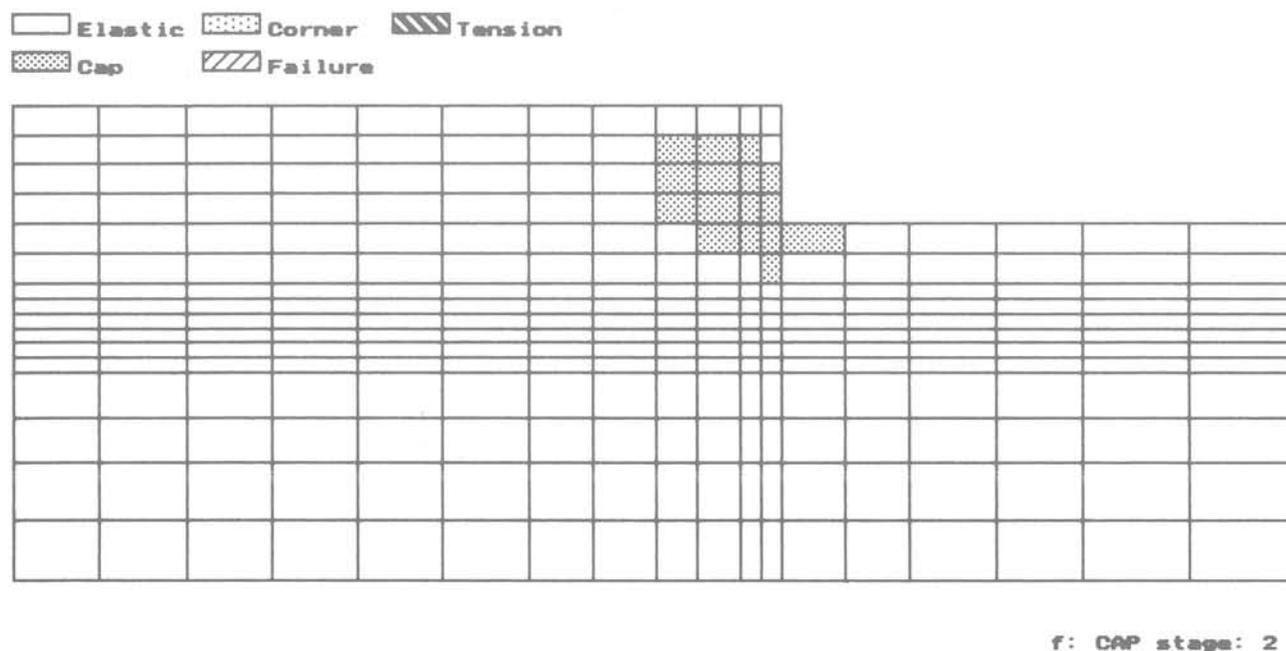
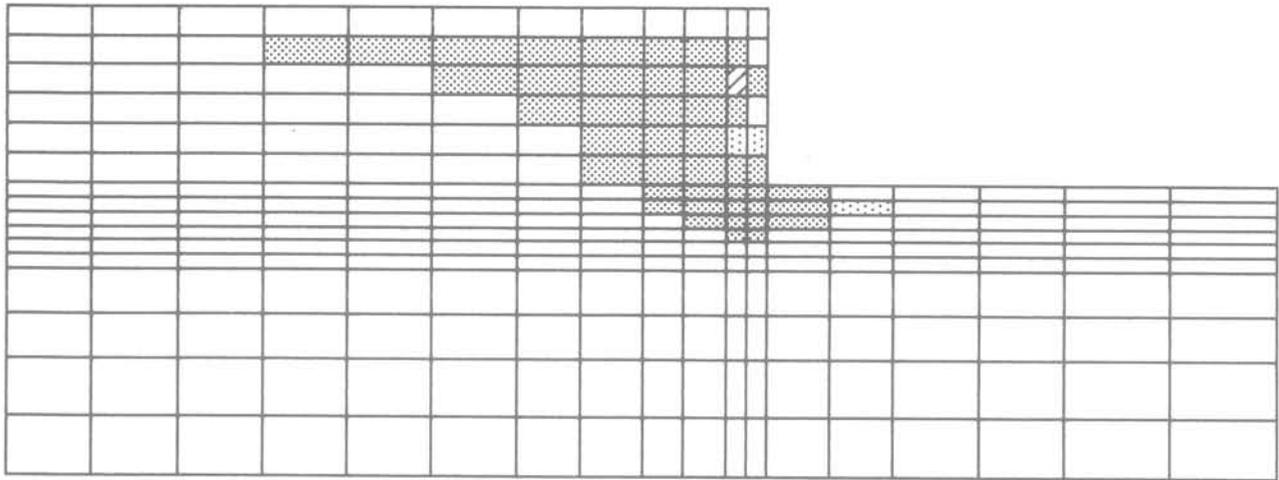


Fig. 19. — Exemple 4, état de contraintes aux points d'intégration, étape 2.

Fig. 19. — Example 4, state of stress at integration points, stage 2.

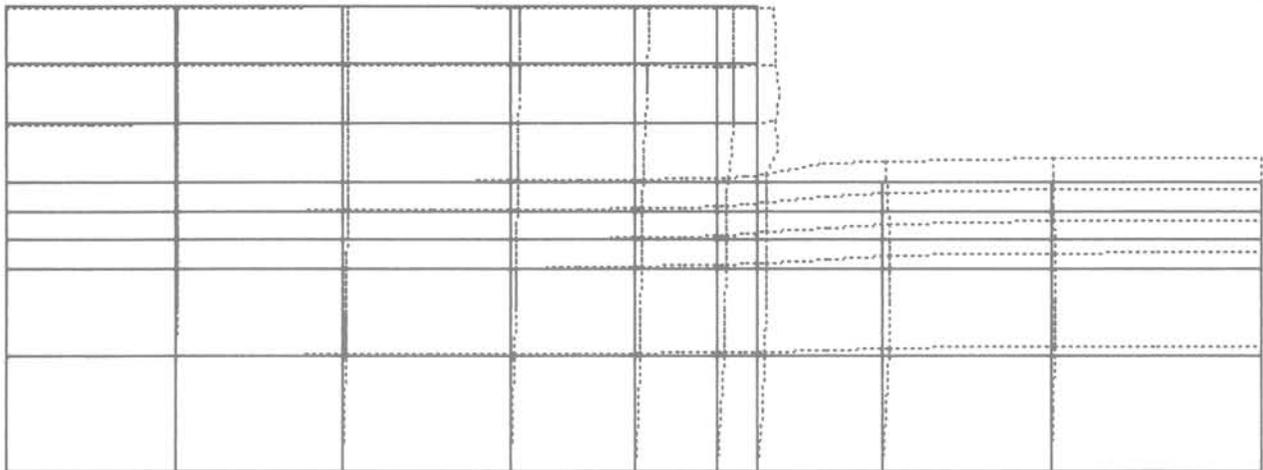
Elastic
 Corner
 Tension
 Cap
 Failure



f: CAP stage: 3

Fig. 20. — Exemple 4, état de contraintes aux points d'intégration, étape 3.
 Fig. 20. — Example 4, state of stress at integration points, stage 3.

Displ. Multipl. factor: 5



Max Horizontal Displ.(m): 9.8735800000E-02 at Node : 170
 Max Vertical Displ.(m): 1.8610500000E-01 at Node : 245

f: CAP stage: 3

Fig. 21. — Exemple 4, maillage final déformé (amplifié par un facteur égal à 5).
 Fig. 21. — Example 4, final deformed mesh (exaggerated by a factor of 5).

présente le maillage déformé. Sur la figure 22, l'évolution des déplacements horizontaux de la frontière de l'excavation est présentée, tandis que la figure 23 montre le chemin des contraintes du quatrième point d'intégration des éléments 34, 35, 36, 37, 38, 39 et 40.

5. DISCUSSION

La figure 24 présente une comparaison des déplacements horizontaux de la solution finale fournie par

l'analyse en élasticité linéaire, celle en élastoplasticité parfaite (DRUCKER-PRAGER) et celle en élastoplasticité avec écrouissage (CAP). De la plastification des éléments, qui conduit à une diminution de la rigidité globale résulte une augmentation des déplacements par rapport à l'élasticité linéaire.

A cause de la délimitation du domaine élastique, le modèle CAP présente une sensibilité particulière par rapport au modèle de DRUCKER-PRAGER. Cette sensibilité peut être expliquée par la figure 25, où l'on observe que des chemins de contraintes, comme

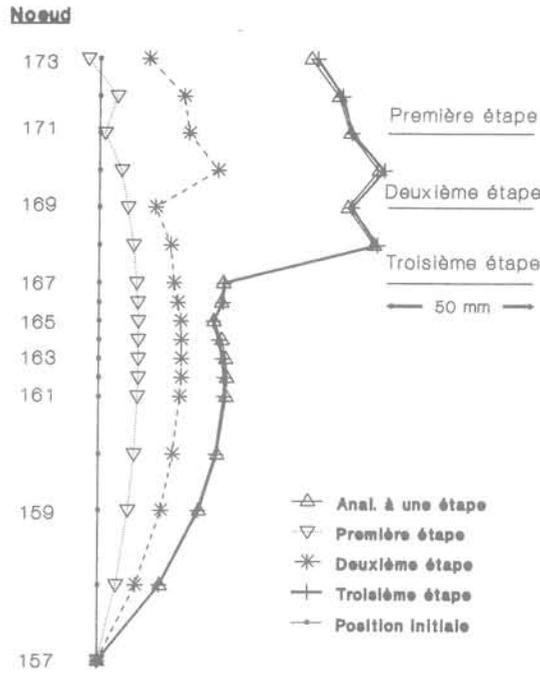


Fig. 22. — Exemple 4, évolution des déplacements horizontaux à la limite verticale de l'excavation.

Fig. 22. — Exemple 4, evolution of horizontal excavation induced displacements along the vertical excavation boundary.

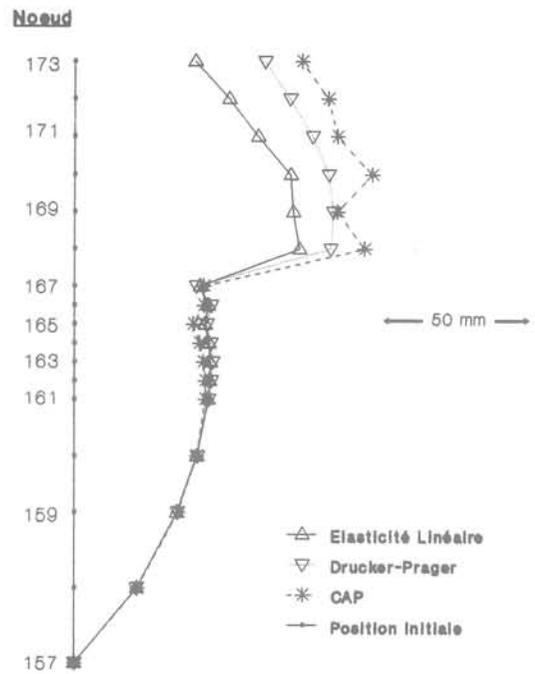


Fig. 24. — Comparaison des solutions finales élastiques-linéaires, Drucker-Prager et du modèle CAP.

Fig. 24. — Comparison of linear-elastic, Drucker-Prager and CAP final solutions.

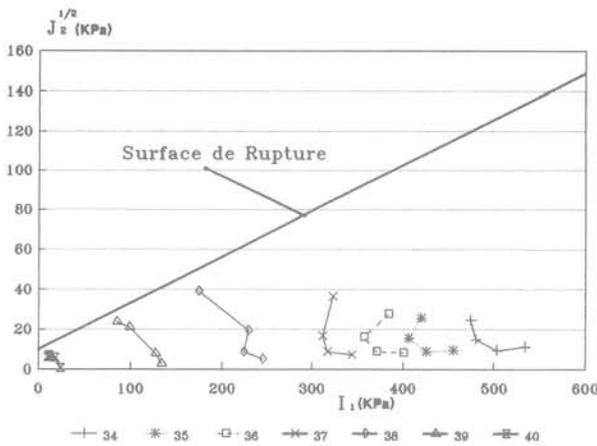


Fig. 23. — Exemple 4, chemins des contraintes.

Fig. 23. — Example 4, stress paths.

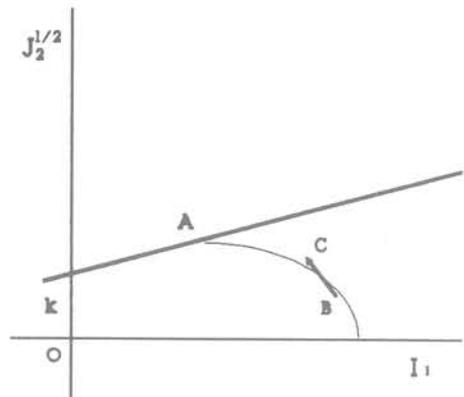


Fig. 25. — Chemin des contraintes élastique linéaire pour le modèle Drucker-Prager mais élastoplastique avec écrouissage pour le CAP.

Fig. 25. — Linear elastic stress path for the Drucker-Prager model but plastic with hardening in the case of CAP.

ceux des éléments 36, 37, 38, 39, 40 (voir fig. 20, 23), provoquent un comportement élastique linéaire pour l'analyse DRUCKER-PRAGER, mais plastique avec écrouissage dans le cas de l'analyse CAP. Cet événement provoque une diminution de sa matrice de rigidité globale si bien que le CAP donne des déplacements plus grands.

Sur les figures 26, 27 on peut observer les déplacements des nœuds 168 et 173, étape par étape, dans les trois cas et les comparer avec ceux qui correspondent à une seule étape. On constate une petite différence dans le cas élastoplastique.

6. CONCLUSION

Un algorithme, dans le contexte de la méthode des éléments finis, pour la simulation des excavations a été proposé. Grâce à l'utilisation du principe des travaux virtuels les équations non-linéaires, de l'algorithme proposé, sont dérivées d'une formulation variationnelle qui tient en compte la variation du domaine initial. Les résultats obtenus par les analyses numériques effectuées nous amènent aux conclusions suivantes :

— le principe de la solution unique est satisfait dans le cas de l'élasticité linéaire ;

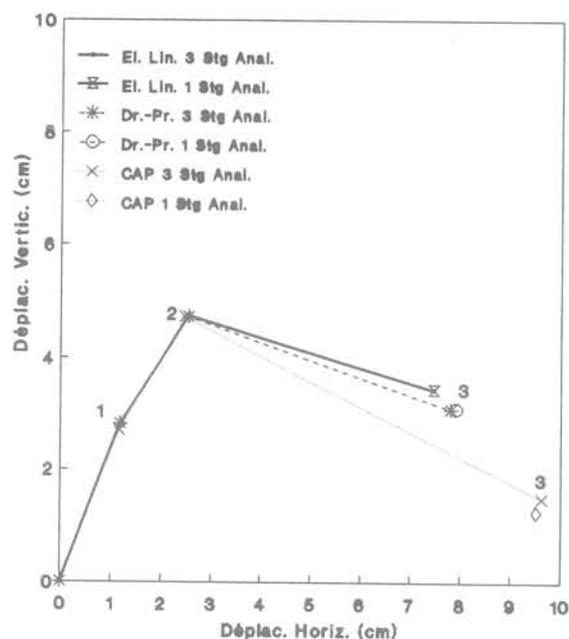


Fig. 26. — Comparaison des déplacements du nœud 168 en analyse élastique linéaire, Drucker-Prager et CAP.

Fig. 26. — Comparison of displacements of node 168 produced by a linear elastic, Drucker-Prager and CAP analysis

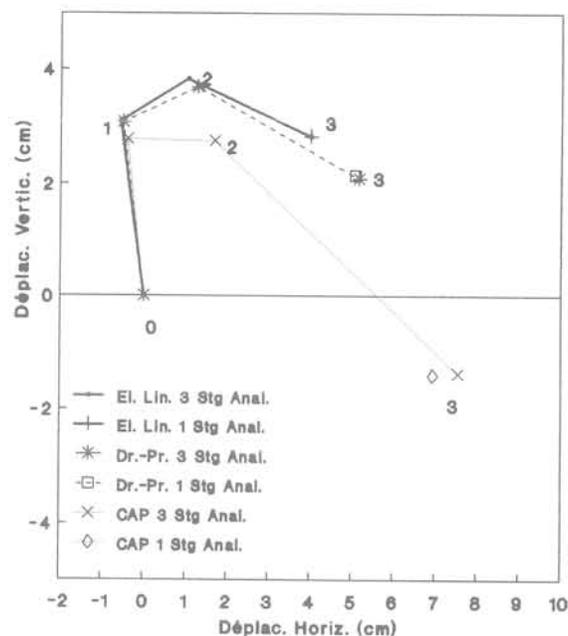


Fig. 27. — Comparaison des déplacements du nœud 173 en analyse élastique linéaire, Drucker-Prager et CAP

Fig. 27. — Comparison of displacements of node 173 produced by a linear elastic, Drucker-Prager and CAP analysis.

— l'algorithme proposé garantit que le travail intérieur produit par les éléments faisant partie du domaine de l'excavation est nul ;

— l'analyse numérique des exemples élastoplastiques de divers critères de plastification nous a montré que la même solution peut être atteinte, indépendamment du nombre des étapes. Cependant, quand on approche la rupture, qui se manifeste par la mise en plasticité d'un grand nombre des éléments, on observe une petite différence entre les deux solutions. Dans ce cas l'analyse en une seule étape par ses propres principes ne peut pas prendre en compte la redistribution progressive des contraintes ainsi que la modification de la topologie du maillage et par conséquent on doit simuler l'excavation en plusieurs étapes.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] BATHE K.J., WILSON E.L. (1976), *Numerical methods in finite element analysis*. Prentice-Hall, Englewood Cliffs, NJ.
- [2] BORJA R.I., LEE S.R., SEED R.B. (1989), *Numerical simulation of excavation in elastoplastic soils*. Int. J. Num. Anal. Meth. in Geomech., vol. 13, 231-249.
- [3] CASAGRANDE A. (1936), *Characteristics of cohesionless soils affecting the stability of slopes and earth fills*. J. Boston Soc. Civil Eng., pp. 257-276.
- [4] CHANG C.Y., DUNCAN J.M. (1970), *Analysis of soil movement around a deep excavation*. J. Soil Mech. Found. Division, ASCE, vol. 96, No SM5, 1655-1681.
- [5] CHEN W.F., BALADI G.Y. (1986), *Soil plasticity-Theory and implementation*. Elsevier Science Publishing Company, Inc. NY.
- [6] CHRISTIAN J.T., WONG I.H. (1973), *Errors in simulation of excavation in elastic media by finite elements*. Soils Foundations, vol. 13, No 1, pp. 1-10.
- [7] CLOUGH G.W., MANA A.I. (1976), *Lessons learned in finite element analysis of temporary excavations*. in Proc. 2nd Int. Conf. on Numer. Meth. in Geomech., ASCE, Blacksburg, VA.
- [8] COMODROMOS E., HATZIGOGOS T., PITILAKIS K. (1990), *Finite element excavation in elastoplastic soils*. in Proc. 2nd Eur. Spec. Numer. Meth. Geotech. Eng., Santander, Spain.
- [9] DESAI C.S., SANGRAND S. (1984), *Hybrid FE procedure for soil-structure interaction*. J. Geotech. Eng., (ASCE), vol. 110, pp. 473-486.
- [10] DESAI C.S., SIRIWARDANE H.J. (1984), *Constitutive laws for engineering materials with emphasis on geological materials*. Prentice Hall, Englewood Cliffs, NJ 07632.
- [11] DHATT G., TOUZOT G. (1984), *Une présentation de la méthode des éléments finis*. 2^e édition, collection de l'Université de Compiègne, Ed. Maloine SA, Paris.
- [12] DUNCAN J.M., CHANG C.Y. (1970), *Nonlinear analysis of stress and strain in soils*. J. Soil Mech. Found. Division, ASCE, vol. 96, No SM5, 1629-1653.
- [13] DUNCAN J.M., DUNLOP P. (1969), *Slopes in stiff fissured clay and shales*. J. of S. Mech.

- Found. Div. ASCE, vol. 95, No SM2, pp. 81-104.
- [14] DUNLOP P., DUNCAN J.M. (1970), *Development of failure around excavated slopes*. J. Soil Mech. Found. Div., ASCE, vol. 96, SM2, pp. 471-493.
- [15] GHABOUSSI J., PECKNOLD D.A. (1984), *Incremental finite element analysis of geometrically altered structures*. Int. J. Numer. Meth. Eng., 20, 2051-2064.
- [16] HUANG T.K., CHEN W.F. (1990), *Simple procedure for determining cap-plasticity-model-parameters*. J. Geotech. Eng. Div., ASCE, Vol. 116, No. 3, pp. 492-513.
- [17] HUMPREY D.N., HOLTZ R.D. (1988), *Cap parameters for clayey soils*. In Proc. Numerical Meth. in Geomech. Vol. 1, Innsbruck, Swoboda (ed.), Balkema Press, Rotterdam, pp. 441-446.
- [18] ISHIHARA K. (1970), *Relations between process of cutting and uniqueness of solutions*. Soils and Foundations, vol. 10, No 3, pp. 50-65.

Etude sur les corrélations entre le standard penetration test et le pressiomètre

Correlation study between standard penetration and pressuremeter tests

H. GONIN

Ingénieur ENPC*

P. VANDANGEON

Ingénieur ENSG*

Marie-Pierre LAFEUILLADE

Ingénieur IST*

Rev. Franç. Géotech. n° 58, pp. 67-78 (janvier 1992)

Résumé

Les auteurs, se basant sur le mémoire de fin d'études de l'un d'eux, présentent une étude de corrélations entre valeurs des essais de pénétration au carottier (SPTN) et essais pressiométriques (pression limite P_l et module E). Neuf formations argileuses, sableuses, marneuses et crayeuses de la région parisienne et du Nord de la France ont été étudiées. L'article comporte dans une première partie une synthèse bibliographique, et dans une deuxième partie les résultats de l'étude statistique effectuée.

En conclusion, quelques réflexions sont présentées sur la représentativité des essais et l'utilisation de corrélations pour apprécier les tassements.

Abstract

A correlation study between SPT and pressuremeter test is evaluated by the authors. Nine different formations, including clays, sands, marls and chalk from the Paris and North of France sedimentary basin have been considered. The article outlines initially a literature review on the subject and further considers statistical relationships between both tests.

As a conclusion, a discussion on the representativity of the tests and the use of these correlations to predict settlements are presented.

* SIMECSOL, 8, avenue Newton, 92350 Le Plessis-Robinson.

PRÉSENTATION

Le « Standard Penetration Test » (SPT) est un essai de pénétration dynamique qui permet de tester la résistance du sol tout en prélevant des échantillons remaniés du terrain. Il est utilisé de manière extensive dans le monde entier. En France, cependant, l'essai pressiométrique MENARD lui est souvent préféré et notre réglementation (DTU, fascicule 62) se réfère de manière préférentielle aux valeurs pressiométriques.

Aussi, apparaît-il nécessaire de comparer les résultats obtenus entre ces deux types d'essais dans les mêmes formations géologiques et d'étudier la possibilité de corréler ces résultats.

Cette démarche a été le but du mémoire présenté et soutenu le 19 octobre 1990 par M.-P. COVILLE-LAFEUILLADE en vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur en géophysique et géotechnique de l'Institut des sciences et technologie de l'Université Pierre et Marie Curie, Jussieu Paris VI. L'auteur s'est appuyé sur les très nombreux résultats d'essais pressiométriques et d'essais Standard Penetration Test effectués dans des formations géologiques caractéristiques de la région parisienne et du Nord de la France pour déterminer les graphiques donnant pour chaque formation étudiée la relation entre ces résultats. Son étude a impliqué le choix d'une méthode rigoureuse pour l'exploitation statistique de l'ensemble des données, permettant que les valeurs retenues le soient à partir de critères objectifs.

On se propose ici de reprendre l'essentiel des résultats obtenus afin de valoriser chacun de ces essais par les corrélations les reliant l'un à l'autre ; elle porte sur neuf formations géologiques recouvrant la grande majorité de types de sols rencontrés dans la nature : sables, limons, argiles, marnes, craie.

De nombreux auteurs s'étant antérieurement penchés sur les corrélations pouvant être trouvées entre le SPT et différents paramètres caractérisant les sols, il a semblé intéressant, avant d'aborder l'étude se rapportant aux corrélations SPT/pressiomètre, de présenter une synthèse des publications concernant ces autres corrélations, si bien que cet exposé se décomposera en deux parties :

- une première partie se rapportant à la présentation générale du SPT et à la synthèse bibliographique des résultats et corrélations obtenues ;
- une deuxième partie se rapportant à la présentation de l'étude comparative des résultats des essais SPT et des essais pressiométriques et aux corrélations qui s'en déduisent.

1. RAPPELS ET SYNTHÈSE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LE SPT

L'essai SPT (Standard Penetration Test) vient des Etats-Unis ; il a été largement développé par TERZAGHI qui a défini un mode opératoire pour ce qui n'était, au début, qu'une habitude de chantier. Il s'agit en effet de compter le nombre de coups nécessaire

pour enfoncer un carottier normalisé sur 0,30 m de profondeur avec une masse de 63,5 kg tombant en chute libre d'une hauteur de 0,76 m.

Ce nombre de coups correspond à la valeur « SPT », N suivant la Norme ASTM, le projet de Norme européenne publié dans les Proceedings du Congrès International de mécanique des sols à Tokyo en 1981.

Cet essai, qualifié parfois de rustique, donne cependant des résultats raisonnablement fidèles et présente deux avantages peu souvent mis en lumière :

- fait à l'avancement, il est moins sensible que le pressiomètre à la qualité du trou de forage ;
- il est le seul essai qui associe, à une mesure *in situ* de la résistance du sol, un prélèvement permettant une identification précise des terrains soumis à l'essai.

Les paramètres, données ou grandeurs physiques, qui ont été le plus souvent évalués à partir des valeurs de l'essai SPT, sont les suivants :

- densité relative du sable ;
- angle de frottement interne d'un sable ;
- résistance à la compression simple d'une argile ;
- contrainte admissible sur un sable ;
- potentiel de liquéfaction d'un sol ;
- pression de pointe mesurée au « pénétromètre statique » ;
- pression limite et module pressiométrique mesuré au pressiomètre MENARD.

Nous nous contentons ici de récapituler les correspondances proposées, sans porter de jugement sur leur validité.

1.1. Densité relative d'un sable

La densité relative d'un sable est définie par l'une des relations suivantes :

$$D_r = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}} \times 100$$

$$D_r = \frac{\gamma_{\max}}{\gamma_d} \times \frac{\gamma_d - \gamma_{\min}}{\gamma_{\max} - \gamma_{\min}} \times 100$$

où « e » est l'indice des vides et « γ » le poids volumique sec du sable.

TERZAGHI et PECK ont donné, (fig. 1) une correspondance entre la densité relative d'un sable et sa résistance mesurée au SPT.

Pour corréler ces deux valeurs, SCHULTZ et MENZENBACK, tenant compte de la contrainte effective du sol au niveau de l'essai, préfèrent utiliser la relation suivante :

$$\ln(D_r) = 0,478 \ln(N) - 0,262 \ln(\sigma'_{vo}) + 2,84$$

\ln : logarithme népérien ;

σ'_{vo} : contrainte effective au repos exprimée en 10^5 Pa (bar).

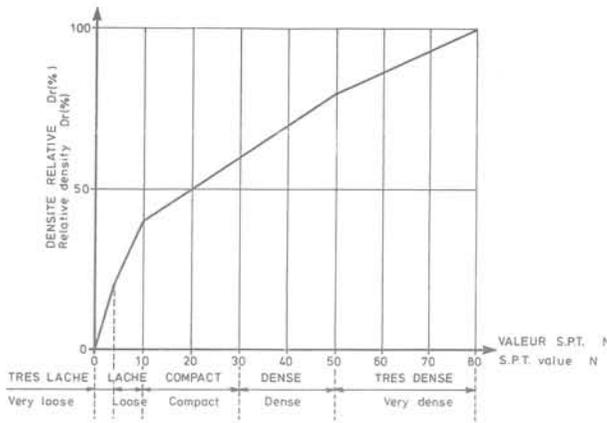


Fig. 1. — Correspondance entre N et la densité relative D_r d'un sable.

Fig. 1. — Relationship between N and relative density D_r for sand.

1.2. Angle de frottement interne d'un sable

Plusieurs auteurs ont essayé de trouver une relation entre l'angle de frottement et la résistance d'un sable mesuré au SPT.

MEYERHOF donne deux expressions approchées de l'angle de frottement interne d'un sable en fonction de sa densité relative, selon le pourcentage de sable fin et de silt.

$\varphi = 25 + 0,15 D_r$,
 (plus de 5 % de sable fin et de silt) ;
 $\varphi = 35 + 0,15 D_r$,
 (moins de 5 % de sable et de silt) ;
 (φ en degrés)

relations expérimentales et empiriques qui ont été mises sous forme d'un abaque permettant de relier directement l'angle de frottement φ à la valeur SPTN à partir des résultats d'essais en laboratoire effectués sur les échantillons prélevés par le carottier SPT lui-même (fig. 2).

Signalons deux autres formules existant pour exprimer la relation entre φ et N :

$\varphi = \sqrt{12N} + 25$ (DUNHAM)
 $\varphi = \sqrt{20N} + 15$ (OSAKI)

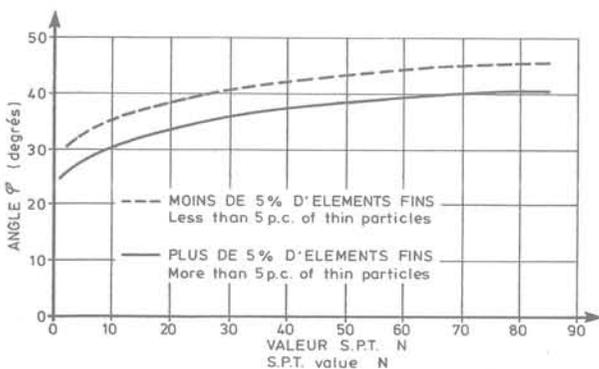


Fig. 2. — Corrélation entre N et angle de frottement φ .

Fig. 2. — Correlation between N and friction angle φ .

Les valeurs de φ en degrés déterminées à partir de ces abaques et formules sont approximatives, mais conduisent à un ordre de grandeur raisonnable.

1.3. Résistance à la compression simple d'une argile

Suivant la qualité d'une argile (molle à dure), TERZAGHI et PECK ont donné des corrélations entre la valeur SPT, N, et la cohésion non drainée C_u , transcrites dans le tableau I.

Tableau I. — Relation entre N et C_u pour les argiles (d'après TERZAGHI et PECK).

Table I. — Relationship between N and C_u for clays (TERZAGHI et PECK).

Consistance des argiles	Valeur STPN	Cohésion non drainée C_u (kPa)
Très molle	< 2	< 12,5
Molle	2 à 4	12,5 à 25
Plastique	4 à 8	25 à 50
Ferme	8 à 15	50 à 100
Très ferme	15 à 30	100 à 200
Dure	> 30	> 200

Ces mêmes auteurs ont également donné les relations suivantes (C_u en kPa) :

- argiles plastiques $C_u = 12,5 N$
- argiles silteuses $C_u = 10 N$
- argiles sableuses $C_u = 6,7 N$

Il s'agit là aussi de valeurs approximatives. En fait, les relations données par TERZAGHI et PECK se réfèrent à la résistance à la compression simple, prise égale à 2 C_u dans le tableau I et les formules présentées ci-dessus.

1.4. Contrainte admissible sur du sable

D'une manière générale, aux Etats-Unis, les contraintes admissibles pour des semelles fondées sur du sable sont déterminées à l'aide des abaques des figures 3 et 4 qui tiennent compte d'un coefficient de sécurité de 3 par rapport à la rupture.

Ces abaques ne sont applicables que si le niveau de la nappe phréatique est au moins à une profondeur B (largeur de la semelle) au-dessous de la base des semelles ; dans le cas contraire, les pressions admissibles doivent être divisées par un coefficient réducteur compris entre 1 et 2.

En admettant un critère de tassement maximum de 1 pouce (2,54 cm), l'abaque de la figure 5 permet de déterminer la contrainte admissible.

1.5. Potentiel de liquéfaction d'un sol

Les premières tentatives d'évaluation de la liquéfaction d'un sol par la valeur SPT N datent du séisme de Niigata en 1964, séisme de magnitude 7,5. Depuis cette époque, de nombreux travaux ont complété cette recherche.

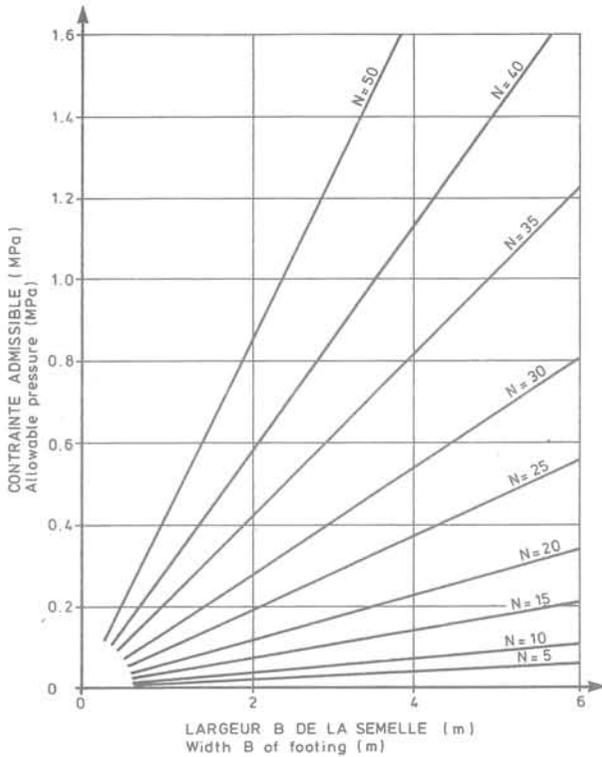


Fig. 3. — Contrainte admissible en surface.
Fig. 3. — Allowable pressure without lateral loading.

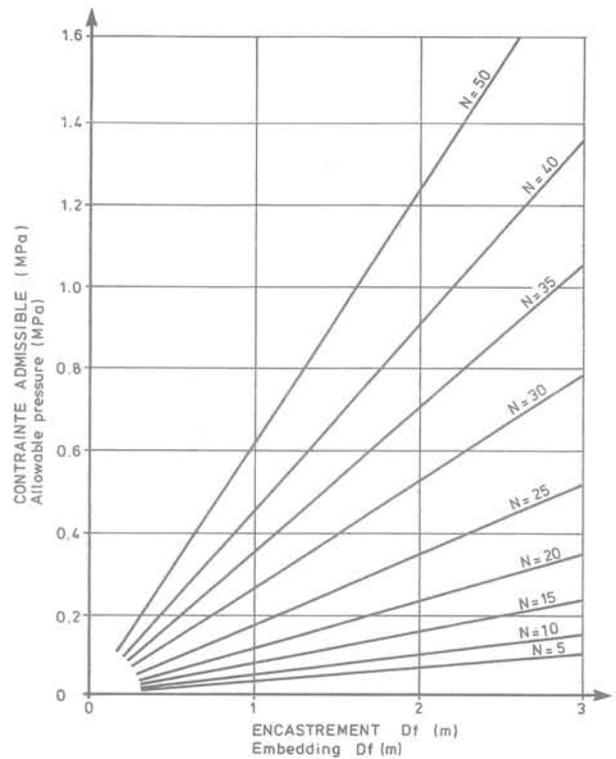


Fig. 4. — Accroissement de la contrainte admissible dû à l'encastrement D_f.
Fig. 4. — Increase of allowable pressure due to embedding D_f.

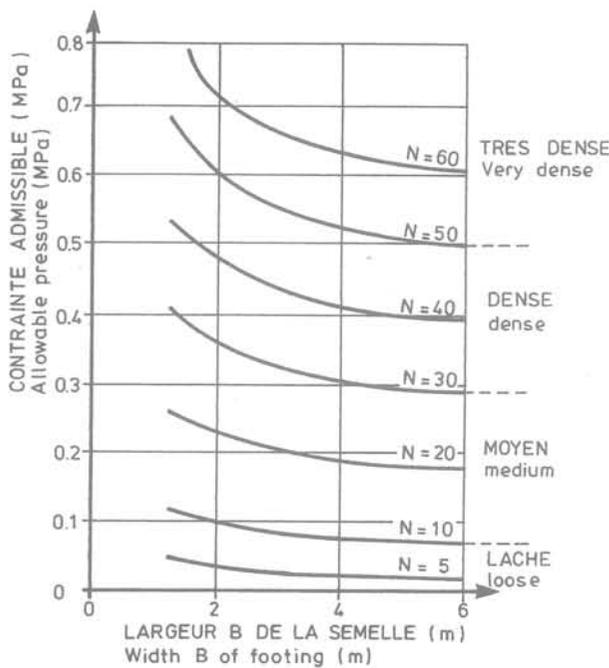


Fig. 5. — Relation entre n, la largeur de la semelle et la contrainte admissible.
Fig. 5. — Relationship between N, footing width and allowable admissible pressure.

L'étude de plus de trente cinq cas a permis à SEED, MORI et CHAN d'exprimer le rapport des contraintes τ_{av}/σ'_v en fonction d'une valeur corrigée de la résistance à la pénétration.

σ'_v étant la contrainte verticale effective à la profondeur considérée ;

τ_{av} étant la contrainte moyenne de cisaillement due au séisme à cette profondeur.

La valeur SPT, N, est modifiée pour se ramener à une contrainte verticale effective de 1 ton/sq.ft. (1,076 bar). La valeur corrigée N_1 est ainsi reliée à N par la relation $N_1 = C_n \times N$ le coefficient C_n étant donné par la figure 6.

La corrélation $\tau_{av}/\sigma'_v/N_1$ est représentée sur la figure 7 avec la délimitation du domaine contenant l'ensemble des sites où la liquéfaction a été observée. Cette limite est représentée par la droite

$$\tau_{av}/\sigma'_v = N_1/90 \text{ pour } N_1 < 35.$$

Il est à noter que la proportion d'éléments fins dans le sol influe sur les corrélations reliant la liquéfaction du sol à sa résistance SPT. En effet, la liquéfaction touche essentiellement les sols sans cohésion. Cela se traduit par le fait qu'à valeur N égale, plus un sol est riche en particules fines, plus il résiste au cisaillement, donc à la liquéfaction

1.6. Résistance en pointe mesurée au pénétromètre statique (CPT)

Un nombre important de travaux comparant les valeurs N et la résistance à la pénétration statique q_c ont été publiés, conduisant à des variations assez larges des valeurs du rapport q_c/N . Une des raisons

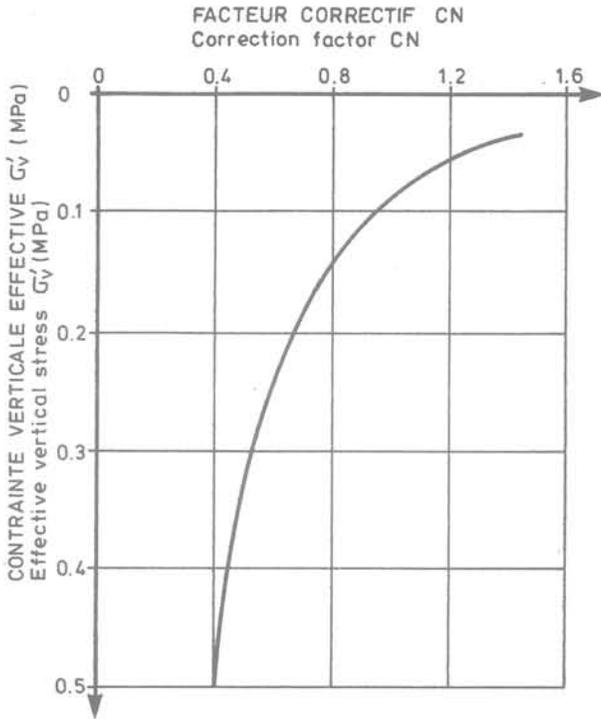


Fig. 6. — Coefficient correcteur C_N .
Fig. 6. — Correction factor C_N .

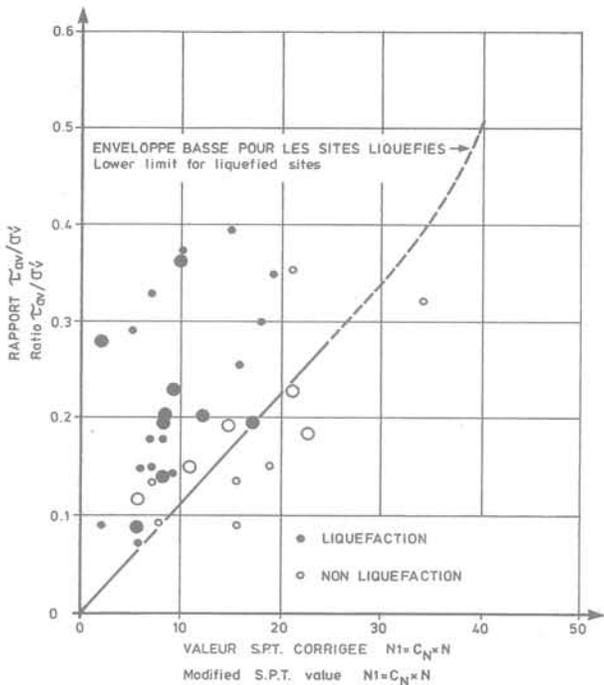


Fig. 7. — Relation entre N et le comportement du site pour la liquéfaction.
Fig. 7. — Relationship between N and site behaviour for liquefaction.

objectives de cet éventail tient à l'influence de la taille des grains. La figure 8 montre clairement que le rapport q_c/N augmente avec le diamètre moyen D_{50} des grains.

La synthèse des corrélations données par différents auteurs conduit aux résultats ci-après (q_c en MPa) :

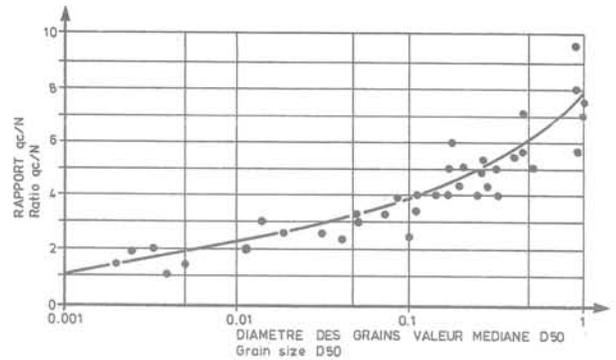


Fig. 8. — Corrélation SPT-CPT : influence de la taille des grains.
Fig. 8. — Correlation SPT-CPT : grain size influence.

- sols à dominance sableuse :
 $q_c = 0,2 \times N$ à $0,6 \times N$
- sols à dominance argileuse :
 $q_c = 0,1 \times N$ à $0,4 N$.

La correspondance la plus couramment trouvée et utilisée quelle que soit la nature du terrain est :

$$q_c = 0,2 \times N$$

1.7 Pression limite et module mesuré au pressiomètre MENARD

Les résultats étudiés et présentés à ce jour sont très fragmentaires, car le nombre d'essais comparatifs est assez restreint du fait des habitudes nationales privilégiant tel type d'essai au détriment de tel autre et également, parce que chaque type d'essai a son terrain d'élection.

C'est une des raisons ayant conduit Marie-Pierre LAFEUILLADE à tenter de combler cette carence en utilisant le grand nombre d'essais SPT effectués en France dans les études faites ou suivies par SIMEC-SOL depuis plus de trente ans.

Concernant les résultats fragmentaires donnés à ce jour, ils sont en majeure partie repris par CASSAN dans son ouvrage « Essais *in situ* en mécanique des sols » (fig. 9).

Ils conduisent aux relations suivantes :

- pour les argiles de Nice : $N = 10$ à 30 ($P_1 - P_0$) ;
- pour les sols du Barcarès : $N \approx 50$ ($P_1 - P_0$) ;
- pour les sols de Dunkerque : $N \approx 6 \times E$.

Cette comparaison entre Standard Penetration Test et pressiomètre est en fait l'objet de la présente étude ; nous ne nous étendrons donc pas sur ces premiers résultats qui, ainsi que nous le verrons, sont dans l'ensemble conformes aux résultats analysés dans la 2^e partie de cette étude.

2. MÉTHODOLOGIE DE L'ÉTUDE

2.1. Les limites de l'étude

Cette étude sur les corrélations entre les paramètres pressiométriques et SPT a été réalisée statistiquement sur un ensemble de mille six cent dix mesures. Une unité de profondeur, de situation géographique et de formation géologique a été respectée. C'est-à-dire que la comparaison n'a porté que sur des essais effectués

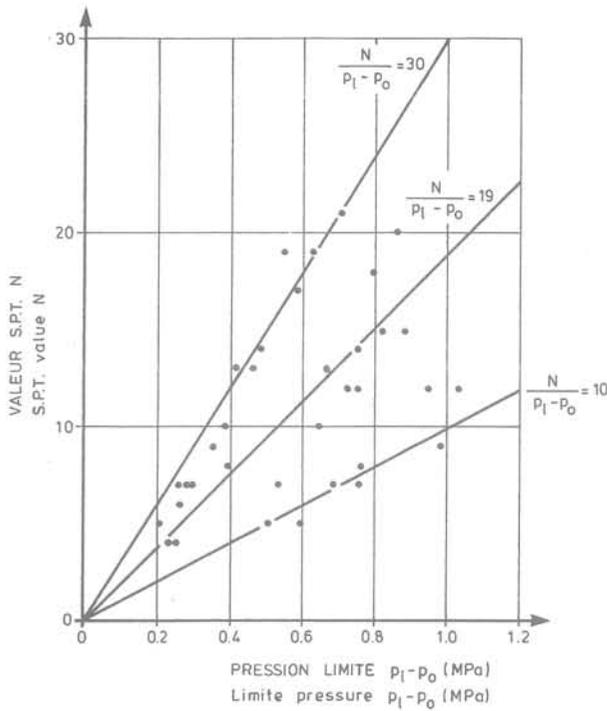


Fig. 9. — Corrélation entre N et $PI-P_0$ en terrain cohérent.
 Fig. 9. — Correlation between N and $PI-P_0$ for cohesive soils.

à une même profondeur, dans une même formation et pour des sondages distants de moins d'une trentaine de mètres l'un de l'autre en plan et à des altitudes comparables.

Les principales formations géologiques qui ont pu ainsi être étudiées grâce à un nombre suffisant d'essais sont les suivantes :

- limons bruns des plateaux de la région parisienne ;
- sables du Flandrien de la région de Dunkerque ;
- marnes et calcaires de Brie de la région parisienne ;
- argiles vertes de la région parisienne ;
- argiles plastiques de la région parisienne ;
- argiles des Flandres de la région de Dunkerque ;
- marnes blanches de Pantin de la région parisienne ;
- marnes bleues d'Argenteuil de la région parisienne ;
- craie de la région parisienne.

2.2. Etude d'histogrammes

Avant toute recherche de corrélation, nous avons procédé à une étude des histogrammes des paramètres concernés, pl , E et N , afin de juger de la dispersion des résultats pour une même formation et par voie de conséquence de la fiabilité d'un essai par rapport à un autre ; pour ces histogrammes, la situation idéale est celle qui se rapprocherait le plus de la distribution aléatoire de GAUSS.

Nous donnons à titre d'exemple les graphiques correspondants à la formation des argiles vertes du Sannoisien de la région parisienne, figures 10, 11 et 12, établis à la même échelle avec un pas identique, ce qui permet de les comparer directement. Pour cette formation, nous voyons immédiatement :

- que l'histogramme de la pression limite se rapproche le plus de la situation idéale ;
- que celui du module pressiométrique s'en éloigne le plus avec une grande dispersion des résultats ;

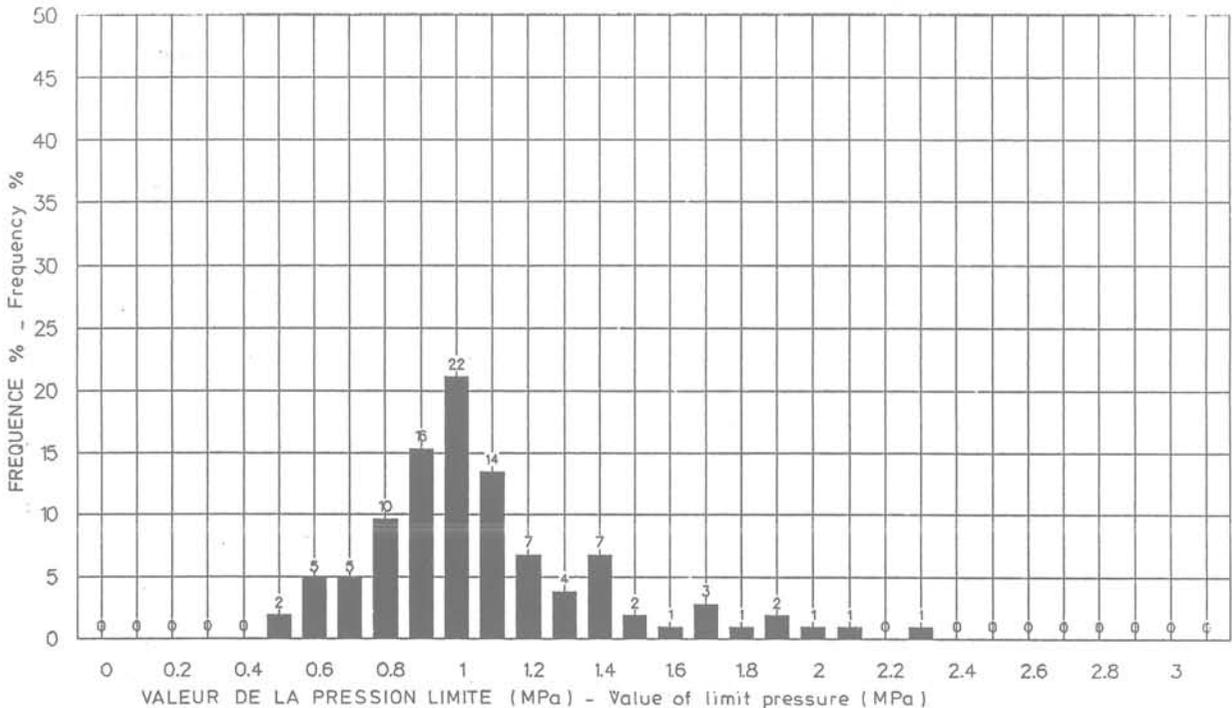


Fig. 10. — Argile verte de la région parisienne. 104 valeurs-histogramme des PI .
 Fig. 10. — Green clay of the Paris area. 104 values- PI histogram.

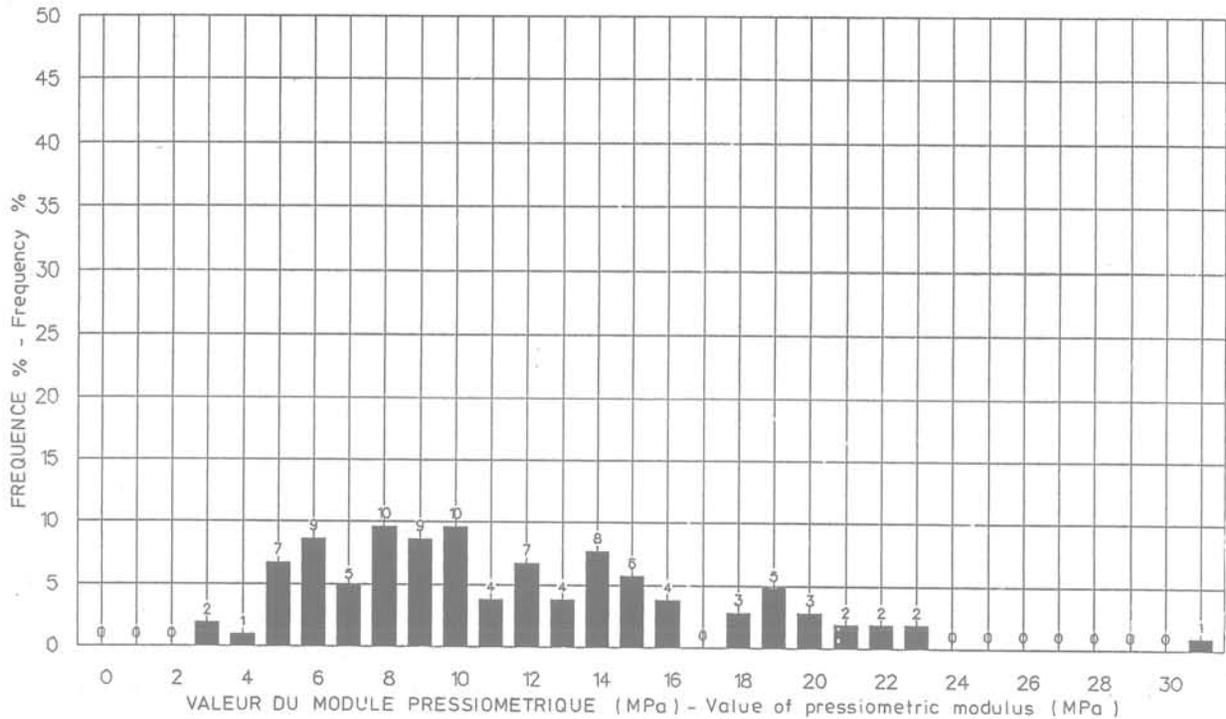


Fig. 11. — Argile verte de la région parisienne. 104 valeurs-histogramme des E_m .
 Fig. 11. — Green clay of the Paris area. 104 values- E_m histogram.

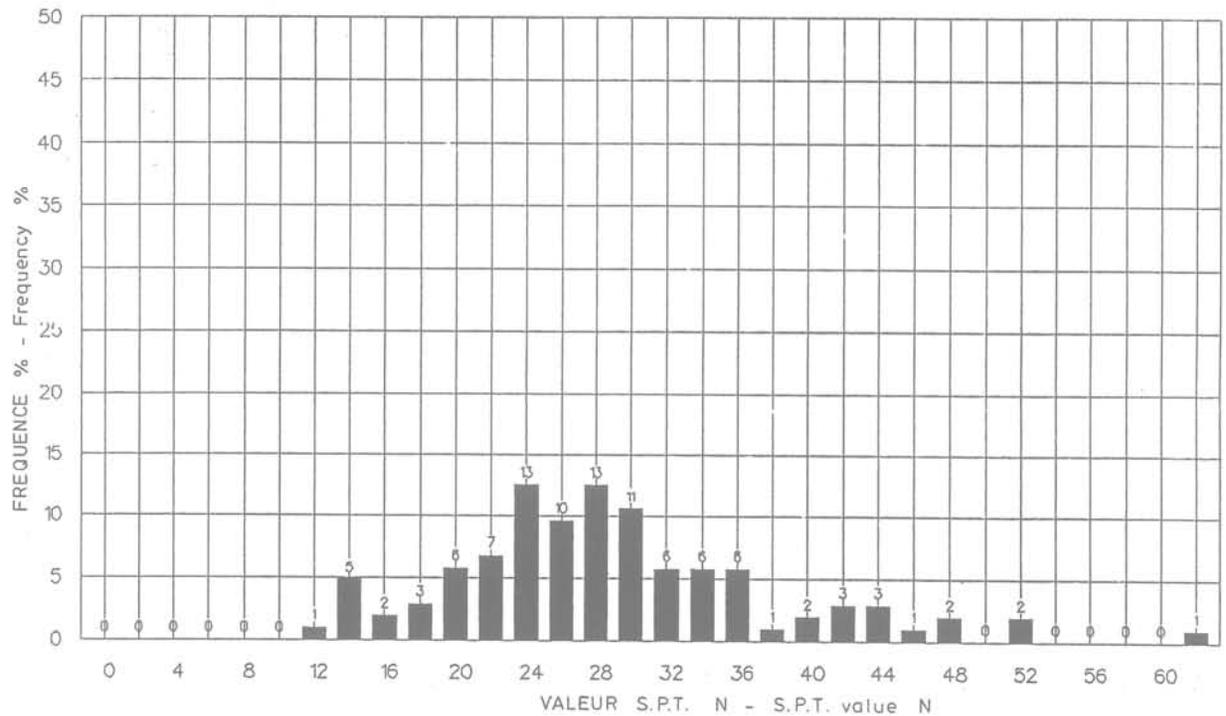


Fig. 12. — Argile verte de la région parisienne. 104 valeurs-histogramme des valeurs N.
 Fig. 12. — Green clay of Paris area. 104 values-N histogram.

— que l'histogramme de la valeur SPT est tout à fait satisfaisant avec près de 52 % des valeurs regroupées entre 22 et 30.

Cette constatation est générale et laisse présager que les corrélations entre N et p_1 seront meilleures que celles entre N et E .

Nous voyons par conséquent que les valeurs SPT sont tout aussi exploitables que les valeurs pressiométriques, bien qu'il s'agisse d'une formation argileuse ; il n'y a en fait aucune justification objective à ce que la validité de l'essai SPT soit exclusivement limitée aux sables.

2.3. Choix de la méthode statistique

Afin de simplifier l'utilisation des corrélations, elles ont été recherchées sous la forme d'une équation de droite passant par l'origine. C'est pourquoi les corrélations trouvées sont des droites d'approximation calculées sur un ensemble de points par la méthode des moindres carrés en imposant une ordonnée nulle à l'origine.

La principale difficulté, comme pour toute étude statistique, consiste à trouver un algorithme qui permette de retirer quelques mesures, tout en conservant un nombre significatif de couples (pl, N) et (E, N) pour le calcul des droites d'approximation.

Cinq méthodes différentes ont été testées sur l'ensemble des mesures effectuées dans les limons bruns des plateaux de la région parisienne. Celle qui, tout en retirant un minimum de points (moins de 20 %, permet de trouver un pourcentage d'incertitude relativement correct (30 % environ) a été retenue, et appliquée pour chaque formation géologique étudiée.

Phase préliminaire : tout d'abord, le premier travail consiste à former les couples (pl, N) et (E, N) des mesures pressiométriques et SPT dans les sondages les plus proches à une même profondeur et pour une même formation géologique.

Les couples ainsi formés sont placés sur un graphique avec en abscisse, pression limite ou module pressiométrique (exprimé en MPa), en ordonnée, valeur N de l'essai de pénétration standard.

Quelques valeurs estimées trop éloignées de l'ensemble du nuage de points sont retirées. Le nombre de ces valeurs ne dépasse pas 10 % du nombre initial.

Elles correspondent à des mesures aberrantes ou à des essais se rapportant à des sols non comparables.

Phase 1 : les droites d'ajustement de N en fonction de pl et de E en fonction de N sont calculées sur l'ensemble des points restants, les coefficients en étant déterminés par la méthode des moindres carrés. Il est admis de ne conserver que les points situés à l'intérieur des bandes de largeur 60 % centrées sur ces droites.

Phase 2 : les droites d'ajustement passant par l'origine sont alors calculées, pour les couples restant ; elles représentent les corrélations retenues pour la formation géologique ainsi étudiée.

La figure 13 représente, déterminé dans ces conditions, le segment de droite donnant la corrélation entre pl et N pour les argiles vertes de la région parisienne. La même démarche permet la corrélation entre E et N, dont nous avons vu que la précision était moins satisfaisante que celle corrélant pl et N du fait d'une plus grande dispersion de E.

Nous avons déterminé également une valeur caractérisant le pourcentage de dispersion des valeurs mesurées par rapport à la droite d'ajustement prise en compte pour la corrélation.

3. RÉSULTATS

Pour les 9 formations géologiques retenues, nous résumons dans le tableau II le nombre de mesures effectuées, ainsi que le nombre de couples formés à partir de ces mesures et celui des couples retenus.

Nous voyons que les droites d'ajustement ont été déterminées à partir de l'analyse de 25 à 40 couples

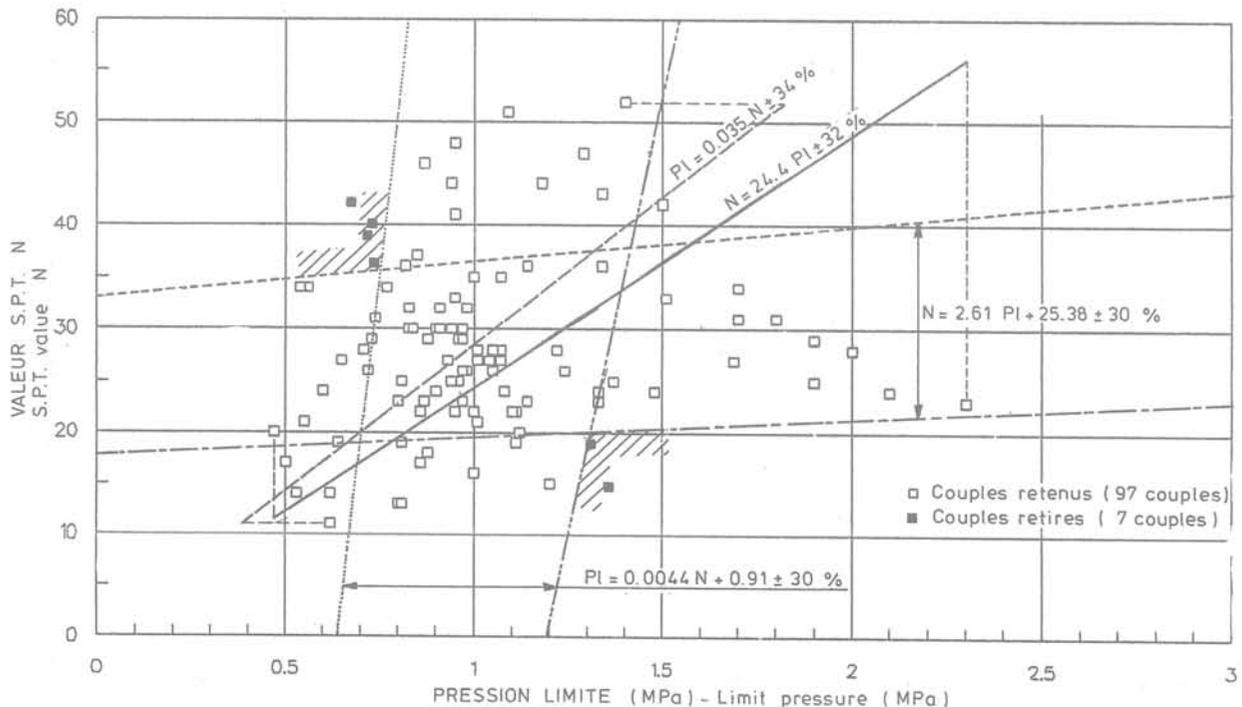


Fig. 13. — Argile verte de la région parisienne. Etude de corrélation sur 97 couples de valeurs.

Fig. 13. — Green clay of Paris area. Correlation study for 97 couples of values.

retenus par formation, à l'exception des argiles vertes pour lesquelles ce nombre est de 98.

Nous donnons pour chacune de ces formations les corrélations obtenues et les relations simplifiées pouvant être utilisées avec les pourcentages d'incertitude et les plages d'utilisation (unités retenues MPa).

L'examen du tableau III permet de faire les quelques remarques suivantes.

En premier lieu, on constate bien que le pourcentage d'incertitude défini, qui représente, en quelque sorte, l'ouverture du fuseau dans lequel se situent les points utilisés pour la corrélation, est moindre pour les cor-

Tableau II. — Nombre de couples de mesure ayant servi de base à l'étude.
Table II. — Number of couple of measures used for study.

Désignation des formations étudiées	Nombre de mesures			Couples formés		Couples retenus			
	Total	Pressio.	SPT	PI/N	E/N	PI/N	%	E/N	%
Limons des plateaux	137	72	65	53	53	43	78	41	73
Sables du Flandrien	110	55	55	33	48	24	73	39	81
Marnes et calcaires de Brie	120	64	56	37	41	31	84	28	68
Argiles vertes	287	139	148	104	104	97	93	97	93
Argiles plastiques	102	71	31	42	42	39	93	40	95
Argiles de Flandres	44	22	22	22	22	21	95	21	95
Marnes de Pantin	92	54	38	32	33	25	78	26	79
Marnes d'Argenteuil	104	53	51	40	41	38	95	32	78
Craie	125	48	77	38	45	32	84	36	80

Tableau III. — Corrélations obtenues dans différentes formations.
Table III. — Correlation for different formations.

Désignation des formations	Corrélations	% d'incertitudes	Plage d'utilisation	Formules simplifiées
Limons bruns des plateaux région parisienne	N = 29,4 PI PI = 0,029 N N = 2,42 E E = 0,35 N	34 29 35 36	0,1-0,72 (PI) 0,1-32 (N) 0,5-9 (E) 1-32 (N)	N = 32 PI N = 2,6 E
Sables du Flandrien région du Nord	N = 19,91 PI PI = 0,046 N N = 2,69 E E = 0,33 N	23 24 29 31	0,5-2,7 (PI) 10-81 (N) 3-29 (E) 10-95 (N)	N = 21 PI N = 2,9 E
Marnes et calcaires de Brie de la région parisienne	N = 19,7 PI PI = 0,043 N N = 2,09 E E = 0,39 N	42 37 47 43	0,4-2,40 (PI) 8-40 (N) 1,7-18 (E) 1,40 (N)	N = 21 PI N = 2,3 E
Argiles vertes région parisienne	N = 24,4 PI PI = 0,035 N N = 2,10 E E = 0,39 N	32 34 38 41	0,5-2,3 (PI) 1-52 (N) 2,1-22,5 (E) 11-52 (N)	N = 26 PI N = 2,3 E
Argiles plastiques région parisienne	N = 17,6 PI PI = 0,054 N N = 1,57 E E = 0,61 N	20 20 18 19	1,1-2,5 (PI) 15-46 (N) 12,5-25,9 (E) 15-46 (N)	N = 18 PI N = 1,6 E
Argile des Flandres région parisienne	N = 14,9 PI PI = 0,066 N N = 0,62 E E = 1,51 N	13 12 25 24	0,6-2,0 (PI) 10-31 (N) 8-56 (E) 10-31 (N)	N = 15 PI N = 0,6 E
Marnes de Pantin région parisienne	N = 23,6 PI PI = 0,041 N N = 1,55 E E = 0,55 N	18 18 50 42	0,4-1,7 (PI) 10-38 (N) 2,4-34(E) 10-55 (N)	N = 24 PI N = 1,7 E
Marnes d'Argenteuil région parisienne	N = 20,6 PI PI = 0,042 N N = 1,76 E E = 0,48 N	34 35 40 36	0,4-2,2 (PI) 10-50 (N) 2,2-27 (E) 10-41 (N)	N = 22 PI N = 1,9 E
Craie région parisienne	N = 5,8 PI PI = 0,154 N N = 0,63 E E = 1,38 N	30 34 32 33	1,1-4,8 (PI) 3-32 (N) 5,5-51,5 (E) 3-32 (N)	N = 6 PI N = 0,7 E

N = valeur SPT ; PI = Pression Limite (MPa) ; E = Module pressiométrique (MPa).

relations entre N et PI (moyenne : 27 %, avec des valeurs allant de 12 % — argiles du Nord — à 42 % — marnes et calcaires de Brie) que pour les corrélations entre N et E (moyenne : 34 % avec des valeurs allant de 18 % — argiles plastiques de la région parisienne — à 50 % — marnes de Pantin).

Par ailleurs, les meilleurs résultats sont obtenus dans les puissantes formations argileuses, alors que les formations au faciès moins constant donnent logiquement des résultats moins homogènes. Ceci montre bien que l'essai SPT donne, dans les argiles, des résultats aussi valables que l'essai pressiométrique, en terme de représentativité des échantillons de valeurs étudiés. Si on le compare au module MENARD de l'essai pressiométrique, il apparaît plus fiable.

En second lieu, la craie et l'argile ypresienne du Nord présentent deux cas singuliers. Pour la craie, cela confirme bien le comportement particulier de ce matériau. Pour l'argile ypresienne du Nord, on trouve logiquement une corrélation $N-PI$ comparable à celle obtenue pour les argiles plastiques de la région parisienne, avec un pourcentage d'incertitude remarquable (12 %), mais une corrélation $N-E$ très différente et unique pour les argiles étudiées ($N = 0,6 E$). Cette dernière corrélation, qui correspond à un rapport E/PI de 25 assez inhabituel, doit être considérée avec circonspection.

CONCLUSIONS

L'étude réalisée sur neuf formations géologiques caractéristiques de la région parisienne et du Nord de la France a permis d'établir des corrélations entre les résultats pressiométriques et SPT. Les figures 14 et 15 représentent les résultats à retenir entre la pression limite et la valeur SPT selon le type de terrain. Les différents segments de droite indiquent la plage des valeurs obtenues dans chacune des formations étudiées.

D'une manière simple, pour les cinq principaux types de sols meubles où pressiomètres et SPT sont utilisés, les relations à considérer entre les deux types d'essais sont données dans le tableau IV.

Tableau IV. — Corrélations simplifiées proposées entre N , PI (MPa) et E (MPa).

Table IV. — Simplified correlations proposed between N , PI (MPa) and E (MPa).

Nature du sol	Corrélation $PI \rightarrow N$	Corrélation $E \rightarrow N$
Limons	$N = 32 \times PI$	$N = 2,6 E$
Sables	$N = 21 \times PI$	$N = 2,9 E$
Argiles vertes	$N = 26 \times PI$	$N = 2,3 E$
Argiles plastiques	$N = 18 \times PI$	$N = 1,6 E$
Marnes	$N = 23 \times PI$	$N = 1,9 E$
Craie	$N = 6 \times PI$	$N = 0,7 E$

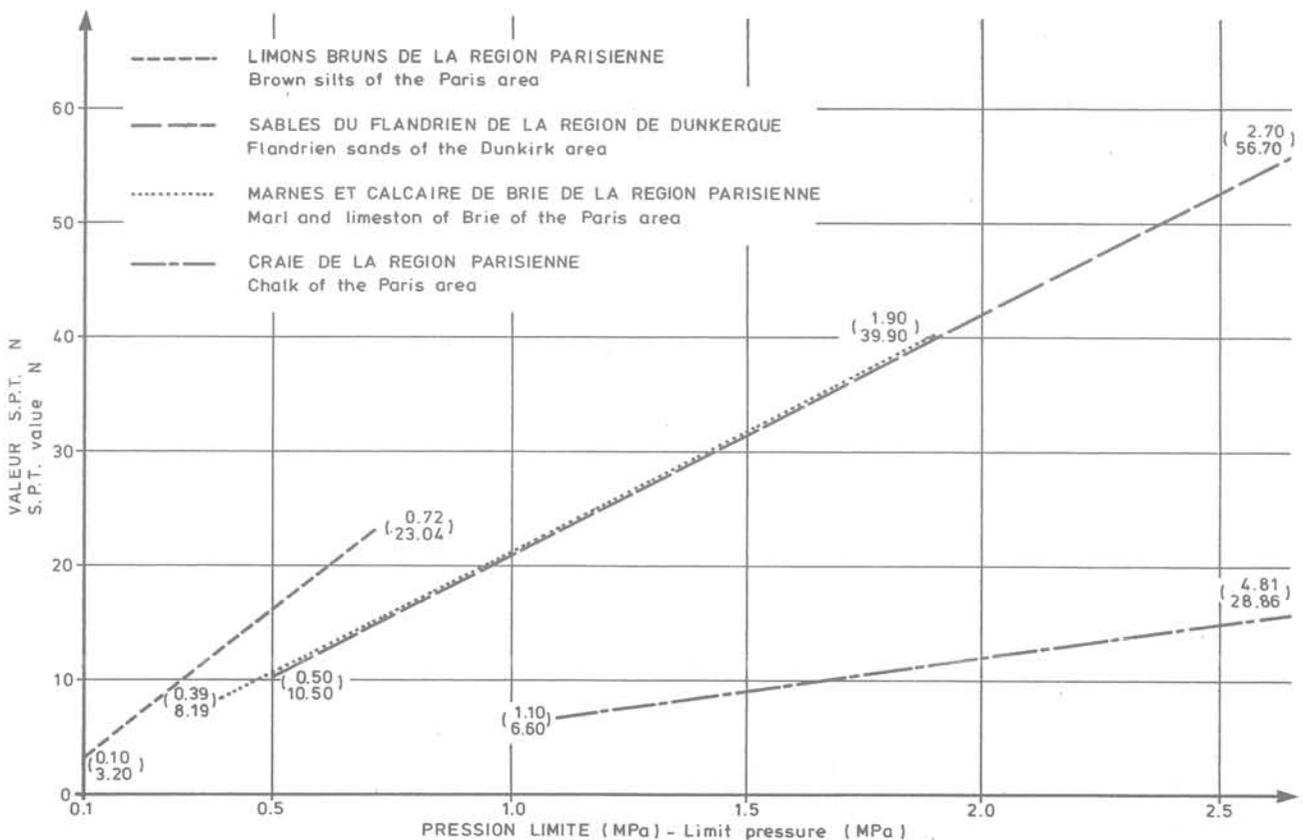


Fig. 14. — Corrélations SPT $N-PI$, limons, sable, marne, craie (Paris ou nord de la France).
Fig. 14. — Correlations SPT N values $N-PI$, silts, sand, marls, chalk (Paris or north of France).

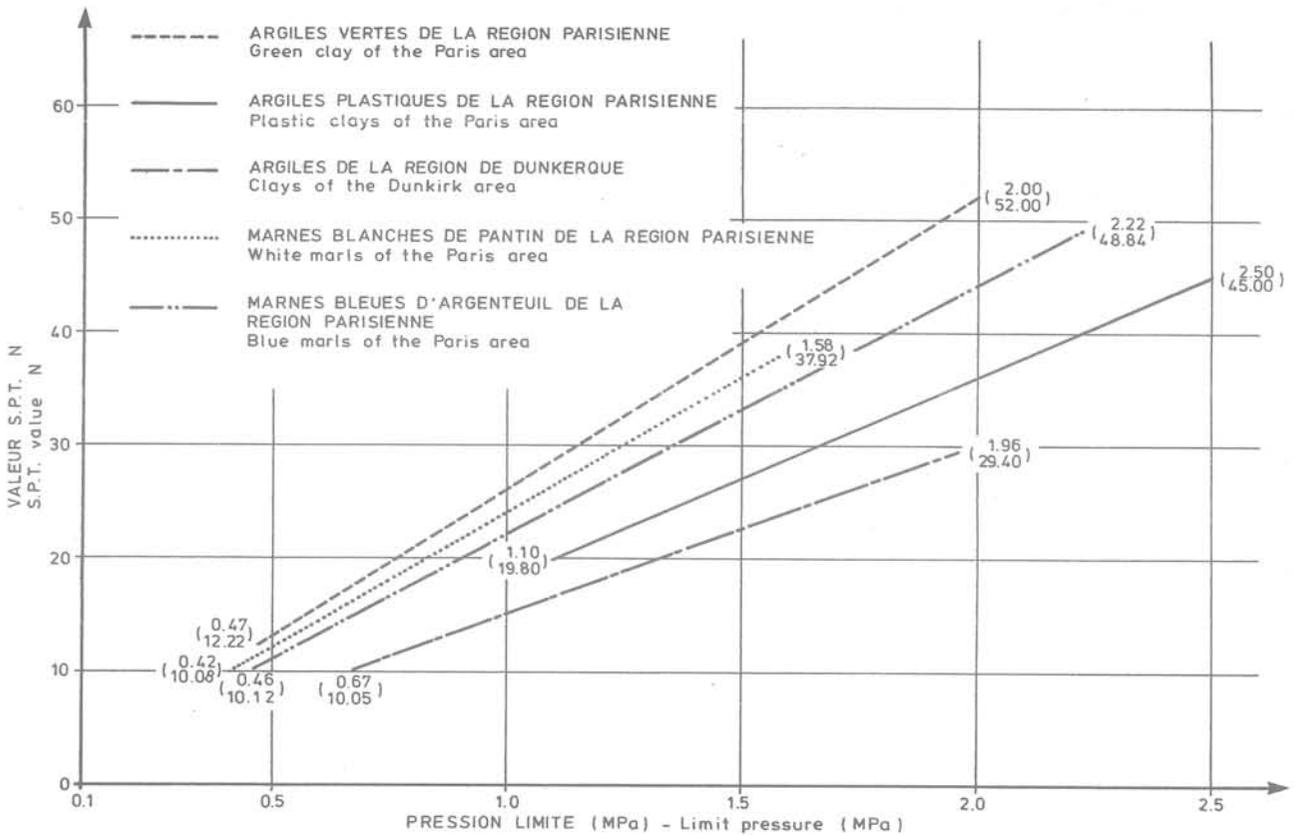


Fig. 15. — Corrélations SPT N-Pi, argiles et marnes argileuses (Paris ou nord de la France).
 Fig. 15. — Correlations SPT N-Pi, clays and clayed marls (Paris or north of France).

Contrairement à certaines idées reçues, les corrélations entre les valeurs des essais SPT et pressiométriques sont tout à fait valables dans les argiles, et rien ne justifie d'accorder dans ces terrains, une préférence à un type d'essai plutôt qu'à l'autre.

La craie constitue un cas particulier ; en effet, les essais de pénétration doivent être interprétés avec discernement dans cette formation, étant donné son caractère thixotopique.

Les corrélations ne doivent pas être utilisées en dehors du domaine d'application des essais concernés en particulier dans les terrains trop mous (vases) ou au contraire trop résistants (roches dures).

En revanche, cette étude montre que, quels que soit les terrains, pourvu qu'ils soient meubles (limons, sables, argiles, marnes, craie), il est possible de passer de la valeur SPT à la pression limite ou au module de déformation avec une approximation qui reste dans des limites acceptables, et cette correspondance permet donc d'utiliser les valeurs SPT pour donner une estimation des tassements par la méthode pressiométrique ; les erreurs qui peuvent découler de l'utilisation judicieuse de corrélations ne sont pas plus importantes que celles qui proviennent de la détermination directe du module pressiométrique lui-même

ou de la validité des formules utilisées. Le seul fait qu'il n'existe pas de relation théorique ou semi-empirique directe reconnue entre les valeurs SPT et les tassements ne peut être de nature à déconseiller l'utilisation de cette méthode d'investigation, ainsi qu'ont parfois tendance à le suggérer, en France, les praticiens et les auteurs des recommandations ou normes techniques. Cela revient à dénigrer l'intérêt des corrélations, pourtant très largement utilisées par ailleurs en mécanique des sols.

Cette mise au point et cette conclusion justifient, en quelque sorte, la pratique mondiale extensive du SPT, quelque peu combattue, en France, au profit de l'essai pressiométrique, dont nous ne contestons pas, bien entendu, le grand intérêt.

BIBLIOGRAPHIE

CASSAN M. (1978), *Les essais in situ en mécanique des sols*, tome 1 réalisation et interprétation, Eyrolles, Paris.
 CORTE J.-F. (1985), IV-5 *L'évaluation du risque de liquéfaction à partir des essais en place*, Génie parasismique, Presses ENCP, pp. 323-331.

COVILLE-FEUILLADE M.-P. (1990), *Corrélations entre le Standard Penetration Test et le pressiomètre*, mémoire présenté en vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur en géophysique et géotechnique, le 19.10.90, Institut en Sciences et Technologie, université Pierre et Marie CURIE.

MEYNARD L. (1975), *Notice générale D60, Le Pressiomètre*, pp. 3-12.

SANGLERAT G. (1972), *The penetrometer and soil exploration*, Elsevier Publishing Compagny Amsterdam-London-New York, pp. 145-155.

ÉCOLE NATIONALE DES PONTS ET CHAUSSÉES FORMATION CONTINUE

Sessions de formation Géotechnique, matériaux, structures Routes, ouvrages d'art

La maîtrise de la qualité dans les terrassements	4 au 6 février	Orléans
Session de base : conception et construction des chaussées	11 au 13 février	Paris
Les géotextiles : dimensionnement et utilisation	17 au 19 mars	Paris
La qualité dans les ouvrages d'art : du concept à l'action	17 au 19 mars	Paris
Les liants hydrocarbonés	17 au 20 mars	Aix-en-Provence
Les barrages enterrés	24 au 26 mars	Paris
Ingénierie du matériau béton : formuler pour maîtriser	24 au 26 mars	Paris
Evolutions récentes des matériels de travaux routiers	24 au 26 mars	Blois
Les méthodes de calcul de stabilité des ouvrages en géotechnique	31 mars au 2 avril	Paris
Organisation, conduite et surveillance des chantiers routiers	31 mars au 2 avril	Paris
Les enrobés drainants	31 mars au 2 avril	Paris
Efforts d'accostage et d'ammarrage - défenses et Ducs d'Albe	7 et 8 avril	Le Havre
Revêtements minces et très minces	7 au 9 avril	Paris
Application de la résistance des matériaux au calcul des ouvrages d'art	7 au 9 avril	Paris
Les géomembranes et leurs applications	7 au 9 avril	Paris
La corrosion en site portuaire - la protection	9 et 10 avril	Le Havre
Eurocode 3	14 au 16 avril	Paris
Entretien, réparation et renforcement des ouvrages en béton	21 au 23 avril	Paris
Géotechnique des tunnels	12 au 14 mai	Paris
Journées d'étude : Les émulsions de bitume	26 et 27 mars	Paris

*Pour toute information, s'adresser à l'E.N.P.C./D.F.C.A.I.,
28, rue des Saints-Pères, 75007 PARIS.
Tél.: 16 (1) 42.60.34.13 (Christine Rose).*

RÉSUMÉS DE THÈSES

I. DJERAN, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées

Etude des diffusions thermique et hydraulique dans une argile soumise à un champ de température

La conductivité thermique des roches argileuses est un paramètre essentiel qui conditionne la diffusion de température et de pression interstitielle dans un massif soumis à un chargement thermique. Grâce à une expérience de laboratoire sur modèle réduit, on montre que cette conductivité thermique dépend de la température dans un sens non favorable à l'évacuation de la chaleur et on établit que les mouvements de l'eau interstitielle se produisent de la source chauffante vers l'extérieur mais restent de faible amplitude. Un modèle simple de milieu poreux et des outils numériques spécialement développés permettent de rendre compte de ces phénomènes et d'évaluer leur incidence sur le comportement de structures souterraines.

Thèse financée par la CCE-DG XII et le CEA-IPSN, dirigée par Dr G. ROUSSET, G 3S, Ecole polytechnique.

D. BERNAUD, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées

Tunnels profonds dans les milieux viscoplastiques : Approches expérimentale et numérique

Ce travail traite essentiellement de l'interaction entre massif et soutènement. On étudie en particulier l'influence du comportement différé du massif ainsi que celle de la rigidité et des conditions de mise en œuvre du soutènement sur l'équilibre à long terme des tunnels profonds.

Le problème complexe d'interaction massif viscoplastique-soutènement plastique est traité par voie expérimentale et numérique.

L'étude comparative des résultats des calculs numériques 3D des tunnels avec ceux donnés par la méthode convergence-confinement montre que cette méthode approchée conduit à des résultats parfois trop imprécis. On propose une nouvelle méthode approchée en élasticité, la « nouvelle méthode implicite », qui permet de mieux prendre en compte l'effet de la rigidité du soutènement sur la valeur de la convergence avant pose.

Directeur de thèse : Gilles ROUSSET, G 3 S, Ecole Polytechnique, 91128 Palaiseau Cedex.

R. REVALOR, Institut National Polytechnique de Lorraine

La maîtrise des coups de terrains dans les exploitations minières

Depuis une quinzaine d'années, les mines de charbon françaises sont le siège de coups de terrains, qui se manifestent par une explosion brutale de la couche de charbon au voisinage des chantiers. Compte

tenu de l'incidence de ces phénomènes au niveau de la sécurité des chantiers, d'importants programmes de recherche ont été engagés pour mieux les comprendre, les prévoir et les prévenir.

Ce mémoire présente les principaux résultats obtenus suivant trois axes :

— description des coups de terrains observés et des facteurs naturels et d'exploitation qui apparaissent jouer un rôle dans leur déclenchement : structure tectonique des gisements, contraintes naturelles et d'exploitation, nature des terrains ;

— analyse des mécanismes de rupture à l'origine des coups de terrains ;

— présentation des méthodes de lutte mises en œuvre pour combattre ces phénomènes : planification de l'exploitation et méthodes locales de prévision et de prévention déclenchées au chantier.

La conclusion dégage les axes de recherche qu'il apparaît essentiel de développer pour améliorer la maîtrise des coups de terrains dans les futurs secteurs d'exploitation.

Personne à joindre : J.P. PIGUET.

M. ASOF, Institut National Polytechnique de Lorraine

Etude du comportement mécanique des massifs rocheux fracturés en blocs (méthodes à l'équilibre limite) : réalisation et applications.

Le creusement d'une excavation en massif rocheux dans lequel la présence de discontinuités (fractures) est importante permet aux blocs autour de celle-ci de tomber vers le vide. Le travail effectué concerne donc la modélisation du comportement mécanique des massifs rocheux fracturés à partir de la modélisation géométrique issue de RESOBLOK : base de départ.

Ce travail peut être décomposé en trois parties. Dans la première partie, nous aborderons l'élaboration des méthodologies actuelles d'analyse de stabilité en milieu discontinu. Deux techniques d'étude de blocs isolés fondées sur l'analyse de l'équilibre limite seront envisagées : la théorie du bloc clef de GOODMAN et SHI et celle de WARBURTON. La prise en compte de la contrainte de confinement et de la possibilité du choix de soutènement avec boulonnage a également été développé pour qu'elle soit bien adaptée à leurs formulations.

La seconde partie portera sur les aspects relatifs au choix des méthodes proposées, compte tenu de la base des données des blocs, et à la réalisation du logiciel « BSA » en aval de RESOBLOK. Enfin, nous présenterons les différentes applications de la méthodologie développée sur les cas concrets : mine à ciel ouvert, cavité de grandes dimensions et galerie minière à grande profondeur. Ces applications montrent le rôle positif des modèles de blocs pour ce qui concerne la description des phénomènes et leur compréhension.

Personne à joindre : J.P. PIGUET.

ACHEVÉ D'IMPRIMER
SUR LES PRESSES DE
L'IMPRIMERIE CHIRAT
42540 ST-JUST-LA-PENDUE
EN JANVIER 1992
DÉPÔT LÉGAL 1992 N° 6512