

Sommaire

REVUE
FRANÇAISE
DE
GÉOTECHNIQUE
N° 110
1^{er} trimestre 2005

Hommage à J. Kerisel	3
Étude en laboratoire par méthodes acoustiques de l'endommagement des roches de craie et corrélation avec des résultats <i>in situ</i>	9
G. SENFAUTE, D. AMITRANO, F. LENHARD, J. MOREL	
Caractérisation géostatistique du sol lacustre de la vallée de Mexico	19
G. AUVINET, M. JUÁREZ, Y.P. VALDEZ	
Condition de glissement sous les ouvrages poids portuaires. Étude bibliographique	27
A. CORFDIR, J.-J. TRICHET	
Contraintes résiduelles dans des éprouvettes cylindriques	41
P. BÉREST, G. VOUILLE	
Comparaison des niveaux de sécurité, calage d'un coefficient de modèle pour la résistance ultime des pieux sous charges axiales	51
R. FRANK, J.-B. KOVARIK	
Mesure de la masse volumique de l'eau interfoliaire dans les smectites : application aux courbes capillaires	69
J. RAYNAL	
NOTES TECHNIQUES	
Analyse des facteurs d'instabilité des tunnels par la méthode du calcul à la rupture	77
M. KHEMISSA	
Contribution à l'identification des sols effondrables	85
K. ABBECHÉ, L. MOKRANI, A. BOUMEKIK	

**Hommage à
Jean LEHUEROU KERISEL
(1908-2005)**



C'est avec une grande émotion et une profonde tristesse que nous avons appris le décès de Jean Kerisel, survenu à son domicile de l'avenue d'Eylau le 22 janvier 2005.

Une collaboration de plus de cinquante ans, à l'origine d'une amitié partagée, forte et durable, me donne aujourd'hui l'honneur et le privilège d'évoquer sa mémoire, celle d'un homme qui est resté toujours jeune et qui aimait profondément la vie, qui a su conduire avec une égale perfection et un parfait équilibre sa vie personnelle, familiale et professionnelle, d'une grande intelli-

gence, d'une large ouverture d'esprit, d'une qualité de cœur à l'écoute de tous, d'un courage et d'une volonté qui ne se sont jamais démentis.

Tous ceux qui l'ont approché ont été séduits par la simplicité de son accueil et sa totale disponibilité ; il savait aller vite à l'essentiel, sans jamais perdre de vue le côté humain dont témoignait la bienveillance qu'il manifestait à l'égard d'autrui, ce qui n'altérait en rien son jugement sur les hommes.

Avant de retracer le parcours exemplaire de Jean Kerisel, je tiens d'abord à rappeler que son destin a été marqué par sa rencontre avec l'éminent ingénieur et savant Albert Caquot. Ces deux grands constructeurs sont l'un et l'autre originaires de deux régions situées aux extrémités est et ouest de la France, et qui ont pour caractéristique commune d'être constituées par des socles d'âge géologique ancien, les Ardennes et la Bretagne, régions auxquelles ils ont été profondément attachés et qui ont marqué leur personnalité. La science et la technique les ont rapprochés, et, plus encore, le mariage, en 1931, de Jean Kerisel avec la fille unique d'Albert Caquot. Cette union sans faille durant soixante-six ans est à l'origine d'un foyer au sein duquel un accueil chaleureux a toujours été réservé à la famille et aux amis.

Originaire d'une famille de juristes bretons, Jean Kerisel est né le 18 novembre 1908 à Saint-Brieuc (Côtes-d'Armor). Après des études classiques au lycée Anatole Le Braz à Saint-Brieuc, puis au lycée Saint-Louis à Paris, il entre à l'École polytechnique (promotion 1928), ce qui le conduit à l'École nationale des ponts et chaussées, dont il sort major en 1933. Chargé de mission au cabinet du ministre des Travaux publics, puis ingénieur des Ponts et Chaussées à Orléans de 1933 à 1940, il s'intéresse, dès cette époque, au développement théorique et pratique de ce qui allait devenir la discipline mondialement reconnue de la mécanique des sols. Il obtient en 1935 le titre de docteur ès sciences physiques à la Sorbonne, en soutenant une thèse sur l'étude du frottement des milieux pulvérulents et son application à l'étude des fondations.

Durant la guerre de 1939-1945, officier du Génie, décoré de la Croix de guerre avec citation, il poursuit sa carrière en tant que directeur technique du commissariat à la Reconstruction, puis directeur du Plan et directeur de la Construction au ministère de la Reconstruction, de 1944 à 1951. Le travail est énorme, il s'en acquitte en apportant une collaboration active et confiante à l'action successive des ministres Raoul Dautry et Claudius Petit. Ayant été nommé directeur général honoraire au ministère de la Reconstruction en 1951, il démissionne pour passer dans le secteur privé.

Il fonde alors, en 1952, le bureau d'études SIMECSOL, spécialisé dans le domaine de la géotechnique, des infrastructures et structures. Dans le même temps, il est nommé professeur du cours de mécanique des sols à l'École nationale des ponts et chaussées, poste qu'il occupera de 1951 à 1969, recevant le titre de professeur honoraire en 1970.

Il assurera la présidence de SIMECSOL jusqu'en 1979, en en contrôlant le développement harmonieux et en participant, en tant que concepteur, expert ou conseil, aux projets de génie civil dont SIMECSOL est chargé, n'en citant que quelques-uns :

- fondations des ponts Houphouët Boigny à Abidjan, d'Onitsha au Nigeria, de Maracaibo au Venezuela, de l'Alma à Paris ;
- barrages en terre et enrochements de Matemale et d'Arzal ;
- travaux souterrains du RER, ligne A, à Paris, du CERN à Genève ;
- travaux portuaires à Sibari en Italie, Douala au Cameroun ;
- fondations d'ensembles industriels et immobiliers, Usinor à Dunkerque, centrales nucléaires de Mardyck et de Belleville-sur-Loire, tours de la Défense, tour Montparnasse.

Parallèlement, Jean Kerisel poursuit études et recherches, le conduisant à publier de très nombreux articles scientifiques et techniques, en particulier à l'occasion des congrès quadriennaux organisés par le Comité international de méca-

nique des sols. Il publie avec Albert Caquot le livre de base *Traité de mécanique des sols*, qui fera l'objet de plusieurs éditions en 1949, 1956, 1958 et 1966, assorti des *Tables de poussée, butée, force portante des fondations*, parues dès 1948.

Il participe à l'évolution des techniques dans le domaine des fondations et travaux souterrains, il encourage les méthodes nouvelles, prenant pour exemple l'introduction en France et le développement de la vibroflottation, à l'occasion de la création du complexe sidérurgique d'Usinor à Dunkerque.

Alors qu'il était encore directeur de la Construction, il prépare et lance un concours sur les méthodes de mesure de la résistance des sols à la pénétration, concours à l'origine du développement du *pénétromètre* en France, complétant la méthode plus expérimentale du *Standard Pénétration Test* chère aux Anglo-Saxons.

Par la suite, il accueille Louis Ménard dans ses premières expérimentations et l'encourage à les poursuivre, donnant ainsi naissance au *pressiomètre*, dont Louis Ménard aura le mérite d'assurer le développement avec le succès que nous connaissons.

Pour toute une génération d'ingénieurs, qui a reçu son enseignement et a participé à ses côtés à la conception et à la réalisation des infrastructures de nombreux ouvrages de génie civil, il a été le Maître et le Conseiller amical ayant permis à une discipline encore jeune de se développer et de s'imposer dans le domaine de la construction.

Ses disciples et ses pairs l'ont reconnu tant en France qu'à l'étranger, l'éli-sant président du Comité français de mécanique des sols et travaux de fondations, poste qu'il occupera de 1969 à 1973, et qu'il abandonnera pour occuper la présidence, jusqu'en 1979, de la Société internationale de mécanique des sols et travaux de fondations. Il a également présidé, en 1968-1969, la Société des ingénieurs civils de France, devenue Société des ingénieurs et scientifiques de France.

Il a entretenu avec ses élèves, ses disciples, ses collaborateurs, ses collègues, en France et à l'étranger, des relations suivies et très souvent chaleureuses, qui faisaient de lui une personnalité connue et respectée dans le monde entier.

Ses mérites ont été reconnus par de nombreuses distinctions qui lui ont été accordées tant en France qu'à l'étranger : élevé à la dignité de commandeur de la Légion d'honneur en 1975, nommé par décret en 1983 ingénieur général des Ponts et Chaussées honoraire au titre des ingénieurs qui, au cours de leur carrière, ont illustré leur corps d'origine. Il fut désigné, en 1975, pour la conférence Rankine qui est donnée, tous les deux ans, devant la British Geotechnical Society, par un professeur étranger. La conférence qu'il prononça, dans un anglais qu'il avait eu à cœur de travailler longuement pour en soigner la forme, porte le titre suivant : *Old Structures in relation with soil conditions (15th Rankine Lecture)*.

En dépit d'une activité professionnelle intense, l'ayant conduit à parcourir les cinq continents, Jean Kerisel a toujours su consacrer le temps nécessaire pour assurer un équilibre harmonieux dans sa vie tant sur le plan familial que culturel et sportif. Curieux de toute culture, mélomane averti, grand lecteur, ses activités sportives au tennis et au golf l'ont même conduit à un niveau digne d'un professionnel.

A partir de 1979, une troisième voie s'offre à Jean Kerisel. Certes, il peut consacrer plus de temps à sa famille qui, avec la naissance de ses petits-enfants et arrière-petits-enfants, s'est grandement élargie, à ses amis et à ses loisirs ; mais, travailleur infatigable, ne cessant de former de nouveaux projets, son activité professionnelle l'ayant conduit au Caire pour les travaux du métro, il se passionnera pour l'Égypte des Pharaons, pour cette civilisation qui s'est perpétuée durant plus de trois mille ans avant notre ère en s'adaptant au cycle de la création et en nous abandonnant les témoins de sa culture, nous laissant le soin d'en interpréter le sens. Cette passion conduira Jean Kerisel, qui avait le goût de l'écriture, à nous livrer son analyse et ses réflexions d'homme et de constructeur dans plusieurs ouvrages :

- *Down to Earth - Foundations Past and Présent : The Invisible Art of Builder* (1987) ;
- *La Pyramide à travers les âges, Mythes et Religions* (1991) ;
- *Génie et démesure d'un pharaon : Khéops* (1996) ;
- *Le Nil : l'espoir et la colère* (1999) ;
- *Pierres et Hommes, des Pharaons à nos jours* (2004).

Ce dernier livre, publié le 26 décembre 2004, a conduit Jean Kerisel, au terme de sa vie consacrée à la construction, à s'interroger sur *le langage des pierres qui sont parfois les victimes des hommes et pour certaines esclaves de*

leurs rêves, une trop grande témérité pouvant conduire à de grands catastrophes.

Du fait de son admiration et par fidélité, Jean Kerisel est également l'auteur d'une biographie retraçant la vie hors du commun d'Albert Caquot. Après un premier livre, publié en 1978, deux ans après la mort de cet éminent ingénieur, un deuxième livre, plus complet, publié en 2001, dont le sous-titre *Savant, Soldat et Bâtitteur* résume ce qu'a été l'un des plus grands des ingénieurs français.

D'Austin, Texas, où se tenait la réunion du directoire de la Société internationale de mécanique des sols et de la géotechnique, son actuel président William F. Van Impe, en adressant à sa famille le témoignage de sa profonde douleur devant la disparition de « notre grand ami et grand seigneur J. Kerisel », l'a fait au nom de toute la communauté internationale des géotechniciens et, en particulier, de ses éminents prédécesseurs avec lesquels Jean Kerisel avait noué des relations d'estime et d'amitié.

Je conserverai, avec tous ceux qui l'on connu, admiration et gratitude pour celui qui fut mon maître et mon ami, qui, en dépit de *l'infinie mélancolie de l'âge avancé*, aggravée par le décès de son épouse en 1998, a su, jusqu'au dernier jour, conserver sa lucidité, sa jeunesse d'esprit, son amour de la vie. Reprenant à mon compte, en l'appliquant à Jean Kerisel, les paroles de Roger Coquand alors vice-président du Conseil général des ponts et chaussées qui, retraçant la vie d'Albert Caquot dans le grand amphithéâtre portant son nom de l'École nationale des ponts et chaussées, soulignait que *parmi toutes les grâces qui furent accordées à cet homme exceptionnel, la plus précieuse fut peut-être celle qu'au soir de sa longue vie il n'eut pas de crépuscule*.

Je suis l'interprète de tous pour dire à ses enfants que nous partageons avec eux la tristesse du départ de celui dont le souvenir restera présent dans nos cœurs et nos pensées, et pour les assurer de nos sentiments d'amicale sympathie.

Michel BOURRU de LAMOTTE
ENPC 1952, SIMECSOL, 1952-1990

Articles de Jean Kerisel

Articles publiés pendant sa carrière de fonctionnaire

(en dépôt à la Bibliothèque nationale)

- 1946 « Le plan de reconstruction et ses exigences économiques et financières ».
- 1948 « Point actuel de la reconstruction, ses perspectives d'avenir ».
- 1946 « Le problème de l'habitation du point de vue industriel ».
- 1950 « Problèmes généraux de la construction et de la reconstruction en France et en Grande Bretagne ».

Articles concernant l'urbanisme souterrain

- 1968 « La Rénovation de Paris », *Revue économique française*, n° 1, Société de géographie commerciale, Paris.
- 1968 « L'Urbanisme souterrain », conférence faite à la Société royale belge des Ingénieurs et des Industriels le 9 octobre, publiée dans la *Revue de la Société royale belge des ingénieurs et des industriels*, n° 3, mars 1969 et dans la *Revue Sciences et Techniques*, n° 9.
- 1970 « Choix des voies souterraines à réserver sous Paris », rédigé à la demande de M. Ligen, directeur de l'Atelier parisien d'urbanisme (Préfecture de la Seine), 16 février 1970.

Articles techniques

- 1935 *Contribution à l'étude du frottement des milieux pulvérulents et application à l'étude des fondations*. Thèse de doctorat en Sorbonne (3 juillet 1935), Gauthier-Villars, Paris.
- 1935 *L'hystérésis dans les phénomènes mécaniques*. Thèse de doctorat en Sorbonne (3 juillet 1935), Gauthier-Villars, Paris.
- 1937 « L'hystérésis dans les milieux pulvérulents », *Annales des Ponts et Chaussées*, n° 23, novembre 1938.
- 1939 « La force portante des pieux », conférence du 26 avril 1939 à l'ITBTP, *Annales des Ponts et Chaussées*.
- 1948 « Théorie générale de la force portante des pieux », co-auteur avec A. Caquot, revue *Travaux*, juin 1948.
- 1952 « Sur le terme de surface dans le calcul des fondations en milieu pulvérulent », co-auteur avec A. Caquot, *Annales de l'ITBTP*, mars-avril 1953.

- 1952 « Courbes de glissement de sol sous la pointe des pieux », co-auteur avec A. Caquot, *Annales de l'ITBTP*, mars-avril 1953.
- 1953 « Déformations et contraintes au voisinage des pieux », communication faite le 5 mai 1953 à la Société belge de mécanique des sols, publiée par l'Association belge pour l'étude, l'essai et l'emploi des matériaux, ABEM, Bruxelles.
- 1956 « Historique de la mécanique des sols en France jusqu'au XX^e siècle » *Géotechnique*, décembre 1956, p. 151-166 (publié aussi par The Institution of Civil Engineers, Londres).
- 1957 « Soils Mechanics and Foundation Engineering », comptes rendus du 4^e Congrès international de mécanique des sols et des travaux de fondations, Londres, août 1957.
- 1957 « Mesures *in situ* pour déterminer la portance d'une fondation, Interprétation des résultats du pénétromètre », *Cahiers du C STB*, n° 30, cahier n° 254, p. 1-22.
- 1957 « Poussée des terres sur les ouvrages et tunnels », comptes rendus du 4^e Congrès international de mécanique des sols et des travaux de fondations, Londres, août 1957.
- 1958 « Fondations profondes en terrains médiocres », *Annales de l'ITBTP*, février 1958.
- 1958 « Puits d'essai du pont rail-route d'Abidjan », revue *Travaux*, avril 1958.
- 1958 « La mécanique des sols : recherches et investigations récentes », revue *Travaux*, septembre 1958.
- 1961 « Fondations profondes en milieu sableux », comptes rendus du 5^e Congrès international de mécanique des sols et des travaux de fondations, Paris, t. II, p. 73.
- 1962 « Résumé de quelques expériences de fondations profondes dans des sols pulvérulents », *Bulletin n° 7 de la Sociedad Venezolana de Mecanica del Suelo e Ingenieria de Fundaciones*, avril-mai-juin 1962.
- 1962 « Fondations profondes », co-auteur avec M. Adam, *Annales de l'ITBTP*, novembre 1962, n° 179.
- 1962 « Barrages en terre, leur conception et leur calcul », *Coopération technique*, ASTEF, avril-juin 1962.
- 1963 « Le pont en béton précontraint de 8 678 m de longueur sur le lac Maracaïbo (Venezuela) », revue *La Technique des Travaux*, septembre-octobre 1963.
- 1963 « Stabilisation des sols par effet progressif de dalle dans l'utilisation des laitiers ».
- 1963 « Nécessité de rapporter les tassements au rayon moyen de la surface chargée et les pressions appliquées aux pressions limites », Congrès européen de mécanique des sols et travaux de fondations, Wiesbaden.
- 1964 « Évolution de la mécanique des sols », extrait du volume d'hommage au Professeur F. Campus.
- 1964 « Deep foundations basic experimental facts », *Deep Foundations Conference*, Mexico.
- 1965 « Résistance de pointe en milieux pulvérulents de serrages divers », co-auteur avec R. L'Herminier et Y. Tcheng, comptes rendus du 6^e Congrès international de mécanique des sols et des travaux de fondations, Montréal.
- 1965 « Vertical and horizontal bearing capacity of deep foundations in clay », conférence donnée à Duke University, USA.
- 1965 « Classification des propriétés des argiles saturées en fonction de l'indice des vides », co-auteur avec A. Caquot, comptes rendus du 6^e Congrès international de mécanique des sols et des travaux de fondations, Montréal.
- 1967 « Scaling laws in soils mechanics », conférence au Congrès panaméricain de mécanique des sols, Caracas.
- 1968 « Settlements under foundations. Calculation using the triaxial apparatus », co-auteur avec M. Quatre, *Civil Engineering*, mai-juin 1968.
- 1969 « Charges limites d'un pieu en milieux argileux et limoneux », co-auteur avec M. Adam, comptes rendus du 7^e Congrès international de mécanique des sols et des travaux de fondations, Mexico.
- 1972 « Le langage des modèles en mécanique des sols », comptes rendus du 5^e Congrès européen de mécanique des sols et des travaux de fondations, vol. 1, Madrid.
- 1972 « Mesure de poussée et de butée faite avec 42 paires de butons asservis », comptes rendus du 5^e Congrès européen de mécanique des sols et des travaux de fondations, vol. 1, Madrid.
- 1973 « État actuel de nos connaissances en mécanique des sols, lacunes et progrès », communication faite, à l'occasion de la 5^e Conférence Raoul Dutron, à l'Association belge pour l'étude, l'essai et l'emploi des matériaux, publication ABEM, n° 407.

- 1973 « Le barrage d'Arzal, Un barrage sur sol très compressible construit au travers d'un estuaire à marée », *Géotechnique*, mars 1973, n° 1, 23, p. 49-65 (publié aussi par *The Institution of Civil Engineers*, Londres).
- 1973 « Contraintes exercées par le sol sur la station Auber, Paris », comptes rendus du 8^e Congrès international de mécanique des sols et des travaux de fondations, Moscou.
- 1973 « Bicentenaire de l'essai de 1773 de Charles Augustin Coulomb », Introduction au 8^e Congrès international de mécanique des sols et des travaux de fondations, Moscou, et revue *Travaux*, octobre 1973, Paris.
- 1975 « Old structures in relation to soil conditions », 15th Rankine Lecture à Imperial College, Londres, *Geotechnique*, 25, n° 3, p. 433-483.
- 1975 « Problemi del porto de Sibari », Associazione Geotecnica Italiana, XII Convegno nazionale di geotecnica, cosenza, 18-21 settembre 1975.
- 1976 « Transmission des surcharges à travers un massif », *Annales de l'ITBTP*, supplément au n° 335.
- 1977 « Soulèvements d'une argile déchargée et leur prévision », co-auteur avec P. Savey, IX^e Congrès international, Tokyo.
- 1978 « Exploitation de l'énergie marémotrice disponible dans la baie du Mont-Saint-Michel », exposé devant l'Académie des sciences.
- 1978 « Coulomb et la rhéologie », co-auteur avec R. Persoz, *Industrie minière*, 15 juin 1978 (publié aussi en 1979 par la British Society of Rheology).
- 1978 « Méthode convergence-confinement pour le calcul des revêtements de tunnels ».
- 1981 « Quelques réflexions sur l'interaction sol-structure », Collège international des sciences du bâtiment.
- 1982 « Les chantiers et monuments du passé : leçons pour l'ingénieur et l'architecte, Panama, Panthéon, Pise, Chine du XI^e siècle », *Annales de l'ITBTP*, 410, p. 37-80.
- 1982 « Perspectiva historica de la ingenieria geotecnica », Real Academia de Ciencias Exactas, Fisicas y Naturales, Madrid.
- 1983 « Les restaurations à travers le temps, un facteur important : le sol. Exemple d'une restauration célèbre : celle du Panthéon français », conférence à l'École polytechnique.
- 1985 « Histoire de l'ingénierie géomécanique jusqu'à 1700 ». Livre d'Or sur l'histoire de la géomécanique écrit pour le cinquantième anniversaire de la Société internationale de mécanique des sols et travaux de fondation, XI^e Congrès international de San Francisco, Balkema, Rotterdam.
- 1985 « Evaluation of the small cohesion existing in natural sands deemed to be cohesionless », *Acta Technica Academiae Scientiarum Hungaricae*, 98 (1-2), p. 87-95.
- 1988 « Civilisation et monuments », exposé devant l'Académie des sciences morales et politiques.
- 1988 « A glimpse of geotechnical engineering during the fourth and third millennia BC », comptes rendus d'un symposium international organisé par le groupe national grec de l'IAEG, Balkema, Rotterdam.
- 1992 « History of retaining walls design », *Proc. of the Conf. Retaining Structures* (Inst. of Civ. Eng., Cambridge, 20-23 juillet 1992), Londres, Thomas Telford, 1993, p. 1-16.
- 2000 « History of retaining wall design », *Geotecnica en el año 2000. Libro homenaje a José Antonio Jiménez Salas*.

Articles sur l'égyptologie

- 1984 « L'invention dans la pyramide égyptienne. Imhotep et ses successeurs », symposium interdisciplinaire de sciences humaines et physiques, avril, université de Naples.
- 1996 « Liaisons interocéaniques des XIX^e et XX^e siècles : Suez et Panama, lointaines conséquences de l'expédition d'Égypte. De Jomard (1794) à Bunau-Varilla (1878) en passant par Godin de Lépinay (1840) », revue *La Jaune et la Rouge*, n° 512, p. 53-59.
- 2002 « The tomb of Cheops and the testimony of Herodotus », 29 janvier 2002. *Discussions in Egyptology* 53, Oxford, p. 47 à 55.
- 2003 « Le tombeau de Khéops et une vérification peu coûteuse », conférence à la FNTP et revue *Travaux*, n° 796, p. 68-76.

Étude en laboratoire par méthodes acoustiques de l'endommagement des roches de craie et corrélation avec des résultats *in situ*

G. SENFAUTE
D. AMITRANO
F. LENHARD
J. MOREL

INERIS et LAEGO
École des mines
Parc de Saurupt
54042 Nancy
senfaute@
mines.inpl-nancy.fr
amitrano@
mines.inpl-nancy.fr

Résumé

Les falaises crayeuses qui forment une proportion non négligeable du littoral européen sont le siège d'importants éboulements rocheux. Une meilleure compréhension des mécanismes à l'origine de ces éboulements est fondamentale pour le développement d'une méthodologie basée sur l'écoute microsismique comme moyen de détection des signes précurseurs des grands éboulements de fronts rocheux. Pour mieux comprendre ces mécanismes, une étude de l'endommagement des roches de craie par méthodes acoustiques est effectuée en laboratoire et corrélée avec des résultats *in situ*. L'étude de l'évolution de l'énergie sismique libérée a montré qu'une augmentation significative de l'énergie sismique des événements prédit la rupture de l'échantillon en laboratoire et l'éboulement sur site. L'étude de l'évolution fréquentielle de signaux a montré, aussi bien en laboratoire que sur le site, que l'initiation de la rupture se caractérisait par un décalage du spectre des signaux vers les hautes fréquences.

Mots clés : émission acoustique, éboulement, falaise, craie, auscultation microsismique.

Laboratory study of chalk rocks damaging by acoustic methods and correlation with *in situ* results

Abstract

The chalky cliffs, which form a considerable proportion of the European coastline, are subject to significant collapses. A better understanding of the mechanisms leading to these collapses is fundamental to develop a methodology based on microseismic monitoring technique to predict cliffs collapses. For better understanding these mechanisms, an experimental study on chalk rocks damaging by acoustic emission methods is carried out in laboratory and is correlated with *in situ* results. The study of seismic energy released showed that a significant increase of seismic energy events predicts the rupture of the samples in laboratory and the rock collapse on site. The frequency spectrum analysis of the signals, in both laboratory and the site, showed that the start of the rupture is characterized by a progressive shift of the signals spectrum towards the high frequencies.

Key words : acoustic emission, collapse, microseismic monitoring, cliff, chalk.

NDLR : Les discussions sur cet article sont acceptées jusqu'au 1^{er} septembre 2005.

Introduction

A l'échelle de l'échantillon de laboratoire, la sollicitation mécanique de la roche engendre l'apparition et la propagation de fissures. Ce phénomène de microfissuration peut être observé par le biais de l'émission acoustique qu'il engendre (Lockner, 1993). La croissance et l'interaction de fissures à petite échelle conduisent au développement de fractures macroscopiques et ainsi à la ruine de l'échantillon. L'observation de l'émission acoustique, en laboratoire, au cours d'une sollicitation mécanique constitue une source d'information importante pour l'étude et la compréhension des processus de rupture dans les roches. Elle constitue ainsi un moyen d'observation de l'évolution de l'endommagement depuis le stade où elle est répartie de façon diffuse dans le matériau jusqu'à celui où elle se localise le long d'une discontinuité macroscopique pour aboutir à la rupture de l'échantillon (Lockner et Byerlee, 1991; Amitrano, 2003). L'étude de l'émission acoustique constitue donc une approche d'analyse et de compréhension de l'endommagement, dans l'optique de l'étude de la sismicité à plus grande échelle.

L'objectif de la recherche présentée est d'étudier, en laboratoire, l'endommagement d'échantillons de craie par des méthodes acoustiques et de comparer les résultats avec ceux des expérimentations *in situ* effectuées sur le site de Mesnil-Val, en Haute-Normandie. Les données expérimentales, issues de cette recherche, visent ainsi à mieux comprendre les mécanismes complexes à l'origine des éboulements de fronts rocheux crayeux qui constituent un danger direct pour l'homme et les habitations du littoral.

Pour répondre à l'inquiétude croissante des autorités face aux difficultés de sécurité civile et d'aménagement du territoire, générées par ces problèmes d'éboulements des falaises, un programme de recherche européen PROTECT⁽¹⁾ (PRediction Of The Erosion of Clified Terrains) a été mis en œuvre. C'est dans ce cadre que la technique d'écoute microsismique a été appliquée sur le site expérimental (Senfaute *et al.*, 2003; Busby *et al.*, 2002). Un réseau microsismique constitué de cinq stations de

(1) PROTECT regroupe les partenaires suivants: Geological Survey of Denmark and Greenland, British Geological Survey, Brighthon University, BRGM, INERIS.

mesure sismiques a été installé sur un front de falaise, sous surveillance permanente depuis janvier 2002. Une série d'échantillons sur site a été prélevée et a fait l'objet d'essais mécaniques en laboratoire avec mesures d'émission acoustique. Pour la réalisation de ces essais, une procédure spécifique permettant de coupler les mesures mécaniques et acoustiques a été développée.

Caractéristiques et comportement mécanique de la craie

Les craies ont un comportement mécanique très particulier, intermédiaire entre celui d'une roche et celui d'un sol. Le tableau I synthétise quelques caractéristiques mécaniques et physiques de la craie susceptibles de nous aider dans l'analyse et l'interprétation des essais effectués dans cette recherche.

Des études montrent que la craie sèche se comporte comme un solide élastique fragile, possédant une légère viscosité, sa rupture se produisant sans déformation permanente au terme d'une phase quasi linéaire de la courbe contrainte-déformation (Doremus, 1978). La rupture est explosive et se fait très souvent en colonnettes parallèles à l'axe de chargement. L'eau affecte le comportement du matériau avant et après rupture. En effet, pour un matériau saturé, la relation contrainte-déformation est beaucoup moins linéaire. Pour une même sollicitation, la craie saturée se déforme davantage que la craie sèche. Au cours de la phase précédant la rupture, on observe une augmentation de l'effet de viscosité qui se traduit par une hystérésis des courbes de charges-décharge plus prononcée (Schwartzmann, 1989). De plus, la fragilité de la rupture est fortement atténuée par la saturation en eau. Après l'apparition de la rupture, l'essentiel de la déformation a lieu par glissement sur un plan incliné. Le comportement de la craie sèche serait celui d'un solide élastique fragile avec une faible tendance à la viscosité. Néanmoins, pour des états de contrainte élevés, à composante volumique relativement importante par rapport à la part déviatorique, un comportement élasto (visco)-plastique est observé. Le comportement de la craie saturée est celui d'un solide visco-élastique. Des

TABLEAU I

Synthèse bibliographique sur les caractéristiques mécaniques de la craie (De Pomerai, 1999; Couvreur *et al.*, 1995; Pecqueur *et al.*, 1995; Henry, 1989; Schwartzmann *et al.*, 1989; Monjoie et Schroeder, 1989; Dorémus, 1978).

Porosité (%)		$20 < \phi < 45$
Teneur en eau à saturation (%)		$12 < w < 28$
Masse volumique (kg/m^3)		$1440 < d < 2050$
Vitesse de propagation des ondes P (m/s)		$1900 < V_p < 2800$
Vitesse de propagation des ondes S (m/s)	Craie sèche et calcaire	1470
Résistance à la compression uniaxiale (MPa)	Craie sèche	$1,5 < \sigma_r < 50$
	Craie saturée	$0,4 < \sigma_r < 9$
Module d'Young statique (MPa)	Craie sèche	$3000 < E_{\text{sec}} < 16000$
	Craie saturée	$740 < E_{\text{sat}} < 4500$
Module d'Young dynamique (MPa)	Craie sèche et calcaire	10700
Coefficient de Poisson		$0,13 < \nu < 0,25$
Coefficient de Poisson dynamique	Craie sèche et calcaire	$\nu = 0,30$

études plus récentes ont cependant mis en évidence que la craie présente un comportement plastique sous contrainte isotrope et, même, sous des contraintes non isotropes. Cela se traduit par un phénomène d'écrasement des pores, bien connu des pétroliers, impliquant des affaissements importants des plates-formes en mer du Nord (Maury, 1987).

3

Description et conduite des essais en laboratoire

3.1

Site expérimental et prélèvement des échantillons

Le site d'étude se situe en Haute-Normandie, dans la localité de Mesnil-Val. Ce site est constitué d'une falaise crayeuse de 50 mètres de haut, soumise à une forte érosion, et qui subit un recul moyen d'environ 0,5 à 1 mètre par an. Sur le front de la falaise, deux séries lithologiques principales sont observées: un banc du Turonien, situé en pied de falaise, constitué d'une craie massive à passées noduleuses, d'une épaisseur d'environ 10 mètres et un banc de craie épais du Coniacien (Sénonien inférieur), moins consolidé, fortement diaclasé et parcouru par de minces lits de silex subhorizontaux, l'épaisseur est d'environ 40 mètres. L'interface entre ces deux horizons est constituée par une couche marneuse épaisse de 20 cm environ (Fig. 1).

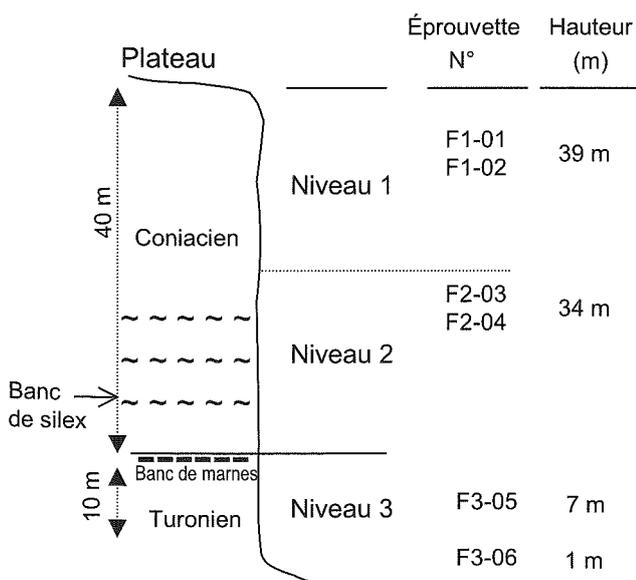


FIG. 1 Série lithologique simplifiée du front de la falaise avec la localisation des échantillons prélevés aux différents niveaux de la falaise.

Le relevé géologique réalisé au front de la falaise a montré, en partant du haut de la falaise, trois niveaux géologiques: les niveaux 1 et 2 (dans le Coniacien) avec le niveau 1, plus superficiel et plus fracturé que le niveau 2. Le niveau 3, situé sous le banc de marne, correspondant au Turonien et à la portion de falaise soumise directement à l'action des vagues. Ces trois niveaux ont aussi été identifiés par des mesures de vitesse de propagation des ondes sismiques qui ont montré des différences significatives entre les trois niveaux précédemment identifiés. Pour obtenir une bonne représentation du massif de craie constituant le front de la falaise, 8 blocs ont été prélevés sur les trois niveaux identifiés (Fig. 1). Sur le front de la falaise, les blocs ont été découpés en rappel et à la tronçonneuse comme le montre la figure 2. Ils ont été orientés de manière à réaliser les éprouvettes perpendiculairement à la stratification. A partir de 8 blocs prélevés sur le front de la falaise, 6 carottes (deux carottes par niveau) ont été extraites et ont fait l'objet de cette étude.

3.2

Réalisation des essais mécaniques et acoustiques

Les essais ont été effectués en compression uniaxiale. Un réseau de 8 capteurs acoustiques a été placé autour de l'échantillon (Fig. 3). Les capteurs utilisés sont de type piézoélectrique (transducteurs électromécaniques en céramique) avec une bande passante entre 100 et 900 kHz. La fréquence d'échantillonnage des signaux acoustique est de 10 MHz. L'amplification des signaux est de 40 dB. Le système scrute en permanence l'activité acoustique transmise par les capteurs. Lorsqu'un seuil fixé (seuil de déclenchement) est dépassé sur l'une des 8 voies du système, le signal est enregistré de manière synchrone sur l'ensemble des voies pour une durée de 409,6 μ s. Le système d'acquisition d'émission acoustique a été couplé au système d'acquisition de mesures mécaniques permettant d'enregistrer la contrainte appliquée, le déplacement relatif des plateaux et les déformations de l'éprouvette. Initialement, l'équipement des éprouvettes devait être constitué des jauges d'extensométrie. La forte porosité du matériau n'a pas permis d'équiper les carottes de manière satisfaisante (mauvaise tenue de la résine, effritement du matériau). La solution retenue a été d'équiper les éprouvettes avec des extensomètres en remplacement des jauges. Le matériel utilisé a été constitué d'une chaîne centrale permettant de mesurer les déformations latérales, et d'un système de mesure de la déformation axiale. Cette solution permet d'obtenir des mesures de déformation faibles mais ne permet pas de maintenir constant l'état hydrique du matériau au cours de l'essai. Par ailleurs, le collage des capteurs acoustiques nécessitait un matériau peu humide et la durée de mise en place des capteurs a conduit à une dessiccation quasi complète des éprouvettes. En fin d'essai, une détermination de la teneur en eau est réalisée sur les restes de chaque éprouvette, cette teneur en eau est considérée comme la teneur en eau de l'essai. Des très faibles valeurs de teneur en eau ont été obtenues pour les éprouvettes dans les deux niveaux supérieurs (Coniacien). Cependant, pour les deux éprouvettes prélevées dans la partie inférieure (Turonien) la teneur en eau en fin d'essai est non négligeable (voir Tableau II).

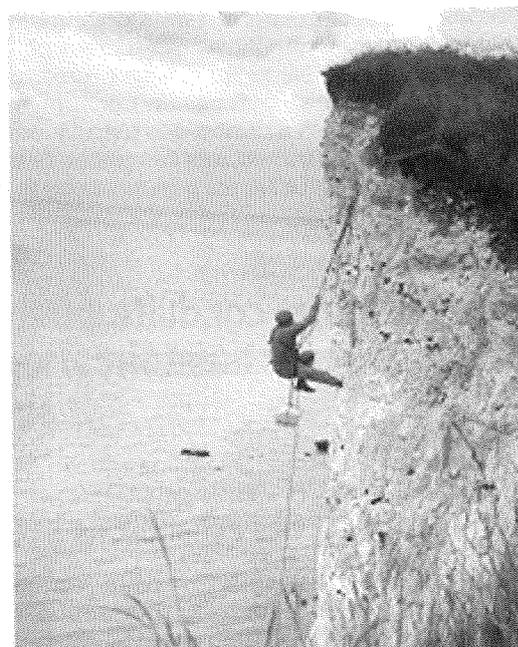


FIG. 2 Prélèvement des blocs de craie au front de la falaise de Mesnil-Val.

TABEAU II Paramètres mécaniques des échantillons étudiés.

Paramètres	Échantillon					
	F1-01	F1-02	F2-03	F2-04	F3-05	F3-06
Porosité totale par faciès (%)	45,2		45,4		42,4	
Teneur en eau initiale (%)	24	24	22	22	16	28
Teneur en eau en fin d'essai (%)	0,43	0,89	0,16	0,30	7,13	2,45
Masse volumique à sèche (kg/m ³)	1 510	1 510	1 530	1 550	1 710	1 540
Vitesse de propagation des ondes P (m/s)	2 047	2 050	2 032	2 099	2 438	2 587
Vitesse de propagation des ondes S (m/s)	1 160	1 146	1 126	1 161	1 001	1 165
Résistance en compression simple (MPa)	5	4	5,3	5,1	3,5	4,2
Module d'Young statique (MPa)	7 400	4 400	6 200	6 000	8 400	5 400
Coefficient de Poisson	0,25	0,15	0,18	0,19	-	0,20

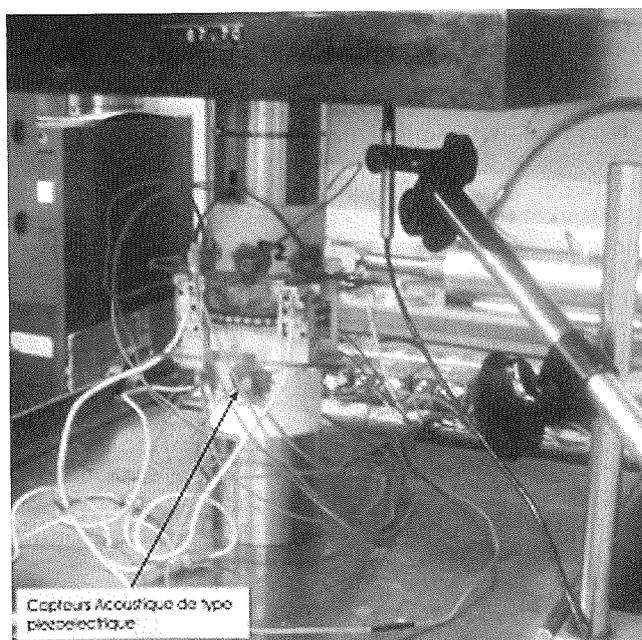


FIG. 3 Configuration des capteurs acoustiques autour de l'échantillon.

Les essais ont été réalisés sur une presse hydraulique asservie à vitesse de déformation constante ($5.10^{-6}.S^{-1}$) et des cycles de chargement-déchargement sont effectués à différents niveaux de contrainte. Des essais préliminaires ont fourni une estimation de la contrainte de pic et donc permis de programmer le système hydraulique pour obtenir une bonne répartition des cycles de chargement-déchargement sur l'ensemble de l'essai.

4

Résultats des essais en laboratoire

4.1

Comportement mécanique de la craie étudiée

Le tableau II présente les caractéristiques mécaniques mesurées pour chaque échantillon. Les contraintes à la rupture moyennes pour chaque niveau de craie prélevé au front de la falaise sont les suivantes :

- niveau 1 (sommet de la falaise) : 4,5 MPa ;

- niveau 2 (zone intermédiaire) : 5,2 MPa ;
- niveau 3 (partie basse de la falaise) : entre 3,5 et 4,2 MPa.

Les deux niveaux supérieurs (Coniacien) ne présentent pas de différences significatives des valeurs de contrainte de rupture. Le niveau inférieur (Turonien), malgré une porosité plus faible, présente une résistance en compression similaire, voire inférieure, à celle des niveaux supérieurs. Ceci pourrait s'expliquer par la présence d'une teneur en eau non négligeable en fin d'essai (voir Tableau II). L'ensemble des valeurs de résistance en compression se trouve clairement parmi les plus petites valeurs données dans la littérature ($1,5 < \sigma_r > 50$ MPa) pour des essais similaires sur de la craie sèche.

Le bloc prélevé au pied de la falaise (1 mètre de hauteur) présente une teneur en eau, avant essai, supérieure à celle des blocs prélevés au-dessus. La teneur en eau de ce bloc est de 28 %. Elle est équivalente à la teneur en eau à saturation maximale trouvée dans la littérature. Le bloc situé au pied de falaise est atteint par la mer lors de la marée haute et probablement maintenu dans un état de saturation totale par l'infiltration de l'eau de mer.

Pour l'ensemble des essais, la phase pré-pic est quasiment linéaire, très marquée, avec une déformation inélastique faible avant la première rupture. Le comportement post-pic se caractérise par plusieurs chutes de contrainte séparées par des paliers et, pour la plupart des éprouvettes, une importante phase de post-pic est observée, avec radoucissement sur une amplitude de déformation importante.

4.2

Caractéristiques des enregistrements acoustiques

Deux types d'enregistrements acoustiques sont effectués lors des essais en laboratoire : les enregistrements synchronisés de l'ensemble des traces sismiques lorsque deux capteurs au minimum ont dépassé un seuil de déclenchement établi (Fig. 4) et le nombre de coups d'émission acoustique qui correspond au nombre de fois où le seuil est dépassé (il n'y a pas d'enregistrement des traces sismiques). Ce dernier paramètre est un bon estimateur statistique de l'activité acoustique (Lockner, 1993). Le tableau III présente le nombre total d'événements enregistrés et le nombre de coups acoustiques enregistrés pour chaque essai.

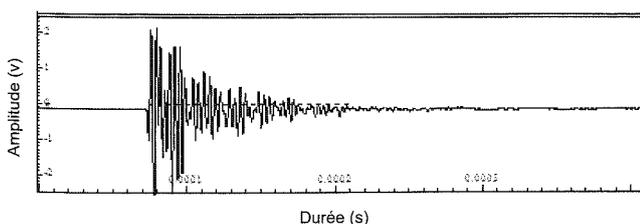


FIG. 4 Exemple d'une trace sismique enregistrée lors d'un essai.

TABLEAU III Nombre d'événements microsismiques et de coups acoustiques enregistrés lors de chaque essai.

Éprouvette	Nombre d'événements	Nombre de coups
F1-01	300	3 000
F1-02	460	3 450
F2-03	320	2 800
F2-04	255	1 900
F3-05	175	1 400
F3-06	110	1 500

4.3

Évolution de l'émission acoustique au cours de la déformation

Nous analysons le nombre de coups total d'émission acoustique compté sur la totalité des capteurs. L'étude de l'évolution du nombre de coups total cumulé au cours de la déformation a été effectuée pour l'ensemble des éprouvettes. Ceci a permis d'identifier pour chacune des éprouvettes étudiées les différentes phases de la déformation de l'échantillon. La figure 5 présente deux exemples de l'évolution du nombre de coups cumulé d'émission acoustique et du comportement mécanique associé. Les phases observées sont les suivantes :

- une phase de fermeture de pores et des microfissures préexistantes où l'activité acoustique est quasi nulle ;
- une phase linéaire importante qui se prolonge presque jusqu'au pic de contrainte avec une activité acoustique très faible. Au cours des cycles de déchargement-rechargement, on observe un comportement linéaire et réversible avec une faible hystérésis et une absence d'activité acoustique révélant un comportement élastique ;
- une phase non linéaire courte au début de laquelle l'activité acoustique augmente nettement. Cette phase de la déformation est clairement mise en évidence par l'augmentation significative de l'activité acoustique (point A, Fig. 5). Dans le cas des craies étudiées, cette phase débute assez tardivement, puisque le point A se situe entre 76 et 90 % de la résistance à la compression uniaxiale ;
- une phase post-pic durant laquelle plusieurs chutes de contrainte accompagnées des pics avec une émission acoustique significative se produisent (point B, figure 5). Après ces pics, l'activité acoustique continue à être importante, elle serait associée à des cisaillements survenus pendant cette phase de post-pic.

Pour quantifier l'énergie des événements enregistrés au cours des essais, la méthode utilisée a consisté à effectuer la somme des amplitudes du signal au carré multipliée par la période d'échantillonnage ($E = \sum A^2 \Delta t$). La quantité obtenue ne correspond pas physiquement à une énergie, néanmoins elle est représentative de la taille des événements (Lockner, 1993). La figure 6 illustre un exemple de corrélation entre l'énergie libérée par événement, l'énergie totale cumulée et la déformation de l'éprouvette.

Nous avons étudié, pour chaque essai, le point correspondant à l'instant à partir duquel un décro-

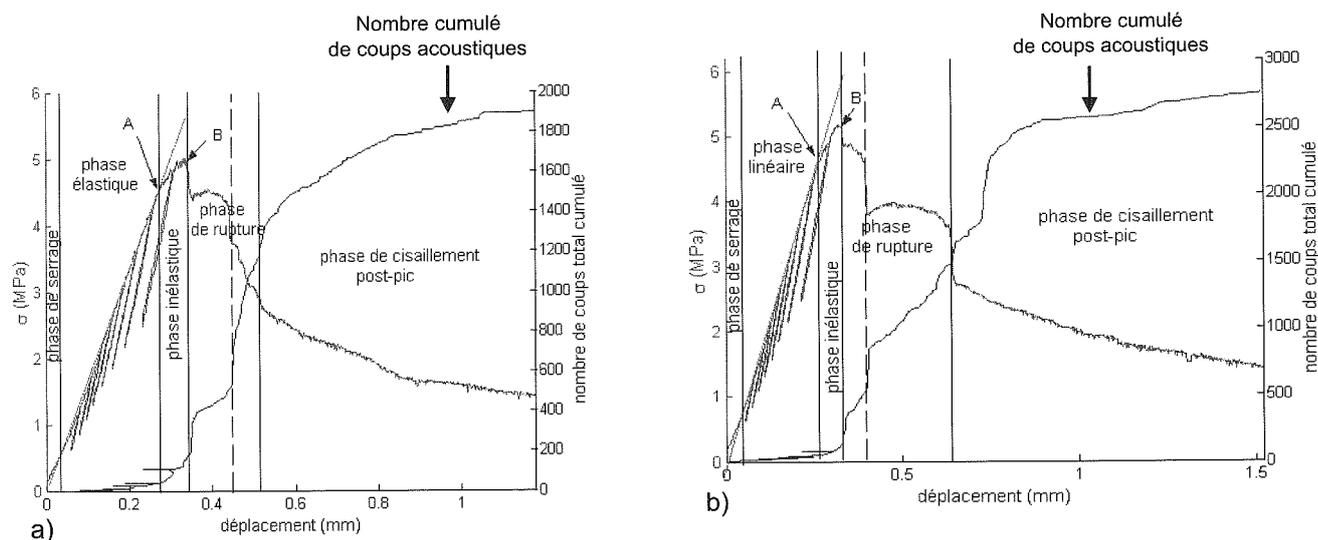


FIG. 5 Évolution du nombre de coups cumulés d'émission acoustique au cours de la déformation de deux essais de craies.

chement important de la courbe d'énergie sismique cumulée a été détecté. Ce point a été appelé point C (cf. Fig. 6b). Le tableau IV présente le rapport, en pourcentage, entre la contrainte déterminée au point C (σ_c) et la contrainte de rupture (σ_{max}). Les résultats montrent que les événements présentant une énergie significative et générant un décrochement de la courbe d'énergie cumulée apparaissent entre 84 et 99 % de la contrainte maximale. Cela signifie que les

événements importants commencent à apparaître dans la zone inélastique et très proche de la contrainte maximale. Cependant, les événements les plus forts ne sont pas forcément dans ces zones, ils apparaissent, pour la plupart, dans la phase post-pic (Fig. 6a).

TABLEAU IV Position du point C (cf. Fig. 6b) par rapport à la contrainte de rupture déterminée pour chaque essai.

Éprouvette	σ_c/σ_{max} (%)
F1-01	84
F1-02	91
F2-03	98
F2-04	93
F3-05	99
F3-06	97

5 Lien entre la rupture en laboratoire et l'éboulement rocheux sur site

5.1 Enregistrement d'un éboulement sur site

Le front de falaise de craie du site expérimental de Mesnil-Val a été instrumenté depuis janvier 2002 par un réseau de capteurs microsismiques de type géophone et accéléromètre. Le 23 juin 2002, un éboulement d'une ampleur importante a affecté le centre de la zone

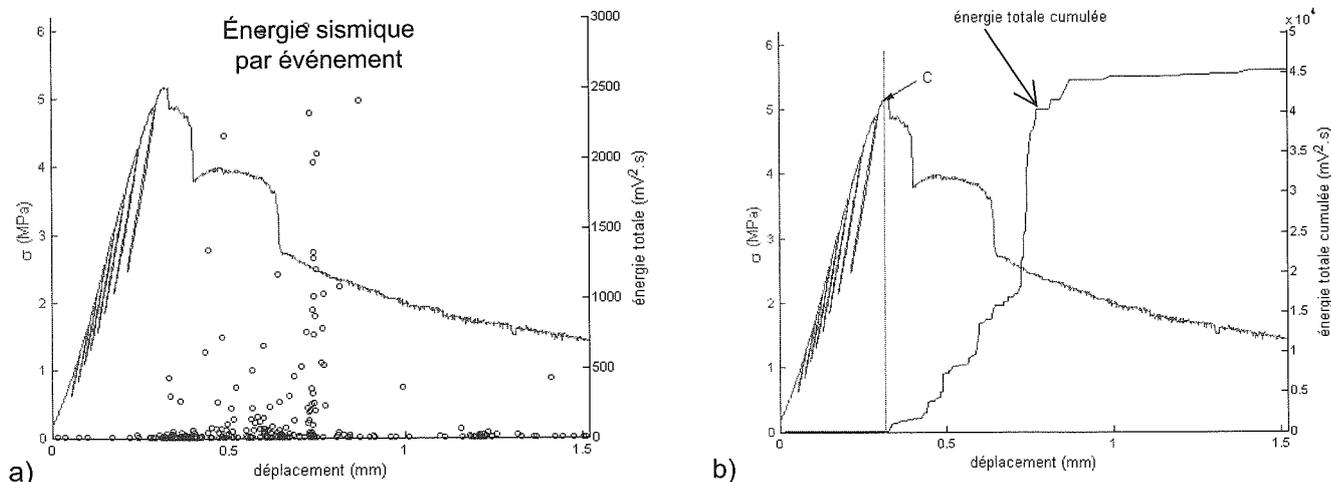


FIG. 6 Corrélation entre l'énergie par événement (a), l'énergie cumulée (b) et la déformation de l'éprouvette.

instrumentée avec un volume de roche éboulé d'environ 2 000 m³. Des événements microsismiques associés aux ruptures avant et pendant l'éboulement ont été enregistrés par le réseau de capteurs. La figure 7 illustre la position des capteurs de surveillance microsismique sur le front de falaise et l'éboulement ayant affecté le site. Les détails de l'instrumentation microsismique *in situ* peuvent être consultés dans Senfaute *et al.*, 2003.

5.2

Comparaison entre l'activité microsismique enregistrée en laboratoire et sur site

La comparaison entre les données enregistrées sur site et en laboratoire est très délicate, cela pour les raisons suivantes :

- le problème évident de transposition d'échelle. Du point de vue temporel, on passe d'une fenêtre d'observation de quelques dizaines de minutes en laboratoire à environ une journée pour l'effondrement sur site. Du point de vue spatial, on passe d'un échantillon de 12 cm de hauteur à un front de falaise de 50 m de hauteur ;
- en laboratoire, les essais ont été effectués en compression uniaxiale avec une vitesse de déformation imposée constante. Les observations de terrains et les premières modélisations suggèrent que la falaise s'effondre en plusieurs phases et probablement sous son propre poids.

Cependant, les analyses des données acoustiques ont montré de remarquables similitudes entre les phénomènes de ruptures observés à l'échelle du laboratoire et celles du site. La comparaison des résultats de ces deux échelles a été effectuée à partir de deux paramètres : l'évolution de l'énergie sismique libérée et l'évolution fréquentielle des événements enregistrés entre le site et le laboratoire.

5.2.1

Évolution de l'énergie sismique libérée sur site et en laboratoire

L'analyse de l'évolution de l'énergie sismique libérée par événement à l'échelle du laboratoire et du site montre une remarquable similitude (Fig. 8). Les événements les plus énergétiques se produisent au moment de la rupture mais celle-ci est précédée d'une augmentation significative de l'énergie sismique cumulée. Cette augmentation de l'énergie sismique prédit l'initiation de la rupture de l'échantillon en laboratoire et de la rupture du massif sur site.

5.2.2

Évolution de la fréquence des événements au cours de la déformation en laboratoire et sur site

Le contenu fréquentiel des signaux sismiques est affecté par des phénomènes divers (propagation d'ondes, caractéristiques du matériau, type de rupture, matériel d'acquisition utilisé...), il n'est donc pas aisé de déterminer l'influence d'un ou de plusieurs paramètres sur l'évolution fréquentielle des signaux.

L'étude des événements dans le domaine fréquentiel concerne l'analyse des principaux pics en fréquence, leurs amplitudes respectives et l'effet du filtrage du matériau et du dispositif expérimental. Afin d'approcher au mieux le spectre du signal à la source, il est nécessaire de réaliser une déconvolution du signal. Cela peut se faire en divisant algébriquement le spectre du signal enregistré, par le spectre de la réponse impulsionnelle du système (fonction de transfert). L'intérêt de la déconvolution pour étudier les événements dans le domaine fréquentiel a été démontré par la comparaison de la distribution des fréquences centrales des signaux avant et après déconvolution (Amitrano *et al.*, 1996). Les signaux analysés dans cette étude n'ont pas

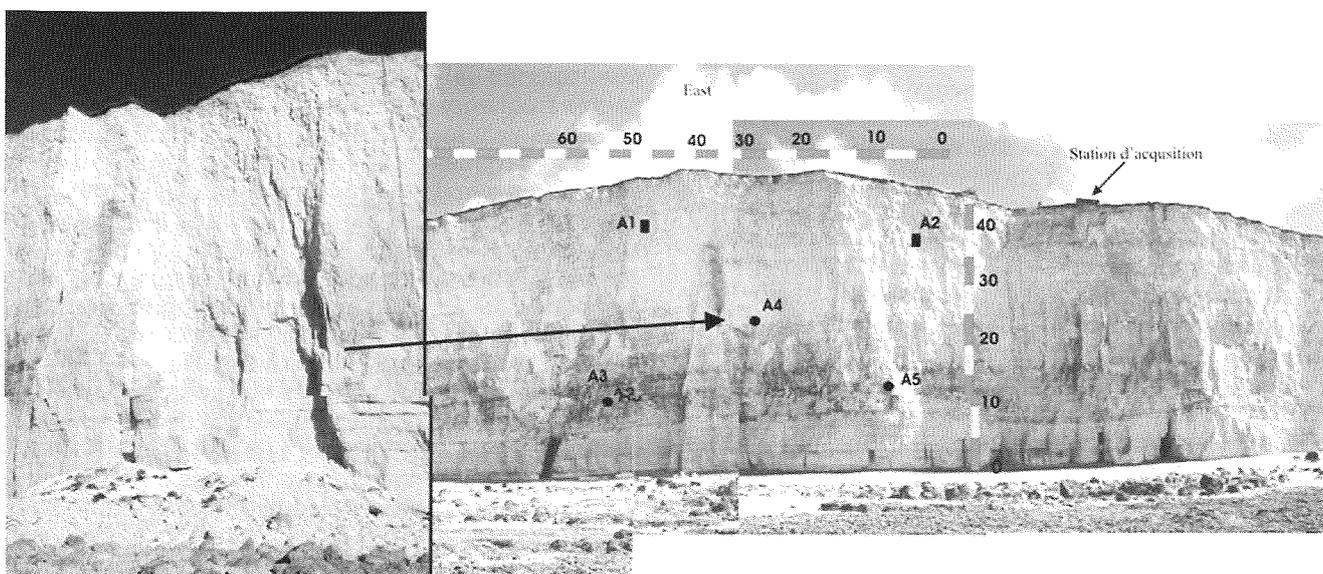


FIG. 7 Localisation du réseau de capteurs microsismiques installés au front de la falaise et illustration de l'éboulement apparu au centre de la zone instrumentée.

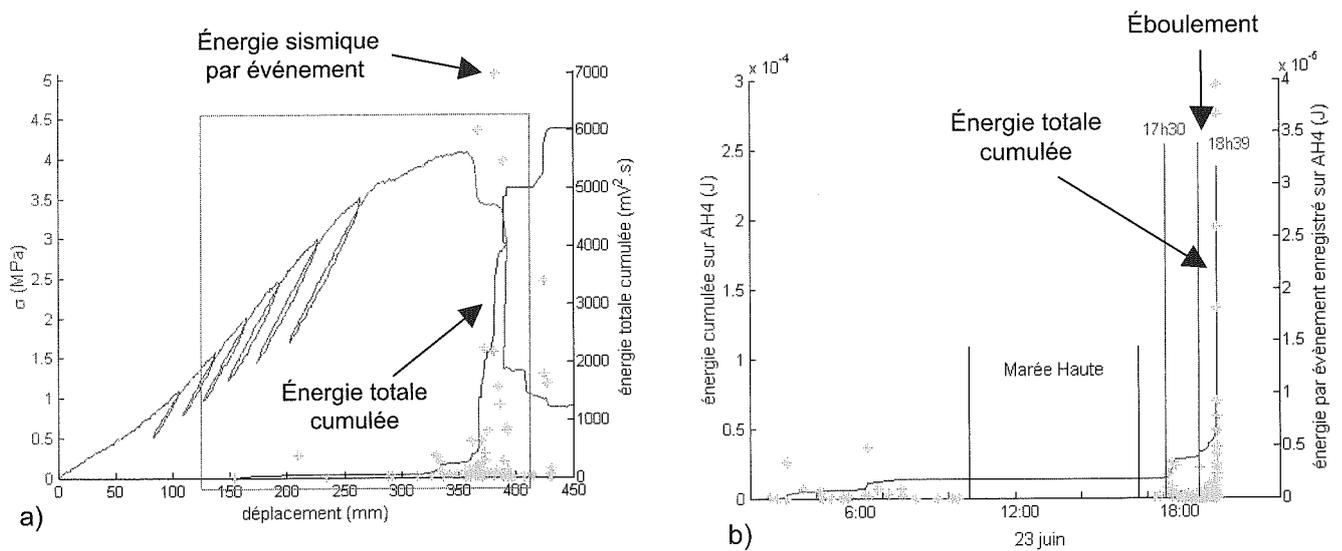


FIG. 8 Évolution de l'énergie sismique cumulée : (a) en laboratoire, (b) sur le site de Mesnil-Val.

fait l'objet d'une déconvolution et aucune loi d'atténuation n'a été utilisée. Ainsi, nous n'analysons pas les valeurs absolues des fréquences composant les signaux, nous étudions l'évolution relative du contenu fréquentiel des signaux au cours des essais. A titre indicatif, les fréquences maximales des signaux enregistrés en laboratoire vont entre 150 et 350 kHz et celles des signaux enregistrés sur site vont entre 2 et 6 kHz. Les fréquences maximales en laboratoire sont en moyenne 60 fois plus importantes que celles des signaux enregistrés sur site. Ce résultat est tout à fait normal car cette différence fréquentielle correspond à la taille des sources qui est très différente entre le site et le laboratoire.

Le paramètre sélectionné pour étudier l'évolution du contenu fréquentiel des signaux correspond à la fréquence calculée à 50 % de la puissance spectrale cumulée. L'évolution de ce paramètre a été étudiée à l'aide d'une fenêtre glissante, la fréquence à 50 % de la puissance spectrale cumulée de chaque événement a été moyennée sur 50 événements, et ce tous les 5 événements aussi bien pour les événements enregistrés lors des essais en laboratoire que pour ceux enregistrés sur site lors de l'éboulement. La figure 9 illustre l'évolution des fréquences centrales des signaux des événements enregistrés en laboratoire et ceux enregistrés sur site. Les résultats sur l'ensemble des essais effectués en laboratoire montrent que le contenu fréquentiel des événements se déplace progressivement vers les plus hautes fréquences pendant la phase linéaire jusqu'à la phase inélastique où les fréquences sont maximales. Dans cette phase, elles restent constantes et diminuent même légèrement. Un comportement similaire est observé sur le site, avant l'éboulement de la falaise, on observe une nette évolution du contenu fréquentiel des événements qui se déplace progressivement des basses fréquences vers les plus hautes fréquences. Ensuite, une baisse significative de la fréquence est observée.

6

Interprétation des résultats

Les résultats des essais d'émission acoustique effectués en laboratoire ont montré que les événements les plus significatifs commencent à apparaître dans la zone inélastique très proche de la rupture mais que celle-ci est précédée d'une augmentation significative de l'énergie sismique cumulée. Cette même évolution de l'énergie sismique a été observée sur site avant l'éboulement du 23 juin 2002 (cf. Fig. 8). Ces résultats montrent que dans le cas des roches de craie, l'augmentation significative de l'énergie sismique prédit l'initiation de la rupture de l'échantillon en laboratoire et de l'éboulement du massif rocheux sur site.

L'étude sur l'évolution fréquentielle des essais effectués en laboratoire a montré l'apparition de hautes fréquences avant la rupture (cf. Fig. 9a). Cette évolution vers les hautes fréquences avant la rupture est plus clairement observée sur les enregistrements à l'échelle du site. La figure 9b présente l'évolution fréquentielle des événements quelques heures avant l'éboulement. Deux pics de fréquence maximale sont observés, un pic une heure avant l'éboulement, que l'on peut associer à une phase de création de surfaces de rupture, puis un second pic au moment de l'éboulement de la falaise que l'on peut associer à une phase de glissement sur ces surfaces de rupture. Ce dernier pic est suivi d'une baisse significative de la fréquence. Cette baisse de la fréquence pourrait être associée à l'augmentation de la taille des sources sismiques qui générerait de plus basses fréquences et/ou à des zones très fracturées pouvant filtrer les hautes fréquences. Cette baisse significative de la fréquence après le pic de fréquence maximale a aussi été observée en laboratoire dans la phase post-rupture des échantillons. Ces résultats sont comparables à ceux de Ohnaka et

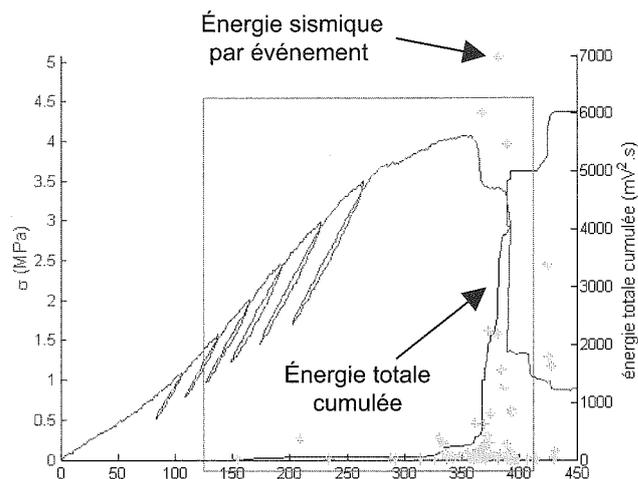
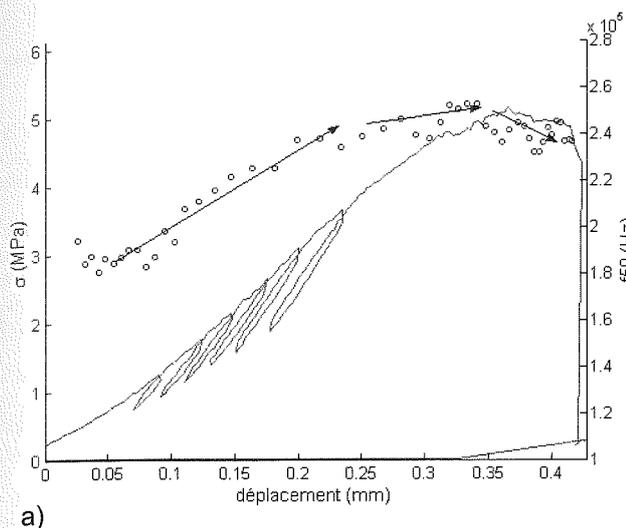


FIG. 9 Évolution de la fréquence centrale des signaux enregistrés : (a) en laboratoire (b) sur le site avant et pendant l'éboulement.

Mogi (1982) qui ont aussi montré une augmentation rapide de l'activité acoustique haute fréquence juste avant la rupture.

7

Conclusion

La méthode d'écoute microsismique a été appliquée à l'étude de l'endommagement des roches de craie aussi bien à l'échelle du laboratoire que du site. Les résultats expérimentaux ont mis en évidence des similitudes entre les phénomènes de rupture observés en laboratoire et sur site, deux conclusions essentielles ressortent de cette recherche :

- une augmentation significative de l'énergie sismique cumulée est un bon indicateur de l'initiation de la rupture de l'échantillon en laboratoire et de l'éboulement du massif rocheux sur site ;
- l'évolution fréquentielle des signaux, paramètre fortement lié à la mécanique de la rupture, a montré clairement sur site, un décalage du spectre des signaux vers les hautes fréquences avant l'éboulement de la falaise. Cette évolution est aussi observée en laboratoire mais d'une manière moins significative que celle observée sur le site.

Dans le cadre du développement d'une méthodologie basée sur la technique d'écoute microsismique comme moyen de détection des signes précurseurs des éboulements de fronts rocheux instables, l'évolution de l'énergie sismique libérée est un indicateur particulièrement intéressant pour la prévision des risques d'éboulements du massif rocheux. Les résultats montrent que le décalage du spectre des signaux vers les hautes fréquences semble être aussi un paramètre intéressant pour la prévision d'un risque d'éboulement. Cependant, pour ce dernier paramètre, les résultats ne sont pas encore tout à fait concluants et des recherches devront être poursuivies.

REMERCIEMENTS

Nous remercions la Communauté européenne pour le financement du projet européen PROTECT ayant permis l'instrumentation du site Mesnil-Val en Haute-Normandie et le BRGM (partenaire du projet PROTECT) pour l'aide financière apportée à la réalisation des essais en laboratoire. Nous remercions également le ministère de l'Économie, des Finances et de l'Industrie pour l'aide financière apportée à la réalisation de cette recherche et particulièrement les partenaires du programme PROTECT (Christophe Gourry, Rory Mortimore, James Lawrence, Jonathan Busby, Andrew Thrower,) avec lesquels les discussions furent précieuses pour la réalisation de cette recherche. Enfin, nous remercions M. Soulay et M. Ghoreychi pour la relecture et les commentaires ayant permis d'apporter des améliorations significatives à cet article.

- Amitrano D. – Brittle-ductile transition and associated seismicity: experimental and numerical studies and relationship with the b-value. *Journal of Geophysical Research* 108, B1, 2044, doi:10.1029/2001JB000680, 2003.
- Amitrano D., Hantz D., Orenge Y. – Émission acoustique d'une roche fracturée. 11^e Colloque franco-polonais en mécanique des sols et des roches appliquée. Gdansk, Pologne, 1996, p. 220-223.
- Busby J.-P., Gourry J.-C., Senfaute G., Pedersen S., Mortimore R. – Can we predict coastal cliff failure with remote, indirect measurements. *Instability, planning and management*, R. McInnis & J. Jakeways Eds, London, Thomas Telford, 2002, p. 203-208.
- Couvreur J.-F., Thimus J.-F. – Cracking process of rocks in lab tests predicted by correlation with ultrasonics, acoustic emission and computed tomography. *International Symposium on non-destructive testing in civil engineering*, Schikert & Wiggenhauser Eds, Berlin, DGZfPn, 1995, p. 779-786.
- De Pomerai M.R. – Hazards associated with Cliff Collapse in the Chalk between Eastbourne and Brighton, Sussex, UK. Geohazard assessment MSc, University of Portsmouth, School of Earth, Environmental and Physical Sciences, 1999.
- Doremus C. – *Les craies du Nord de la France, corrélation entre la lithostratigraphie, la microstructure et les propriétés mécaniques*. Thèse, université de Lille, 1978.
- Henry J.-P. – La craie : comportement mécanique, originalité et conséquence. *Journée de la craie*, Lille, 1989, p. 1-19.
- Lockner D.A. – The Role of Acoustic emission in the Study of Rock Fracture. *In Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech.* 30, 1993, p. 883-899. Abstr.
- Lockner, D.A., and Byerlee J.D. – Precursory AE patterns leading to rock fracture. *Vth Conf. AE/MS Geol. Str. and Mat.* Hardy ed., Trans Tech Publication, Clausthal-Zellerfeld, Germany, The Pennsylvania State University, 1991, p. 45-58.
- Maury V. – Geomechanical approach of oil and gas production. Main problems, first results. *4th International Congress of Rock Mechanics*, Montréal, Canada, 1987.
- Monjoie A., Schroeder C. – Caractéristiques mécaniques de craies du Crétacé supérieur. *Journée de la craie*, Lille, 1989, p. 93-125.
- Ohnaka M., Mogi K. – Frequency Characteristics of Acoustic Emission in Rocks under Uniaxial Compression and Its Relation to the Fracturing Process to Failure. *Journal of Geophysical Research* 87, n° B5, 1982, p. 3873-3884.
- Pecqueur G., Mikolajczak A., Siwak J.-M. – Étude expérimentale de deux craies en torsion. Colloquium Mundanum Craies et Schistes, GBMR/BVRM, 20-22 mars 1995, Bruxelles, p. 44-52.
- Schwartzmann R., Bivert B., Delporte R. – Comportement des cavités souterraines dans la craie. *Journée de la craie*, Lille, 1989, p. 39-52.
- Senfaute G., Merrien-Soukatchoff V., Morel J. – Microseismic monitoring applied to prediction of chalk cliffs collapses and contribution of numerical modeling. *International Conferences on Fast Slope Movements. Prediction and Prevention for Risk Mitigation*. Luciano Picarelli (ed.), 11th-13th May 2003, Naples, Italy, 2003, p. 463-468.

Caractérisation géostatistique du sol lacustre de la vallée de Mexico

G. AUVINET

M. JUÁREZ

Y.P. VALDEZ

*Instituto de Ingeniería
UNAM*

*Laboratorio
de*

Geoinformática

Torre de Ingeniería

Nivel 2 Sur-1

Cd. Universitaria, Coyoacán

04510 México DF, Mexique

gaug@pumas.iingen.unam.mx

Résumé

La variabilité spatiale des propriétés du sol est une des sources principales d'incertitude en géotechnique. Les méthodes géostatistiques fournissent un outil rationnel pour interpréter l'information disponible et évaluer cette variabilité. Cet article illustre le potentiel de ces méthodes au moyen de plusieurs applications simples au sol lacustre du centre de la ville de Mexico. La géostatistique est utilisée pour décrire les variations des propriétés du sol avec la profondeur, pour évaluer et simuler la profondeur de la première couche résistante et pour établir un profil transversal du sol dans la zone de Texcoco. On conclut que ces techniques sont d'une grande utilité et qu'elles seront certainement utilisées de façon de plus en plus systématique dans le futur.

Mots clés : géostatistique, géotechnique, variabilité, incertitude, champ aléatoire, estimation, simulation, argiles, Mexico.

Geostatistical characterization of Mexico Valley lacustrine subsoil

Abstract

Spatial variability of soil properties is one of the main sources of uncertainty in geotechnical engineering. Geostatistical methods provide rational tools to process the available soil data and to assess this variability. In this paper, the potential of these methods is illustrated by a series of simple applications to the lacustrine subsoil of downtown Mexico City. These techniques are used to describe the variation of soil properties with depth, to evaluate and simulate the depth to the first hard layer and to define a transversal cross-section of the subsoil in the Texcoco area. It is concluded that these techniques are useful and will certainly be used in an increasingly systematic manner in the near future.

Key words : geostatistics, geotechnique, variability, uncertainty, random fields, estimation, simulation, clays, Mexico.

*NDLR : Les discussions sur
cet article sont acceptées
jusqu'au 1^{er} septembre 2005.*

Introduction

Dans le passé, de nombreux efforts ont été consacrés à la description des variations spatiales des propriétés et des caractéristiques stratigraphiques de la zone lacustre de la ville de Mexico. Traditionnellement, on a utilisé à cette fin les outils classiques de la statistique descriptive (tableaux, histogrammes, graphiques, corrélations). Il a ainsi été possible de présenter de façon compacte les résultats des nombreuses mesures des propriétés géotechniques du sol de la ville réalisées au fil des ans. La plus remarquable étude de ce type est certainement celle qui présente l'ouvrage *El subsuelo de la ciudad de México* (le sol de la ville de Mexico) de Marsal et Mazari (1959), qui constitue jusqu'à ce jour, pour reprendre une expression d'Arthur Casagrande, la « bible » des géotechniciens de la capitale mexicaine.

On dispose actuellement de nouveaux outils statistiques extrêmement performants qui n'ont été que peu utilisés dans le domaine de la géotechnique. Un de ces outils est la géostatistique, qui peut être définie comme l'application de la théorie des fonctions aléatoires spatiales et du traitement du signal à la description des conditions stratigraphiques et de la répartition spatiale des propriétés des matériaux géologiques.

Cet article présente, de façon très résumée, les concepts théoriques principaux, parfois mal compris, qui sous-tendent l'analyse géostatistique et montre comment ces concepts peuvent être utilisés dans les situations courantes de la géotechnique. La démarche à suivre est illustrée par quelques exemples, volontairement simples, d'études de la variabilité du sol dans le centre de la ville de Mexico.

Principaux concepts (Auvinet, 2002)

Champs aléatoires

Soit $V(X)$ une variable géotechnique de type physique (par exemple : la teneur en eau), mécanique (par ex. : la cohésion) ou géométrique (par ex. : l'épaisseur d'une couche) définie aux points X d'un domaine R^p ($p = 1, 2$, ou 3). En chaque point du domaine, cette variable peut être considérée comme aléatoire du fait des incertitudes qui existent quant à sa valeur. L'ensemble de ces variables aléatoires constitue un champ aléatoire ou champ stochastique.

Pour décrire ce champ, les fonctions suivantes peuvent être utilisées :

$$\text{-- espérance : } \mu_V(X) = E\{V(X)\} \quad (1)$$

$$\text{-- variance : } \sigma_V^2(X) = \text{Var}[V(X)] \quad (2)$$

$$\text{-- écart type : } \sigma_V(X) = \sqrt{\sigma_V^2(X)} \quad (3)$$

$$\text{-- coefficient de variation : } CV_V(X) = \frac{\sigma_V(X)}{E\{V(X)\}} \quad (4)$$

$$\text{-- fonction de distribution : } F_V(v, X) = P[V(X) \leq v] \quad (5)$$

– fonction d'autocovariance :

$$C_V(X_1, X_2) = \text{Cov}[V(X_1)V(X_2)] = E\{[V(X_1) - \mu_V(X_1)][V(X_2) - \mu_V(X_2)]\} \quad (6)$$

L'autocovariance représente le degré de dépendance linéaire entre les valeurs de la propriété étudiée en deux points différents X_1 et X_2 . On peut l'écrire sous la forme d'un coefficient adimensionnel d'autocorrélation dont la valeur est toujours comprise entre -1 et $+1$:

– coefficient d'autocorrélation :

$$\rho_V(X_1, X_2) = \frac{C_V(X_1, X_2)}{\sigma_V(X_1)\sigma_V(X_2)} \quad (7)$$

– variogramme :

$$2\gamma(h) = E\{[V(X) - V(X+h)]^2\} \quad (8)$$

Le variogramme est le moment statistique de deuxième ordre de l'accroissement $V(X) - V(X+h)$. Dans le type d'application considéré ici cet outil est généralement équivalent à la fonction d'autocovariance ou au coefficient d'autocorrélation et on préfère le plus souvent avoir recours à ces derniers dont le maniement mathématique est plus simple (Deutsch et Journel, 1992).

On soulignera que les fonctions de corrélation précédentes ne sont pas des propriétés intrinsèques des deux points X_1 et X_2 , elles dépendent bien entendu de la population, c'est-à-dire du domaine dans lequel le champ est défini.

Si l'espérance, la variance et autres fonctions caractérisant le champ peuvent être considérées comme constantes dans le milieu, on dit que celui-ci est statistiquement homogène. Si elles ne le sont pas, on dit qu'il existe une tendance ou dérive. Si la tendance de l'espérance est simple, elle peut être identifiée et soustraite des données. L'analyse géostatistique porte alors sur le champ résiduel.

Un champ de propriétés originel ou résiduel, dont l'espérance est constante dans le domaine considéré, et dont la fonction d'autocovariance ne dépend que de la distance entre les points considérés est dit *stationnaire au sens large*. C'est l'hypothèse qui est le plus souvent retenue. Il convient dans les applications de vérifier si cette hypothèse est raisonnable. Remarquons en particulier que la géostatistique ne peut être appliquée qu'aux variables dont l'échelle de fluctuation est nettement inférieure aux dimensions du domaine considéré.

Évaluation statistique des paramètres d'un champ aléatoire

Les fonctions descriptives définies ci-dessus peuvent être estimées à partir des résultats de campagnes de reconnaissance, « discrets » (échantillonnages isolés) ou « continus » (sondages). Dans ce dernier cas, si on accepte que le champ est statistiquement homogène (mais pas forcément isotrope), stationnaire et ergodique (c'est-à-dire que ses paramètres peuvent être estimés à partir d'une seule réalisation), l'espérance est évaluée comme suit :

$$\mu_V \cong \mu^* = \frac{1}{L} \int_0^L V(X) dX \quad (9)$$

où L est la longueur du sondage.

De la même façon, on peut estimer par points la fonction d'autocovariance dans la direction \mathbf{u} au moyen de l'expression :

$$C_V(\lambda\mathbf{u}) \equiv \frac{1}{L} \int_0^L V(X)V(X+\lambda\mathbf{u})dX - \mu_V^2 \quad (10)$$

où \mathbf{u} est le vecteur unitaire dans la direction où est évaluée l'autocovariance et λ est un scalaire.

On appelle souvent distance « d'autocorrélation » ou « d'influence » la variable :

$$\delta = 2a \quad (11)$$

où a est l'aire comprise sous la courbe représentative de la fonction d'autocovariance entre l'origine et la première rencontre de cette courbe avec l'axe des abscisses.

2.3

Estimation

Un problème de grand intérêt en géotechnique est l'évaluation de la valeur d'une propriété en un point du milieu où elle n'a pas été mesurée. Disposer d'une solution approchée à ce problème permet d'interpoler entre les données disponibles et même de définir des sondages et des coupes stratigraphiques virtuelles. Le problème peut être généralisé à l'évaluation de la valeur moyenne de cette même propriété dans un sous-domaine du milieu étudié, par exemple dans un volume donné ou sur une certaine surface potentiellement critique.

Une technique qui permet d'atteindre cet objectif est l'estimation linéaire sans biais de moindre variance (Mood et Graybill, 1950), dont certaines variantes, largement utilisées en génie minier, sont plus connues sous le nom de *krigeage* (Krige, 1962 ; Matheron, 1965).

La modélisation des variations d'une propriété dans un domaine donné au moyen d'un champ aléatoire, permet en effet d'estimer les espérances, variances et covariances conditionnelles des valeurs ponctuelles ou moyennes associées respectivement à divers points ou sous-domaines du milieu étudié, à partir d'un certain nombre de résultats de mesures effectuées en d'autres points ou sous-domaines.

Soit \mathbf{V} un vecteur de dimension p contenant les k variables à estimer et les $p-k$ variables connues ordonnées comme suit :

$$\mathbf{V} = \begin{pmatrix} V_1 \\ V_2 \\ \vdots \\ V_k \end{pmatrix} \text{ avec } \mathbf{V}_1 = \begin{pmatrix} V_1 \\ \vdots \\ V_k \end{pmatrix} \text{ et } \mathbf{V}_2 = \begin{pmatrix} V_{k+1} \\ \vdots \\ V_p \end{pmatrix} \quad (12)$$

\mathbf{V}_1 est le vecteur des variables à estimer et \mathbf{V}_2 est le vecteur des variables connues.

Soit \mathbf{U} le vecteur, également de dimension p , des espérances des variables à estimer et des variables connues, défini comme :

$$\mathbf{U} = \begin{pmatrix} U_1 \\ U_2 \end{pmatrix} \text{ avec } \mathbf{U}_1 = \begin{pmatrix} \mu_1 \\ \vdots \\ \mu_k \end{pmatrix} \text{ et } \mathbf{U}_2 = \begin{pmatrix} \mu_{k+1} \\ \vdots \\ \mu_p \end{pmatrix} \quad (13)$$

Par ailleurs, soit \mathbf{K} la matrice de covariance de l'ensemble des variables connues et à estimer :

$$\mathbf{K} = \begin{pmatrix} \mathbf{K}_{11} & \mathbf{K}_{12} \\ \mathbf{K}_{21} & \mathbf{K}_{22} \end{pmatrix} \quad (14)$$

où :

\mathbf{K}_{11} sous-matrice des covariances entre les variables associées aux différents points ou sous-domaines d'estimation, d'ordre k ;

\mathbf{K}_{22} sous-matrice des covariances entre les variables associées aux différents points ou sous-domaines connus, d'ordre $p-k$;

\mathbf{K}_{12} et \mathbf{K}_{21} sous-matrices des covariances entre les différentes données et les variables associées aux points ou sous-domaines d'estimation, respectivement d'ordre k et $p-k$. On observe que $\mathbf{K}_{21} = \mathbf{K}_{12}^T$

Il est possible d'obtenir un vecteur d'estimation \mathbf{V}_1^* du vecteur \mathbf{V}_1 , étant donné \mathbf{V}_2 , dont les éléments soient linéaires, sans biais et conduisent à une variance minimale d'estimation.

Les éléments de ce vecteur seront des combinaisons linéaires des éléments de \mathbf{V}_2 :

$$\mathbf{V}_1^* = \mathbf{A}\mathbf{V}_2 + \mathbf{b} \quad (15)$$

L'estimation sera sans biais, si :

$$E\{\mathbf{V}_1^* - \mathbf{V}_1\} = \mathbf{A}\mathbf{U}_2 + \mathbf{b} - \mathbf{U}_1 = 0 \quad (16)$$

La sous-matrice des variances d'estimation aura la forme :

$$\mathbf{K}_{11,2} = E\{(\mathbf{V}_1^* - \mathbf{V}_1)(\mathbf{V}_1^* - \mathbf{V}_1)^T\} \quad (17)$$

c'est-à-dire :

$$\mathbf{K}_{11,2} = \mathbf{A}\mathbf{K}_{22}\mathbf{A}^T + \mathbf{K}_{11} - \mathbf{A}\mathbf{K}_{12}^T - \mathbf{K}_{12}\mathbf{A}^T \quad (18)$$

En annulant la dérivée pour minimiser les éléments de cette matrice, on obtient la matrice des coefficients optimaux :

$$\mathbf{A} = \mathbf{K}_{12}\mathbf{K}_{22}^{-1} \quad (19)$$

En combinant les équations précédentes, on obtient le vecteur des valeurs estimées :

$$\mathbf{V}_1^* = \mathbf{U}_1 + \mathbf{K}_{12}\mathbf{K}_{22}^{-1}(\mathbf{V}_2 - \mathbf{U}_2) \quad (20)$$

et la sous-matrice des variances d'estimation minimisées :

$$\mathbf{K}_{11,2} = \mathbf{K}_{11} - \mathbf{K}_{12}\mathbf{K}_{22}^{-1}\mathbf{K}_{21} \quad (21)$$

Cette méthode permet d'estimer les valeurs ponctuelles ou moyennes du champ aléatoire dans des sous-domaines du milieu (par exemple des éléments finis ou groupes de ces éléments) en tenant compte des résultats obtenus par échantillonnage.

Notons que, si l'espérance du champ est stationnaire, la connaissance du vecteur \mathbf{U}_2 n'est plus indispensable, car les coefficients de l'équation (15) sont alors liés entre eux, ce qui donne des équations supplé-

mentaires. C'est l'hypothèse retenue dans le cas du kri-geage dit « ordinaire ».

Globalement, la méthode n'est strictement exacte que dans le cas des champs gaussiens. Dans les autres cas, elle n'est qu'approchée et son utilité dépend des écarts existants par rapport à la distribution de probabilité normale. Elle est franchement inadaptée dans le cas de certaines variables géotechniques comme le nombre de coups obtenus à l'essai SPT qui conduit à des histogrammes tronqués avec souvent des accumulations de valeurs au voisinage de zéro ou de 50. Dans ce cas, il convient de faire porter l'estimation non pas sur la variable elle-même mais sur la fonction indicatrice :

$$I_v(v, X) = \begin{cases} 1 & \text{si } V(X) \leq v \\ 0 & \text{si } V(X) > v \end{cases} \quad (22)$$

dont l'espérance coïncide avec la fonction de distribution du champ, que l'on peut ainsi estimer par points.

2.4

La simulation des champs aléatoires

La *simulation* est le processus au moyen duquel on génère une configuration possible du champ aléatoire compatible avec ses paramètres descriptifs (simulation inconditionnelle) ou avec ces paramètres et, en plus, avec les données disponibles (simulation conditionnelle). On crée ainsi une « réalisation » ou image plausible du champ qui permet d'apprécier les valeurs potentiellement problématiques que celui-ci peut atteindre localement (Auvinet, 2002).

Pour faciliter l'évaluation de toutes les fonctions et les paramètres précédemment décrits ainsi que la réalisation des estimations et simulations souhaitées, plusieurs logiciels adaptés au cas de la géotechnique ont été développés (Medina, 2001 ; Juárez, 2001).

3

Application au sol de Mexico

3.1

Le sol de Mexico

Le sol argileux de la zone lacustre de Mexico est connu pour ses propriétés exceptionnelles, en particulier ses fortes teneurs en eau (couramment de 200 à 400 %). Le profil du sol est le plus souvent constitué comme suit :

- une croûte superficielle constituée par des matériaux silteux et argileux desséchés dont l'épaisseur ne dépasse pas en général quelques mètres ;
- la formation argileuse supérieure (FAS) d'une épaisseur atteignant typiquement la trentaine de mètres ;
- une première couche dure de matériaux sableux et silteux souvent cimentés dont l'épaisseur est de l'ordre de un à trois mètres ;
- une deuxième couche argileuse, ou formation argileuse inférieure (FAI) avec une teneur en eau moindre que celle de la FAS ;
- des dépôts plus consolidés, moins importants du point de vue de l'ingénieur.

Un système d'information géographique relatif aux caractéristiques géotechniques du sol de la vallée de Mexico a été développé (Méndez et Auvinet, 2000). Cette base de données de plus de 4 500 sondages a permis d'amorcer des travaux systématiques de caractérisation géostatistique du sol de la ville dont les cas traités ci-dessous ne sont que des exemples choisis pour leur simplicité.

3.2

Variabilité spatiale verticale de la teneur en eau de la formation argileuse supérieure (FAS)

La variabilité des propriétés du sol avec la profondeur peut être évaluée en ayant recours à la méthodologie géostatistique. On prendra ci-dessous l'exemple d'un sondage du centre de la ville dont on étudiera seulement la formation argileuse supérieure (FAS).

Dans ce cas, le champ $V(X)$ est unidimensionnel. A partir du sondage complet (Fig. 1), on définit facilement les limites de la FAS (10,6 m < z < 34,4 m). Les paramètres les plus simples du champ aléatoire sont estimés en utilisant la statistique classique :

- moyenne : 230,07 %
- écart type : 66,60 %
- coefficient de variation : 0,289

Une analyse de régression consistant à ajuster aux données une ligne droite $V = az + b$ donne : $a = 267,113$ et $b = -1,655$. Sur la figure 1.b, la tendance ainsi définie (ligne discontinue) présente une légère

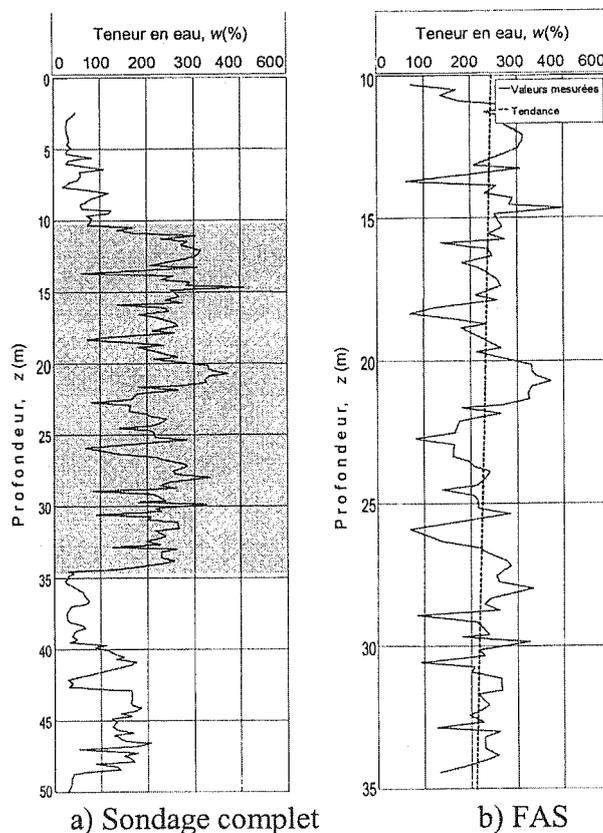


FIG. 1 Variation de la teneur en eau dans la FAS. Water content variation within the upper clay layer (FAS).

inclinaison mais le champ peut être considéré comme pratiquement stationnaire.

Les fonctions d'autocorrélation verticale, calculées au moyen de l'expression (10) avec un pas de calcul $\Delta h = 0,5$ m sont présentées sur la figure 2. La distance d'autocorrélation verticale δ est courte: de l'ordre de 0,7 m, ce qui est caractéristique des dépôts lacustres. Les oscillations observées au-delà de cette distance indiquent une pseudo-stratification assez mal définie.

Les techniques d'estimation géostatistique, présentées plus haut, permettent d'estimer la teneur en eau à n'importe quelle profondeur, c'est-à-dire d'interpoler entre les données en tenant compte de la corrélation spatiale.

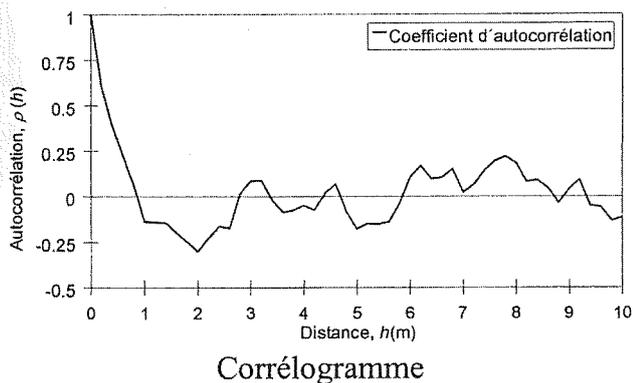
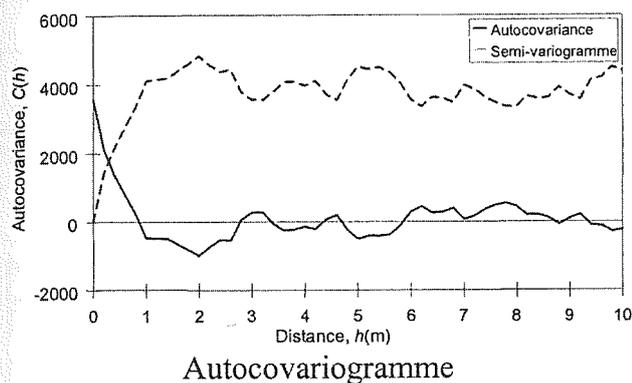


FIG. 2 Fonctions d'autocorrélation spatiale verticale.
Spatial vertical autocorrelation functions.

Si l'on réalise ce type d'estimation, par exemple, tous les 20 centimètres, un profil virtuel de la teneur en eau peut être défini (Fig. 3a). Ce profil s'avère plus lisse que celui de la figure 1, car les valeurs estimées sont des espérances donc des valeurs moyennes. L'estimation géostatistique est toutefois consistante c'est-à-dire qu'elle retrouve les valeurs mesurées si elle est appliquée aux points de mesure. On peut donc ajouter ces derniers aux points d'estimation (Fig. 3b), et on obtient ainsi une véritable interpolation. A chaque valeur estimée on peut par ailleurs associer l'écart type d'estimation (nul pour les points de mesure) qui donne une idée des points où l'estimation présente le plus d'incertitude. L'agrandissement présenté sur la figure 3c permet de mieux apprécier la différence entre une simple interpolation linéaire (qui dans ce cas particulier ne serait d'ailleurs pas vraiment mauvaise) et celle que donne la géostatistique. Notons simplement que, par rapport à l'interpolation linéaire, les points estimés sont déplacés vers la moyenne dans une mesure qui dépend de leur éloignement des points de mesure.

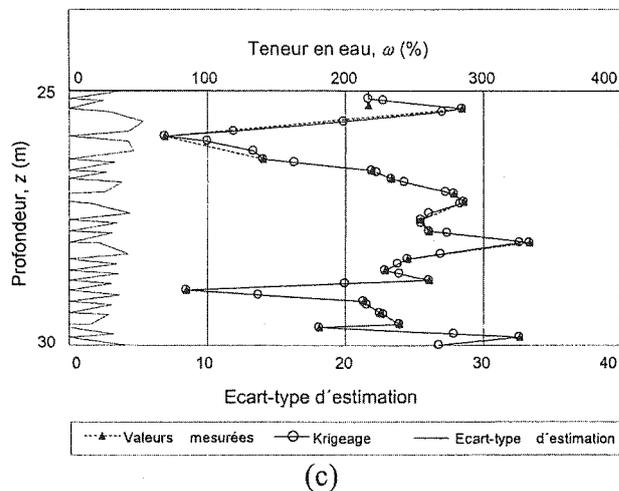
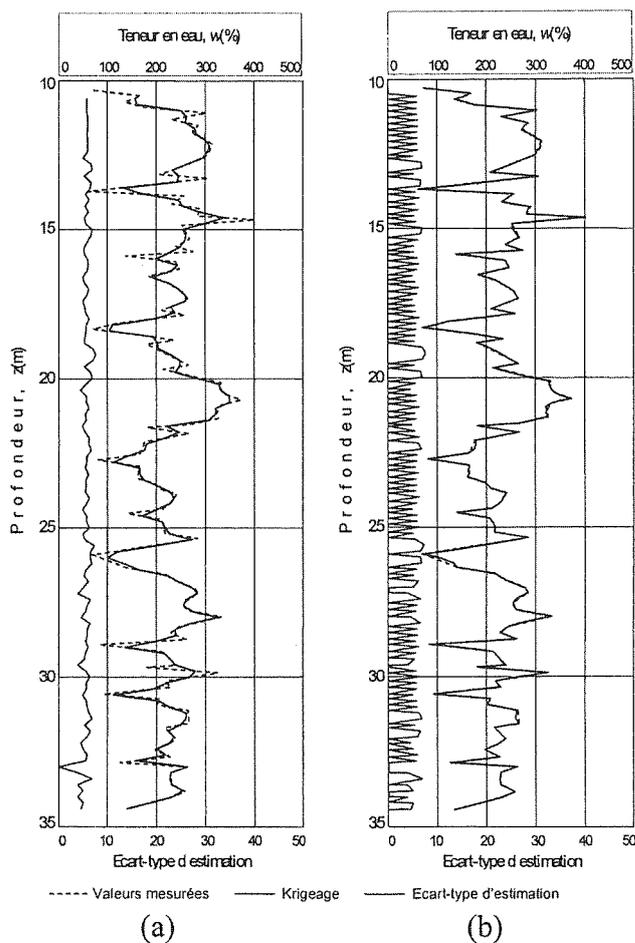


FIG. 3 Profils obtenus par estimation géostatistique.
Estimated soil profiles.

3.2

Étude géostatistique de la profondeur de la première couche dure (CD)

L'étude a été réalisée dans une zone du centre-ville de 1,7 km². La figure 4 indique la position des sondages utilisés.

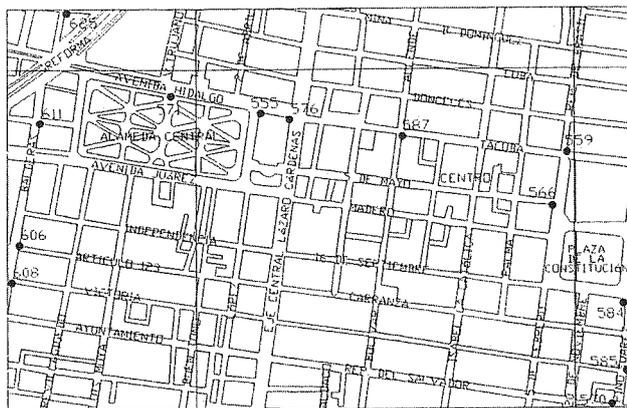


FIG. 4 Zone étudiée.
Area of interest.

Les données expérimentales utilisées sont présentées sur le tableau I, où les coordonnées (x, y) définissent la position des sondages dans le système de référence géographique UTM de Mercator.

TABLEAU Données générales.
Data.

N°	Coord. x (m)	Coord. y (m)	Prof. CD (m)
570	486 097	2 148 112	-37,00
585	486 137	2 148 200	-35,00
584	486 128	2 148 378	-36,85
608	484 514	2 148 437	-30,25
606	484 533	2 148 534	-30,40
566	485 942	2 148 637	-36,45
559	485 981	2 148 779	-36,80
587	485 544	2 148 822	-34,40
611	484 587	2 148 859	-31,35
576	485 247	2 148 870	-33,30
555	485 170	2 148 884	-32,95
571	484 935	2 148 930	-32,00
625	484 656	2 149 155	-30,15

Le nombre de données disponibles est relativement réduit, car de nombreux sondages réalisés dans le centre-ville sont trop courts; par ailleurs, en raison de la subsidence générale de la ville (jusqu'à 10 m depuis le début du xx^e siècle), seuls les sondages réalisés à la même époque sont comparables entre eux.

La profondeur de la couche dure constitue un champ aléatoire $V(X)$, défini dans un domaine de l'espace R^2 . Les valeurs mesurées présentées sur le tableau, constituent un échantillonnage de ce champ. Une analyse statistique ordinaire donne :

- moyenne : -33,60m
- écart type : 2,65m
- coefficient de variation : 0,079

La profondeur de la couche est manifestement plus importante du côté droit (est) de la figure 4. Une analyse de régression permet d'ajuster aux données un plan $V = ax + by + c$ avec $a = -0,0004$; $b = -0,0040$ et $c = 8\,805,7622$ qui définit la tendance du champ. Les résultats de l'analyse de corrélation spatiale réalisée avec un pas de calcul $\Delta h = 50$ m, sont présentés sur la figure. 5 pour les directions $\alpha_1 =$ Azimut 0° (axe y); $\alpha_2 =$ Azimut 90° (axe x). On observe que les distances d'autocorrélation sont de l'ordre de 400 à 700 m.

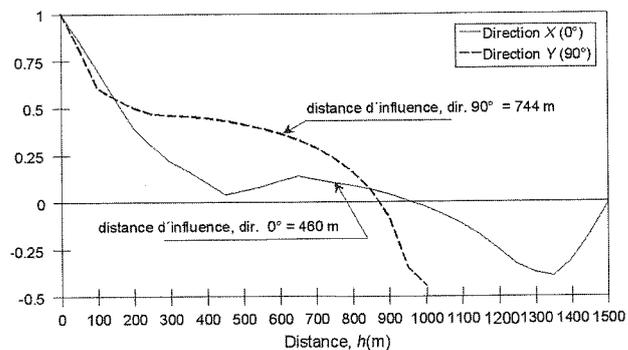


FIG. 5 Correlogrammes de la profondeur de la CD.
Correlograms of depth to first hard layer.

Une estimation, réalisée tous les 100 m, permet d'établir les courbes d'isovaleurs de l'espérance de la profondeur de la couche dure (Fig. 6) et celle de l'écart type de l'estimation (Fig. 7).

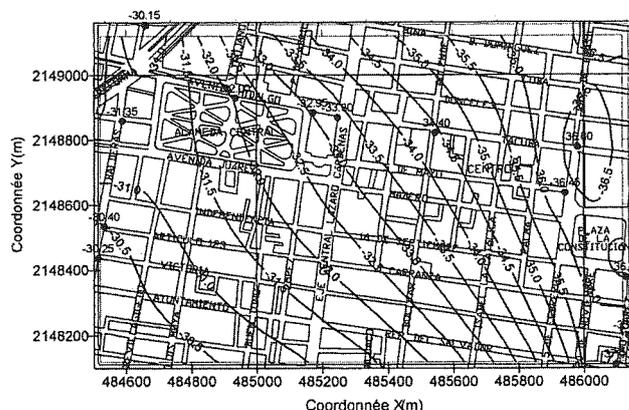


FIG. 6 Courbes d'isovaleurs de la profondeur de la CD.
Contours of depth to first hard layer.

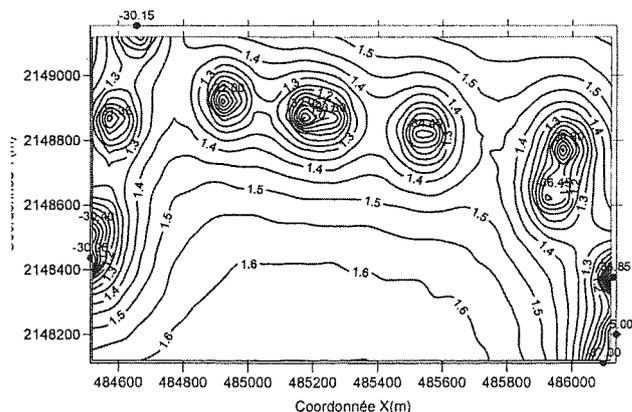


FIG. 7 Courbes d'isovaleurs de l'écart type d'estimation.
Contours of standard deviation of estimation.

On observe que l'incertitude disparaît autour des sondages où la profondeur a été mesurée du fait de la corrélation spatiale.

La surface tridimensionnelle de la figure 8 montre la forme générale de la couche et, en même temps, l'effet de lissage caractéristique du type d'estimation réalisée.

Coupe stratigraphique dans la zone de Texcoco

Les techniques géostatistiques ont été utilisées de façon systématique pour les études de l'un des sites possibles pour le futur aéroport de Mexico : l'ancien lac de Texcoco. Nous nous limiterons à illustrer cette étude au moyen de la figure 11 qui représente la variation spatiale, le long d'une piste de 5 km, de la résistance de pointe mesurée au pénétromètre (CPT), q_c . L'image synthétique ainsi obtenue présente l'avantage d'être facilement mise à jour.

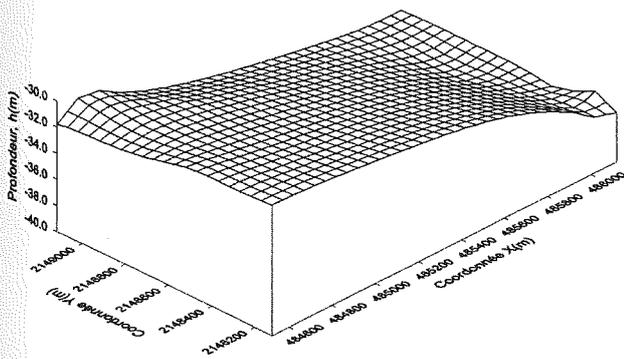


FIG. 8 Surface représentant la profondeur de la CD.
Surface representing estimated depth to first layer.

De la même façon, l'incertitude associée à l'évaluation peut être représentée au moyen d'une surface à trois dimensions (Fig. 9), qui montre bien comment l'incertitude disparaît brusquement au voisinage des sondages.

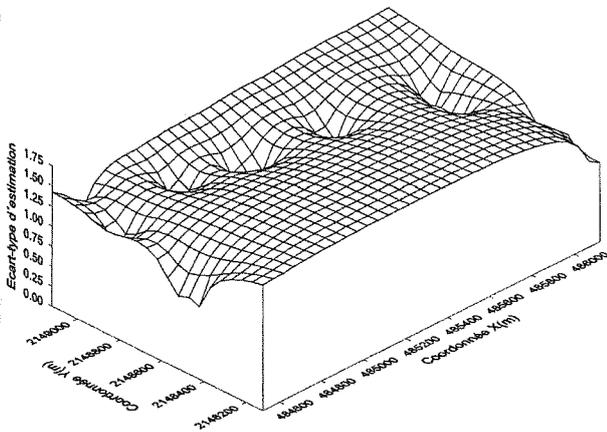


FIG. 9 Surface représentative de l'écart type d'estimation.
Surface representing standard deviation of estimation.

Une configuration possible (et non plus moyenne) de la couche obtenue par simulation conditionnelle est présentée sur la figure 10. On observe que la surface ainsi obtenue est beaucoup plus irrégulière que celle de la figure 8. Elle conserve toutefois la même forme générale et reste compatible avec toutes les mesures.

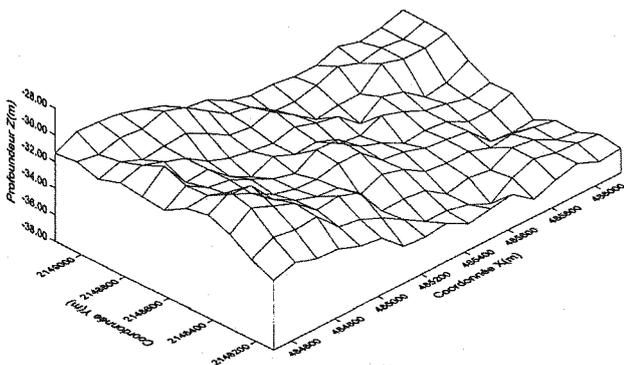


FIG. 10 Simulation de la profondeur de la CD.
Simulation of depth to first hard layer.

Conclusion

La géostatistique prend en considération la dépendance spatiale des propriétés du sol en des points proches au moyen du concept de fonction d'autocovariance ou de variogramme. Lorsque l'information géotechnique est suffisante et qu'il existe un degré raisonnable d'homogénéité statistique du milieu, elle permet d'aborder de façon rationnelle le problème de l'estimation de l'épaisseur d'une strate ou de la valeur des propriétés du sol en un point donné ou de leur valeur moyenne dans une certaine région. La géostatistique permet aussi d'estimer l'incertitude associée à cette évaluation. Pour ce type d'estimation on fait le plus souvent appel au concept d'estimateur linéaire sans biais de moindre variance. Par ailleurs la géostatistique permet de construire des configurations possibles des variations spatiales des propriétés géométriques ou mécaniques du sol au moyen des techniques de simulation.

Les méthodes géostatistiques fournissent ainsi un outil rationnel pour interpréter l'information géotechnique disponible et évaluer la variabilité spatiale du sol à différentes échelles. Ce sont des techniques qui peuvent être utilisées pour évaluer systématiquement les résultats de campagnes de reconnaissance. Elles permettent d'éliminer une partie de la subjectivité avec laquelle on construit communément les profils de sols et les coupes stratigraphiques.

Le rôle de la géostatistique ne peut bien sûr être que complémentaire des interprétations traditionnelles, car la logique géologique doit rester le principal fil conducteur, mais son apport peut être important quand une modélisation déterministe s'avère trop complexe. Elle se prête au traitement informatique et permet des mises à jour rapides au fur et à mesure que l'information est obtenue. L'analyse géostatistique peut par ailleurs être précieuse pour évaluer si les échantillonnages réalisés sont suffisants pour apprécier la continuité dans l'espace des différentes propriétés du sol analysé. On peut aussi l'utiliser pour déterminer la position optimale d'éventuels échantillons supplémentaires (Auvinet et Abaziou, 1993). Il est donc probable que la géostatistique sera de plus en plus utilisée en géotechnique dans le futur.

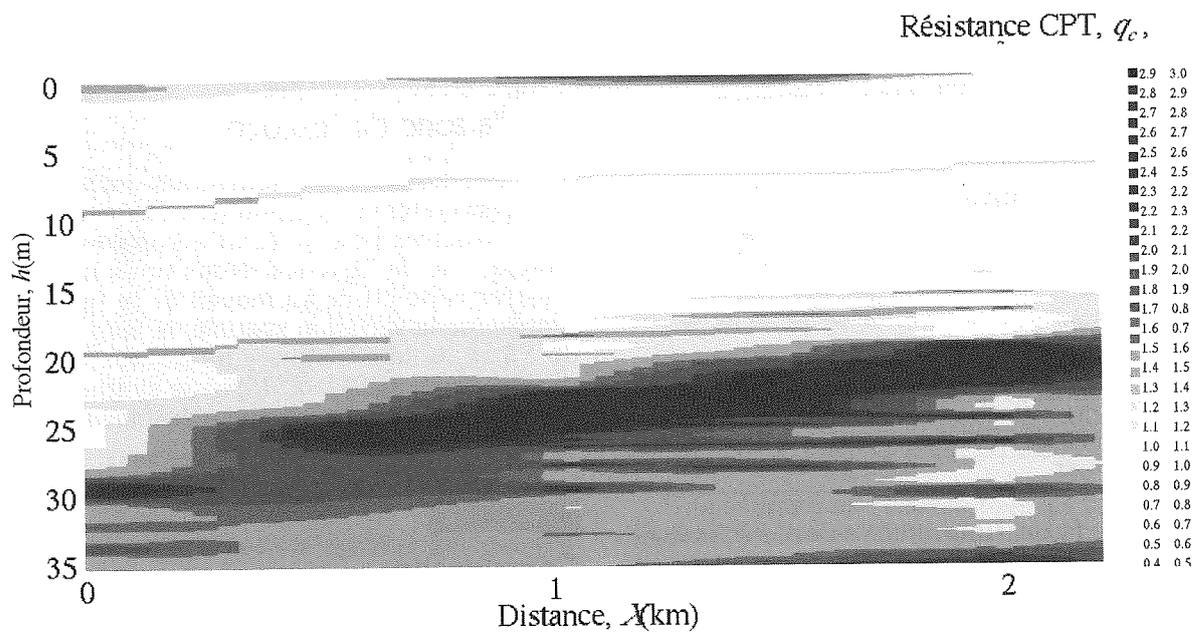


FIG. 11 Section longitudinale virtuelle du sol sur le site de Texcoco.
Virtual soil cross section on Texcoco site.

Bibliographie

- Auvinet G. – Processus stochastiques. Notes du cours, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM, Mexico (en espagnol), 1987.
- Auvinet G., Abaziou L. – Application of random field theory to control of compaction of earth embankments, *Sciences de la Terre*, n° 32, 1993, p. 449-460.
- Auvinet G. – *Uncertainty in Geotechnical Engineering*. Sixteenth Nabor Carrillo Lecture, Publication bilingue (anglais/espagnol), SMMS, Mexico, 2002, 181 p.
- Deutsch, Journel A.G. – *GSLIB, Geostatistical Library and user's guide*, Oxford University Press, New York, 1992.
- Juárez M. – Application de la géostatistique à la description du sol de la vallée de Mexico. Thèse de Master, ESIA-IPN, Mexico (en espagnol), 2001.
- Krige D.G. – Statistical application in mine evaluation. *J. Institute Mine Survey*, South Africa, 1962.
- Matheron G. – *Les variables régionalisées et leur estimation*. Masson et Cie, Paris, 1965.
- Medina Z. – Interprétation géostatistique des campagnes de reconnaissance des sols. Thèse de Master, UNAM, Mexico (en espagnol), 2001.
- Méndez E., Auvinet G. – Application des technologies de l'information au zonage géotechnique du sol du bassin de Mexico. *Comptes rendus de la XX^e Réunion nationale de mécanique des sols*, SMMS, Oaxaca, Mexico (en espagnol), 2000.

Condition de glissement sous les ouvrages poids portuaires Étude bibliographique

A. CORFDIR

CERMES, ENPC/LCPC
Institut Navier
6 et 8, avenue Blaise-Pascal
Cité Descartes
Champs-sur-Marne
77455 Marne-la-Vallée
Cedex 2
corfdir@cermes.enpc.fr

J.-J. TRICHET

CETMEF
2, bd Gambetta
BP 60039
60321 Compiègne
cetmef@equipement.gouv.fr

Résumé

Un grand nombre d'ouvrages portuaires résistent aux efforts horizontaux qui leur sont appliqués par la mobilisation d'un frottement sur leur base (digues verticales, quais poids, quais en caissons...). La bonne connaissance des conditions de glissement de ces ouvrages permet d'en optimiser la masse et donc, de manière directe, le coût. Les pratiques actuelles restent très sommaires et simplistes dans l'appréciation de la mobilisation du frottement sous les ouvrages poids. La présente étude consiste en une revue de la condition de glissement sous les ouvrages poids portuaires. Ont été examinés guides et règlements, ouvrages techniques, articles scientifiques, rapports de recherche, ainsi que certains comptes rendus d'essais. Dans le cas des digues verticales, les travaux se sont avérés nombreux et confirment l'importance du rôle de la condition de glissement. Nous avons abordé de nombreux aspects comme les principes de vérifications des ouvrages, l'étude des accidents, le coefficient de frottement tel qu'il ressort des recommandations, des essais à grande échelle et des essais de laboratoire, l'effet de dispositions constructives sous la semelle, l'effet du vieillissement et des sollicitations cycliques, le rôle joué par le développement des pressions interstitielles. Nous présentons aussi les modes de dimensionnement alternatifs qui ont été proposés autour de la notion de limitation de la distance de glissement des caissons.

L'étude complète est disponible sur le site Internet du Cetmef : www.cetmef.equipement.gouv.fr, Rubrique : Les Publications – Ouvrages & équipements.

Mots clés : ouvrages poids, dimensionnement, coefficient de sécurité, quai, digue, glissement, frottement, interface, cyclique, semelle, jupe, bêche, fiabilité.

Sliding condition for wharves and breakwaters A bibliographical review

Abstract

A large number of harbour structures resists to horizontal efforts by mobilizing friction on their base (vertical dikes, quays weights, quays in caissons). A good knowledge of the sliding conditions of these structures will allow optimizing their mass and, as a direct consequence, their cost. In current practice, the appreciation of the mobilization of friction under such structures remains very summary and simplistic.

The present study consists of a review of the sliding condition under gravity type structures. Guides, regulations, technical works, scientific papers, research reports as well as certain trial reports were examined. In the case of vertical breakwaters, the numerous scientific papers examined confirm the importance of the role of the sliding condition. Various aspects have been considered in this study : the principles of verifications, the

NDLR : Les discussions sur cet article sont acceptées jusqu'au 1^{er} septembre 2005.

Introduction : les différents types d'ouvrages poids portuaires envisagés

Nous considérerons ici les ouvrages poids portuaires, digues (Fig. 1) et quais (Fig. 2) qui ont une semelle en béton (ou en maçonnerie). Sont donc exclus les digues à talus, les ouvrages en gabions qui posent des problèmes spécifiques. Tous les ouvrages pris en compte doivent résister à d'importants efforts horizontaux grâce au frottement de la semelle de fondation sur le sol, le sol naturel étant généralement remplacé par un matériau granulaire, du sable à l'enrochement. Pour la description de ces ouvrages et de leurs variantes, on peut se rapporter à divers documents dont (Tsinker, 1997; Takahashi, 1997; STCPMVN, 1981, 1992; Chapon, 1882, 1984; Bruun, 1976). Le principe de ces ouvrages est ancien mais l'utilisation des digues verticales a connu un renouveau (Oumeraci, 1994) en particulier au Japon (Tanimoto et Takahashi, 1994) et en Italie (Franco, 1994). De nombreux travaux de recherche ont

study of accidents, the coefficient of friction as defined by recommendations, large-scale trials and laboratory trials, the effect of special devices like shear key under the footing, the effect of aging and of cyclic loads, the role played by the development of pore pressure. This paper also presents alternative design methods based on the concept of limitation of the sliding distance of the caissons.

The full report is available on the Cetmef web site : www.cetmef.equipement.gouv.fr, Heading : Les publications – Ouvrages & équipements.

Key words : gravity-type, design, safety factor, quay, breakwater, sliding, friction, interface, cyclic, footing, skirt, (shear) key, reliability.

soutenu ce développement dont ceux de Goda (1974, 1985, 2000), Oumeraci *et al.* (1992).

Nous allons aborder successivement divers aspects : principes de vérification des ouvrages poids portuaires, coefficient de frottement sous la semelle, prise en compte de dispositions constructives sous la semelle, prise en compte de l'effet des sollicitations cycliques, prise en compte des surpressions instantanées dues aux vagues, limitation des déformations. Une présentation plus complète pourra être trouvée dans le document CETMEF (Corfdir, 2002).

Principes de vérification des ouvrages poids portuaires

Les vérifications classiques

Les méthodes classiques de dimensionnement des ouvrages poids portuaires sont fondées, pour ce qui

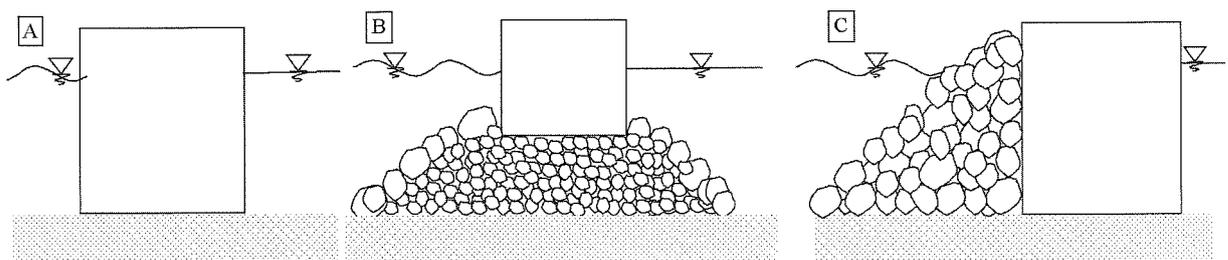


FIG. 1 Types de digues : verticale (A), mixte (B), armée (C).

Types of breakwaters: vertical wall breakwater, composite breakwater, horizontal composite breakwater.

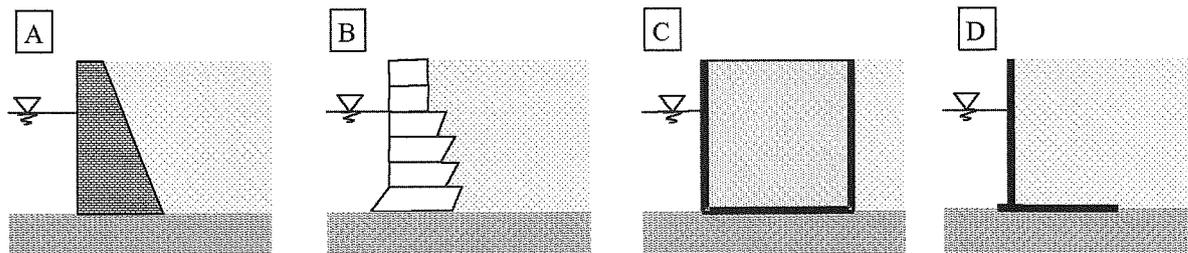


FIG. 2 Types de quais : maçonnerie (A), blocs de béton (B), caissons (C), murs en L (D).

Types of wharves : masonry (A), concrete blocks (B), caissons (C), L-shaped wall (D).

concerne la stabilité externe, sur trois vérifications : glissement, renversement, poinçonnement du sol de fondation (Fig. 3) (GEO, 1998; SETRA, 1998; Clayton *et al.*, 1993, USACE, 1989).

Rappelons comment s'écrit la condition de non-glissement :

$$H < f \times V \quad (1)$$

où H représente la force horizontale appliquée, V la force verticale (diminuée des forces de pression hydraulique s'exerçant sous la semelle) et f le coefficient de frottement, que l'on peut définir comme la valeur maximale que peut atteindre le rapport H/V sans que le bloc se déplace significativement.

Ces vérifications peuvent être menées en attribuant pour chaque vérification un coefficient de sécurité global ou bien être intégrées dans un système de vérification semi-probabiliste utilisant des coefficients de sécurité partiels, comme dans le CD ROSA 2000 (CETMEF, 2000).

2.2

Le développement des méthodes semi-probabilistes

Ces méthodes sont maintenant bien élaborées pour ce qui concerne les murs-poids ; voir notamment l'Eurocode 7 (CEN, 2000, 2001) ou bien ROSA 2000 (CETMEF, 2000). Notons qu'elles sont ouvertes à d'autres types de vérifications que les trois modes de rupture classiques.

Le cas des digues verticales est nettement moins bien traité que celui des murs-poids. Burcharth et Sørensen (1998, 1999) ont calé les coefficients de sécurité partiels pour les digues verticales selon le degré de connaissance des conditions de houle, la réalisation ou non d'essais sur modèles et la profondeur faible ou grande de l'eau. Différents calages ont été réalisés selon la valeur de la probabilité de ruine acceptée pendant la durée de vie de calcul de l'ouvrage.

2.3

Étude des données d'accidents

Les données d'accidents ont été étudiées notamment par Cornick (1968) puis par Oumeraci (1994) pour les digues verticales et les digues verticales armées soumises à des tempêtes et par Werner *et al.* (1998)

pour des quais et des digues soumis à des séismes. On peut encore citer les travaux de Goda (1974, 2000) et de Nagai et Kurata (1974) et (AIPCN, 2001). Ces travaux confirment que le glissement est l'un des modes principaux de ruine pour ces types d'ouvrages. Ainsi, dans l'étude de Werner *et al.* (1998), on trouve 16 cas sur 21 où le glissement est l'un des modes de ruine (parfois le mode prédominant) et dans l'étude d'Oumeraci (1994), ce sont 8 cas sur 17 où le glissement intervient. L'analyse des accidents conforte donc le bien-fondé du principe de la vérification au glissement, ainsi que le besoin de procéder à toutes les études nécessaires pour une vérification soignée de cette condition.

Cette analyse est corroborée par certaines études théoriques. L'étude de simulation menée par Voortman et Vrijling (1999) conclut aussi à la grande importance du mode de rupture par glissement. Sørensen et Burcharth (1999) trouvent, eux aussi, que la probabilité de ruine par glissement peut atteindre ou dépasser la moitié de la « probabilité-système » (prise par les auteurs comme la probabilité maximale pour l'ensemble des modes de ruine étudiés) dans le cas où il n'y pas eu d'essai sur modèle en vue d'affiner la conception de l'ouvrage. Mais le cas étudié par Lambert et Martinelli (1999) conduit à une probabilité de rupture par glissement nettement inférieure à celle d'autres modes.

2.4

Diverses critiques sur les vérifications classiques

Un certain nombre de critiques ont été faites quant au choix des vérifications : vérifications jugées inutiles ce qui est sans doute un moindre mal (vérification au renversement), mais aussi vérifications pouvant être globalement insuffisantes. Ce dernier point a été signalé par Mommessin et Nègre (1983) pour les murs de soutènement, dans le cadre du calcul à la rupture (Fig. 4) : ils ont montré qu'il existait des cas de ruine alors que les trois conditions de vérification habituelles sont satisfaites. La séparation arbitraire en deux conditions de vérification de l'effet de la force et du moment (Fig. 5) est une difficulté qui a été soulevée par Sekiguchi et Kobayashi (1994) pour les digues : la prise en compte simultanée de la force et du moment a pour résultat une résistance plus faible. Leurs travaux sont fondés sur des calculs élastoplastiques, mais aussi sur des travaux antérieurs sur les fondations superficielles et sur l'analyse d'un accident. Elles sont confortées par des travaux expérimentaux (Tanaka *et al.*, 1987). L'ana-

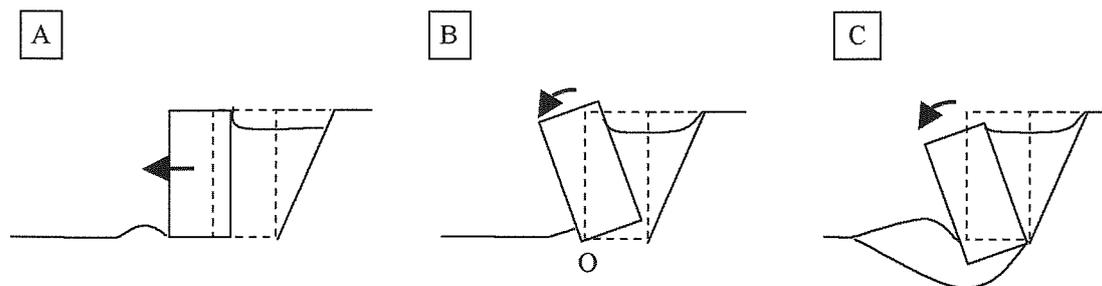


FIG.3 Rupture par glissement (A), renversement (B), poinçonnement du sol de fondation (C) pour un quai.

Types of wharf failures : sliding (A), overturning (B), bearing capacity failure (C).

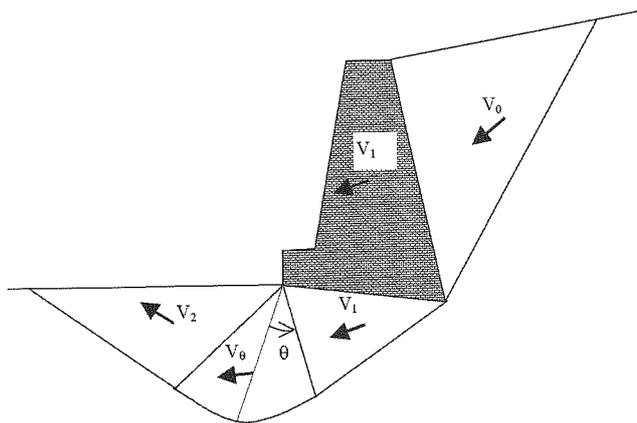


FIG. 4 Mécanisme cinématique de Mommessin et Nègre (1983) pour un calcul à la rupture.

Kinematic field for limit analysis by Mommessin and Nègre (1983).

lyse des accidents évoquée dans le paragraphe précédent va dans le même sens, avec souvent des combinaisons de modes de rupture. Notons que l'analyse limite pratiquée grâce à un code d'éléments finis doit permettre de s'affranchir de ce problème (voir par exemple, Jiang et Magnan, 1997).

3

Valeur du coefficient de frottement

3.1

Les résultats expérimentaux

Le choix de la valeur du coefficient de frottement est une question centrale pour la vérification au glissement. Les informations peuvent être de différents types : résultats d'expériences à grande échelle, résultats d'expérience en laboratoire, préconisations et règles de l'art de divers auteurs, codes et règlements.

En ce qui concerne les expériences à grande échelle sur le coefficient de frottement entre l'ouvrage et son soubassement (le soubassement est un matelas de matériau granulaire sur lequel repose l'ouvrage), on a relevé plus d'études expérimentales relativement ponctuelles (même si certaines ont mis en œuvre des moyens d'essais importants) que de programmes de recherche scientifique de grande ampleur. Il faut citer :

les essais pour le port de Constanza en Roumanie (Ciortan, 1994), les essais pour le port de Botany en Australie (Moss-Morris et Hodge, 1981), les essais pour le pont du Grant Belt au Danemark (Bjerregaard Hansen *et al.*, 1991), les essais menés pour le port de Dieppe (LRPC, 1990a et b), les essais dans le port de Sakai au Japon (Tanimoto *et al.*, 1992), les essais menés au centre d'expérimentation routière du MELTT (Khay et Vincelas, 1998) et enfin les essais réalisés au port de Sakai sur un caisson cylindrique (Tanimoto *et al.*, 1992). (Tableau I). Le document (AIPCN, 1995) donne plusieurs autres résultats d'essais japonais.

Nous allons donner quelques éléments sur les expériences de laboratoire susceptibles d'éclairer la question du coefficient de frottement à prendre en compte dans les ouvrages poids. Les expériences de laboratoire permettent beaucoup plus aisément d'identifier le rôle des différents paramètres : on a vu ainsi l'effet de la nature et de la densité du sol, l'effet de la présence ou non d'eau, l'effet de la contrainte normale, l'effet de la nature et de l'état de surface du béton, etc. Les appareils de laboratoire utilisés pour étudier le comportement de l'interface entre un sol et un élément de structure sont nombreux : divers types de boîtes de cisaillement, appareils d'arrachement, etc. Sur ce point, nous renvoyons à la bibliographie de Lerat (1996). Les études sur l'interface sol/acier ont fait l'objet d'une littérature abondante ; nous nous limitons ici à l'étude de l'interface sol/béton (Tableau I).

Les valeurs mesurées du coefficient de frottement s'étendent pour du sable d'environ 0,55 à environ 1,11 ce qui laisse une marge importante. Pour une interface

TABLEAU I Valeurs expérimentales du coefficient de frottement.

Experimental values for friction coefficient.

Type	Référence	Coefficient du frottement
Expériences à grande échelle	Ciortan (1994)	0,45 à 0,63
	Moss-morris et Hodge (1981)	0,70 à 0,72
	Bjerregaard Hansen <i>et al.</i> (1991)	0,27 à 0,47
	Khay et Vincelas (1998)	0,36 à 0,58
	Tanimoto <i>et al.</i> (1992)	0,55
	AIPCN (1995)	0,41 à 0,89
Expériences en laboratoire	Potyondi (1961)	0,66 à 0,97
	Brumund et Leonards (1973)	0,60 à 1,11
	Kulhawy et Peterson (1979)	0,55 à 0,93
	Acar <i>et al.</i> (1982)	0,68 à 0,80
	Goh et Donald (1984)	0,57 à 0,62

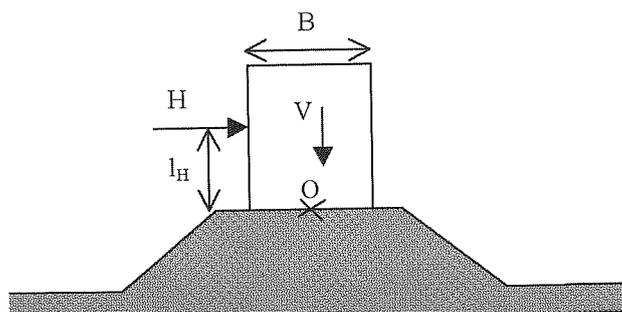
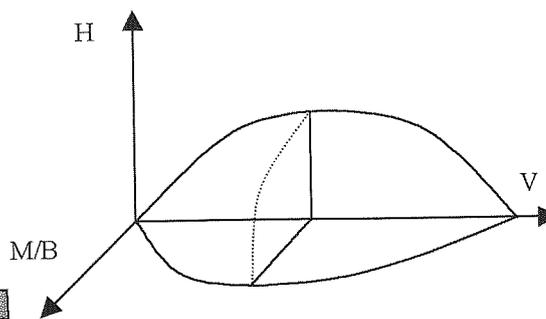


FIG. 5 Forces excentrées agissant sur un caisson et surface limite de charge. Eccentrically loaded caisson and failure load surface.



« lisse » (aspérités de taille nettement inférieure à la taille des grains), la fourchette est plus réduite, d'environ 0,55 à 0,82, si l'on exclut un matériau particulier (sable B de Brumund et Leonards, 1973). Pour l'interface rugueuse, en excluant aussi le sable B, on obtient une fourchette de 0,59 à 0,97.

3.2

Les recommandations et règlements

Le tableau II récapitule les coefficients de frottement proposés (et des coefficients de sécurité éventuellement associés) par les recommandations de divers auteurs et par les règlements ou normes de différents pays. Il s'agit là d'une présentation simplifiée qui passe sous silence certaines particularités et certaines options qui sont ouvertes dans les différents documents. Il faut signaler aussi que certaines sources sont spécialement consacrées aux ouvrages maritimes ou fluviaux, voire offshore, alors que d'autres sont d'abord rédigées pour les ouvrages de soutènements usuels.

Les recommandations des diverses sources témoignent d'une dispersion des évaluations du coefficient de frottement, ainsi que du nombre de paramètres pouvant intervenir : nature du matériau de soubassement, densité de ce soubassement, état de surface de la semelle, vitesse de chargement, homogénéité de la répartition des contraintes, intensité de la contrainte verticale... Le coefficient de frottement f est parfois

donné de manière forfaitaire selon les situations et parfois donné en fonction de l'angle de frottement interne (ou parfois l'angle de frottement à l'état critique) du matériau sous la semelle (par exemple, $f = \tan(2/3 \times \phi)$). Dans le tableau II, on a donné la valeur du coefficient de frottement pour un angle $\phi = 35^\circ$.

Les coefficients de frottement présentés sont en général associés à un coefficient de sécurité approprié. Les coefficients de sécurité indiqués dans le tableau II sont des coefficients de sécurité globaux à appliquer avec le coefficient de frottement indiqué. Dans une certaine mesure, les écarts entre les coefficients de frottement préconisés pour le dimensionnement sont atténués par la prise en compte du coefficient de sécurité qui est simultanément recommandé (AIPCN, 2001) ; c'est par exemple le cas de l'Espagne et du Canada. Les documents cités ne donnent pas tous de prescriptions pour évaluer les actions exercées sur l'ouvrage. Toutefois, certains documents donnent des éléments qui permettent d'expliquer certaines différences dans les coefficients de sécurité. Par exemple, pour les digues, le coefficient de sécurité élevé de Chapon (1984) doit être mis en relation avec une méthode de calcul des efforts de houle différente de celle de Goda (2000). De même, pour les quais l'option du coefficient de sécurité de 1 de l'EAU (1992) est associée à un mode défavorable d'évaluation de la poussée des terres (poussée au repos). Dans le futur, l'éventuelle généralisation des méthodes semi-probabilistes avec les coefficients de sécurité partiels devrait faciliter les comparaisons.

TABLEAU II

Valeurs du coefficient de frottement et du coefficient de sécurité issues de recommandations et de règlements. (i) L'angle de frottement interne est ici l'angle de frottement interne à l'état critique ; on prend comme coefficient de frottement $2/3 \tan \phi$ si la semelle en béton est préfabriquée, $\tan \phi$ si elle est coulée en place ; (ii) l'effet des coefficients partiels conduit à un coefficient global équivalent qui a été évalué (sur un cas) à environ 1,5 ; (iii) 1 si la semelle est coulée en place ; (iv) cas du contact béton/éléments grossiers.

Values of friction coefficient and of safety factor from standards and codes of practice. (i) The value of the interne friction angle is here the friction angle at the critical state, the friction coefficient is taken equal to $2/3 \tan \phi$ if the footing is precast or $\tan \phi$ if it is cast in place ; (ii) the effect of partial coefficients leads to a global safety coefficient which has been evaluated (for one case) around 1,5 ; (iii) 1 if the concrete is cast against rubble ; (iv) case of friction between concrete and rubble.

Type de référence	Référence	Coefficient de frottement	Coefficient de sécurité
Auteurs de manuels ou d'articles	Terzaghi et Peck (1967)	0,35 à 0,55	1,5
	Cornick (1969)	0,30 à 0,70	
	Chapon (1982 et 1984)	0,43 à 0,70 pour $\phi = 35^\circ$	1,75 à 2,00
	Reimbert et Reimbert (1990)	0,54 pour $\phi = 35^\circ$	1,5
	Le Tirant (1979)	0,58 pour $\phi = 35^\circ$	1,3
	Dawson (1983)	0,70 pour $\phi = 35^\circ$	2,5 à 3,0
	Elman et Terry (1987)	0,25 à 0,60	
	Takayama et Ikeda (1992)	0,636	
	Tsinker (1997)	0,50 à 0,65	1,25 à 1,50
	Takahashi (1997)	0,50 à 0,80	1,2
Goda (2000)	0,60	au moins 1,2	
Règlements et recommandations nationales	SETRA (1998)	0,70 pour $\phi = 35^\circ$	1,3 à 1,5
	CETMEF (2000)	0,6 ^{iv}	
	Grande-Bretagne (BSI, 1994)	0,44 (valeur de conception) pour $\phi_{\max} = 35^\circ$	
	Eurocode 7 Partie 1 (CEN, 2001)	0,43 à 0,70 ⁱ pour $\phi = 35^\circ$	fonction de la méthode choisie ⁱⁱ
	États-Unis (USACE, 1989)	0,70 pour $\phi = 35^\circ$	1,1 à 1,5
	Allemagne (EAU, 1992)	0,43 à 0,70 pour $\phi = 35^\circ$	1,0 avec $K_0 = 1 - \sin(\phi)$
	Canada (SCG, 1994)	0,35 à 0,55	1,5 à 2,0
	Hong Kong (GEO, 1998)	0,53 à 0,70 pour $\phi = 35^\circ$	1,2
	Espagne	0,70 à 1 ⁱⁱⁱ	1,3 à 1,5
	Japon	0,60	1,2

On retiendra également de ces recommandations les nombreuses mises en garde vis-à-vis de la velléité de concevoir un ouvrage-poids fondé sur un sol de mauvaise qualité : il est vivement recommandé de substituer le mauvais sol sous la fondation par une couche de matériau granulaire de bonne qualité. Par exemple, au Japon, l'épaisseur minimale de soubassement demandée est de 1,50 m.

L'influence de l'eau sur le comportement d'interface d'un matériau granulaire serait loin d'être négligeable au vu de quelques rares expériences (Géminard *et al.*, en 1999, Potyondi en 1961...). Cette question mériterait d'être approfondie. Enfin, la résistance des « grains » du matériau constituant le soubassement aurait également une incidence notable sur la valeur du coefficient de frottement d'après l'expérience japonaise (relatée par l'AIPCN, 1995).

4

Prise en compte de dispositions constructives sous la semelle

Dans le cas des murs de soutènement, diverses dispositions constructives ont été envisagées pour améliorer la résistance au glissement : bêche pouvant être située à divers endroits de la semelle, semelle inclinée (Fig. 6), semelle à rugosité augmentée ou avec des ondulations. Des dispositions comparables ont pu être utilisées pour les structures offshore (Tani et Craig, 1995). Toutefois, Elman et Terry (1997) se sont faits l'écho de doutes sur l'efficacité des bêches dans le cas de murs poids.

Les règlements prennent parfois en compte ces dispositions constructives (bêche, semelle inclinée) (SCG, 1994; USACE, 1989; GEO, 1998; BSI, 1994) en considérant que la présence d'une bêche ou d'une semelle inclinée modifie les lignes de rupture à considérer. Philipponat (1979) propose lui de prendre en compte une bêche par une augmentation forfaitaire du coefficient de frottement. Enfin Leroux (1992) propose une troisième méthode qui prend en compte une capacité de résistance supplémentaire par mobilisation d'un cône de butée.

Horvath (1991) a comparé les diverses dispositions constructives (bêche en différentes positions, semelle inclinée) avec des outils numériques plus élaborés que les méthodes utilisées habituellement. Il conclut notamment que ces dispositions sont utiles lorsque les forces

de poussée sont très élevées, comme celles engendrées par les sollicitations sismiques ou la liquéfaction des remblais.

L'adaptation de la rugosité de la semelle à la taille moyenne des grains du matériau de fondation constitue une autre voie intéressante. Les recommandations allemandes (EAU, 1992) prévoient la possibilité de prendre comme angle de frottement ϕ au lieu de $2/3\phi$ si la surface inférieure du caisson est en dents de scie ou a une rugosité adaptée à la taille moyenne des grains du sol de fondation. L'Eurocode 7 adopte la même démarche. L'état de l'art japonais (AIPCN, 1995) permet de préciser ce qu'est une bonne adaptation de la rugosité : il convient que la profondeur des ondulations soit de l'ordre de 2 fois la taille des cailloux présents à la surface du massif d'enrochement. Pour avoir quelques résultats expérimentaux sur l'effet d'ondulations, on peut se reporter à un document du LRPC Nord-Picardie (1990). Enfin des pratiques japonaises consistent à installer un matelas de caoutchouc ou d'asphalte entre le caisson et le soubassement en vue d'améliorer l'adhérence.

5

Prise en compte des sollicitations cycliques sur la résistance au glissement et influence du vieillissement

5.1

Les effets des sollicitations cycliques

Les digues verticales sont soumises à des chargements cycliques importants dus à l'impact des vagues. La question de l'effet des chargements cycliques sur les fondations superficielles d'ouvrages maritimes a suscité des travaux assez tôt, notamment pour les plates-formes offshore gravitaires (Le Tirant, 1979) ou pour des ouvrages exceptionnels dans des conditions de fondations délicates comme dans le cadre du projet Delta aux Pays-Bas (Heins et de Leeuw, 1977). Ce domaine s'est développé par la suite et on peut notamment citer des travaux de modélisation récents (Kvalstad et de Groot, 1999).

On peut *a priori* distinguer deux processus d'évolution : les effets permanents dus à l'évolution de l'interface et/ou du sol (ou de l'enrochement) immédiatement

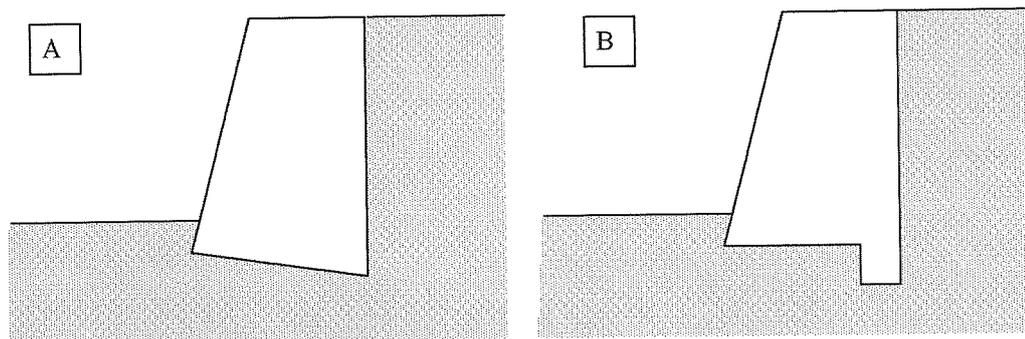


FIG. 6 Semelles de fondation inclinée (A), avec une bêche (B). Footings with sloped base (A), with key at heel (B).

situé dessous et qui se traduit par une évolution du coefficient de frottement, et les effets temporaires dus à l'évolution des pressions interstitielles engendrées par les sollicitations cycliques. Les effets permanents font partie du processus de vieillissement (pas forcément défavorable, au contraire) de l'ouvrage.

5.2

Évolution du coefficient de frottement

La question essentielle est de déterminer si le comportement est durcissant (la résistance au cisaillement continue à augmenter avec le nombre de cycles) ou radoucissant (la résistance diminue). Dans ce second cas, il y a lieu de tenir compte de la résistance résiduelle au cisaillement (et non plus de la résistance au pic) dans la vérification au glissement.

Des tests de comportement cyclique de l'interface sol-structure avec une valeur constante de l'effort normal appliqué ont été réalisés en laboratoire avec divers appareils et divers types d'interface : acier (cas le plus fréquent) ou béton (Desai *et al.*, 1985). Ces tests laissent apparaître le fait que, dans le cas où le matériau est sec ou drainé, une interface avec des sables lâches présente un caractère « durcissant » (Desai *et al.*, 1985 ; Sharour *et al.*, 1992 ; Fakharian et Evgin, 1993 ; Sharour et Rezaie, 1997) tandis qu'avec des sables denses, l'interface peut présenter un comportement « radoucissant » (Sharour *et al.*, 1992 ; Uesugi *et al.*, 1989 ; Sharour et Rezaie, 1997 ; Fakharian et Evgin, 1997) ou faiblement durcissant (Desai *et al.*, 1985 ; Fakharian et Evgin, 1993). Ces comportements d'interface sont comparables au comportement drainé des matériaux granulaires tel qu'on l'observe lors d'essais triaxiaux : pour un matériau lâche, l'effort de cisaillement croît avec la déformation et le comportement est toujours contractant jusqu'à atteindre la densité critique ; pour un matériau dense, l'effort de cisaillement passe par un pic puis décroît et le comportement est contractant jusqu'à l'état caractéristique puis dilatant jusqu'à atteindre l'état critique (voir par exemple : Smolczyk, 2002 ; Ortigao, 1995 ; Hicher et Shao, 2002).

Lors d'essais à grande échelle, Heins et de Leuw (1977) ont réalisé deux tests monotones successifs sur un même sable initialement assez lâche. Entre le premier et le second test, le coefficient de frottement s'est accru de 20 %. Ces résultats vont dans le même sens que les essais de laboratoire pour ce qui est du comportement des interfaces avec un sol lâche.

5.3

Le développement des pressions interstitielles

Les sollicitations cycliques sur un ouvrage peuvent générer des pressions interstitielles et notamment à la base. Si le sol n'est pas drainé ou seulement partiellement drainé à l'échelle de temps d'une tempête, il est nécessaire de prendre en compte le développement, au cours de la tempête, des pressions qui tendent à diminuer la composante normale de la force effective verticale à l'interface sol/structure et donc à diminuer la force de frottement mobilisable, même si le coefficient de frottement est inchangé.

Ceci a été mis en évidence par Le Tirant (1979) dans le cas d'une structure offshore gravitaire. Son exemple de calcul montre qu'il peut y avoir ruine par glissement de l'ouvrage lors d'une tempête à cause de l'augmentation de la pression interstitielle dans les sables denses situés sous l'ouvrage. Parmi les méthodes proposées par la suite, il faut citer les travaux récents de Kvalstad et de Groot (1999) qui ont proposé une méthode dans le cas de l'argile et le cas du sable.

5.4

Vieillissement de l'interface

Divers mécanismes de vieillissement ont été proposés dans des contextes géotechniques variés allant dans le sens d'une amélioration du comportement des sols ; à cet égard on peut se reporter notamment à la revue de Schmertmann (1991). Dans le cas d'un caisson posé sur un soubassement, il semble que le vieillissement soit dû aux sollicitations cycliques, via une augmentation de la densité du soubassement. Il est donc utile que l'ouvrage ait déjà subi des conditions de sollicitations relativement élevées avant de pouvoir résister à une première tempête sévère ; aspect déjà évoqué par Le Tirant (1979).

Nagai et Kurata (1974) admettent même une augmentation importante à terme du coefficient de frottement initial dans le cas d'une digue, mais ils ne semblent guère suivis. Tanimoto *et al.* (1992) sont beaucoup plus prudents et estiment que l'effet favorable du temps sur le coefficient de frottement est déjà pris en compte de manière implicite dans le règlement japonais ($f = 0,60$ associé à un coefficient de sécurité global de 1,2).

6

Prise en compte des effets hydrauliques

6.1

Nécessité de prendre en compte les surpressions engendrées par la houle

Il est important de prendre en compte les effets de la pression et de la circulation de l'eau sous les ouvrages au cours de la vérification du non-glissement. Il s'agit là d'un phénomène instantané dû aux vagues qui est tout à fait différent de l'accumulation cyclique de surpression due aux cycles de contraintes dans le sol. Dans ce dernier cas, ce sont les sollicitations mécaniques exercées par la structure sur le sol (action de la houle transmise par la structure) alliées au faible drainage qui entraîne l'accumulation de surpressions. Dans l'autre cas, ce sont les surpressions dues à la houle qui pénètrent sous l'ouvrage grâce à la perméabilité du sol ou du soubassement. Dans les deux cas, c'est le rapport période de la houle/temps caractéristique de drainage sous l'ouvrage qui est déterminant. Dans le cas des digues constituées de caissons disposés sur un soubassement en enrochements (appelées digues mixtes), cette question fait l'objet d'actives recherches expérimentales et numériques.

Nous n'étudierons pas ici la force horizontale due à l'action directe des vagues. Nous indiquons néanmoins,

outre les travaux classiques de Goda (1977, 2000), le travail récent de Kortenhaus *et al.* (1999).

6.2

Le profil des surpressions

L'hypothèse la plus classique est que le profil de surpression due à la houle à prendre en compte varie linéairement sous l'ouvrage entre les deux valeurs amont et aval supposées définies par l'agitation devant et derrière l'ouvrage. Quand il n'y a pas d'agitation derrière l'ouvrage, le profil est triangulaire (Fig. 7) (voir par exemple, Goda, 2000). Cette hypothèse est justifiée dans le cas d'une perméabilité importante et homogène sous le soubassement. Elle a pu être invalidée par certaines expériences dont celles de Marchi (1977) qui propose une répartition rectangulaire, particulièrement dans le cas où le soubassement rocheux est obstrué par le dépôt de fins sédiments du côté du port. Une telle répartition rectangulaire est évidemment plus pénalisante pour la stabilité au glissement. Les calculs de Mase *et al.* (1994) montrent que la réalité peut s'écarter aussi du profil triangulaire mais en ayant cette fois des valeurs inférieures, dans le cas de faible perméabilité du sol.

Des travaux récents tendent à prendre en compte la non-linéarité des phénomènes. La loi de Darcy linéaire est valable pour des nombres de Reynolds petit : $R_e = \frac{vD\rho}{\mu}$

avec pour l'eau μ/ρ qui peut être pris égal à $1,3 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$, D qui est le diamètre moyen des grains du sol et v la vitesse d'écoulement. On voit que pour un soubassement de digue en enrochement le nombre de Reynolds aura tendance à être grand. On considère que la transition laminaire/turbulent intervient pour R_e de l'ordre de 700. Cedergren (1977) et van Gent (1995) ont caractérisé l'écart de comportement par rapport à la linéarité.

Ces effets non linéaires peuvent encore être pris en compte dans le cadre d'un écoulement quasi stationnaire. Les recherches récentes de De Groot (1999) déterminent dans quels cas l'étude de l'écoulement quasi stationnaire peut s'avérer insuffisante et impose la prise en compte d'effets supplémentaires comme les ondes de compression ou la propagation par diffusion du fluide ainsi que les effets indirects dus au mouvement de l'ouvrage. Ces résultats sont illustrés de calculs numériques.

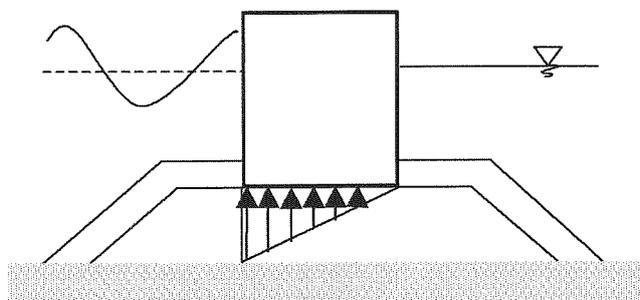


FIG. 7 Répartition triangulaire des surpressions dues à la houle sous un caisson reposant sur un soubassement. Triangular distribution of wave pressure under a caisson resting on a basement.

6.3

La valeur des surpressions

6.3.1

Les recommandations de Goda

Nous revenons maintenant à des méthodes de calcul plus simples basées sur la donnée d'une répartition triangulaire des surpressions. Pour la vérification au glissement, Goda (2000) préconise la valeur suivante pour la surpression devant l'ouvrage :

$$p_u = \frac{1}{2}(1 + \cos\beta)\alpha_1\alpha_3\rho g H_{\max}$$

Dans cette formule, on utilise les unités du système international ; β représente l'angle de propagation de la houle avec une normale à la digue, H_{\max} est la hauteur de houle maximale ; c 'est une donnée statistique. Goda recommande de prendre $H_{\max} = 1,8 H_{1/3}$. Mais selon ce même auteur, un ingénieur peut juger préférable de retenir une autre valeur que 1,8 comme 1,6 ou 2,0 ou encore une autre valeur. On rappelle que $H_{1/3}$, hauteur significative, est la hauteur moyenne du tiers des vagues ayant la plus grande hauteur.

Le coefficient ρg représente le poids volumique de l'eau. Enfin, les coefficients α_1 et α_3 dépendent du rapport h/h' (Fig. 8) ainsi que de la longueur d'onde L de la houle pour la profondeur d'eau en avant du soubassement h . Ces coefficients α_1 et α_3 sont donnés par les formules suivantes :

$$\alpha_1 = 0,6 + \frac{1}{2} \left[\frac{4\pi h/L}{\sinh(4\pi h/L)} \right]^2$$

$$\alpha_3 = 1 - \frac{h'}{h} \left[1 - \frac{1}{\cosh(2\pi h/L)} \right]$$

Ces coefficients α_1 et α_3 peuvent également être obtenus à partir d'abaques donnant directement α_1 d'une part et $1/\cosh(2\pi h/L)$ d'autre part en fonction de h/L_0 . L_0 est la longueur d'onde de la houle par grande profondeur.

6.3.2

Prise en compte de blocs ou de parois perforés avant la paroi verticale du caisson

Tanimoto et Takahashi (1994) introduisent un facteur multiplicatif λ_3 supplémentaire dans la formule de

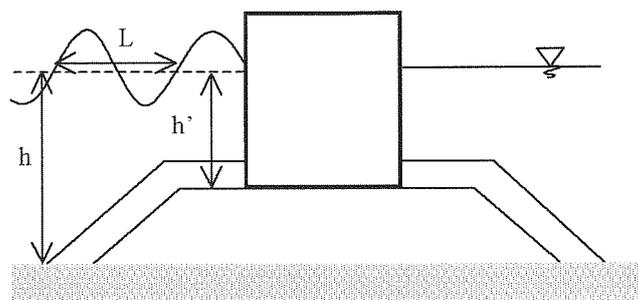


FIG. 8 Les paramètres h , h' et L pour le calcul de la surpression due à la houle. Parameters h , h' and L for wave pressure calculation.

Goda, tout en restant dans l'hypothèse d'un diagramme triangulaire :

$$P_u = \frac{1}{2}(1 + \cos\beta)\lambda_3\alpha_1\alpha_3\rho gH_{\max}$$

Ce coefficient multiplicatif est égal à 1 pour une digue verticale ordinaire puisque c'est pour ce type de digue que Goda a établi ses formules à l'origine. Pour une digue constituée de caissons protégés par des blocs (appelée aussi digue armée voir Fig. 1), les auteurs proposent :

$$\lambda_3 = \begin{cases} 1,0 & \text{si } H/h \leq 0,3 \\ 1,2 - 2/3(H/h) & \text{si } 0,3 < H/h < 0,6 \\ 0,8 & \text{si } H/h \geq 0,6 \end{cases}$$

avec $H = H_{\max}$ la hauteur de la vague maximale prise en compte et h la profondeur d'eau devant l'ouvrage (à partir de la surface du sol et non de celle du soubassement). Dans le cas d'un caisson avec une paroi perforée en avant de la paroi pleine (un caisson Jarlan par exemple), les auteurs proposent :

$$\lambda_3 = 1,0, 0,75 \text{ ou } 0,65$$

selon que la crête de la vague arrive sur la paroi perforée, qu'elle est entre la paroi perforée et la paroi pleine ou qu'elle atteint la paroi pleine.

6.3.3

Effet de la géométrie du soubassement

L'étude expérimentale (Tanimoto et Takahashi, 1994) montre que le coefficient de sécurité au glissement varie fortement selon la largeur et la hauteur du soubassement. Les résultats sont donnés en fonction des paramètres $(h-d)/h$ et B_m/h où h est la hauteur de l'eau devant le soubassement, d la profondeur de l'eau au pied du caisson, et B_m la largeur de la partie horizontale du soubassement devant le caisson (Fig. 9). L'article ne détaille pas la part de l'écart entre l'expérience et la formule de Goda qui est due aux erreurs sur les forces verticales d'une part et sur les forces horizontales d'autre part. En fait, la démarche expérimentale utilisée ne le permettait sans doute pas. Les corrections apportées sont importantes : le facteur correctif (multiplicatif) peut aller jusqu'à 2,5 pour des valeurs centrées autour de $B_m/h = 1,5$ et $(h-d)/h = 0,6$ (soit $d = 0,4 h$). L'étude permet de mettre en évidence des

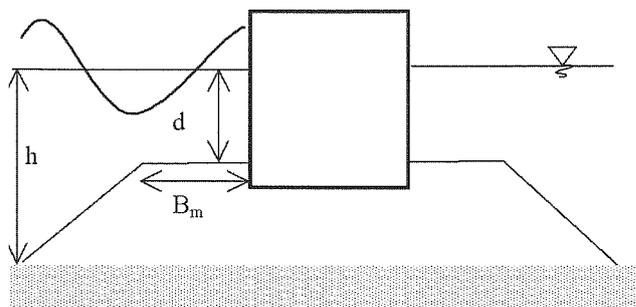


FIG. 9 Paramètres géométriques du soubassement.
Geometric parameters of the basement.

valeurs nettement défavorables des paramètres $(h-d)/h$ et B_m/h . Il est recommandé notamment d'avoir $d/h > 0,6$ si des vagues déferlantes peuvent atteindre la digue sous incidence normale.

7

Limitation des déformations : vers une nouvelle approche de la vérification au glissement des diges ?

7.1

Introduction

Cette question de la limitation des déformations nécessite de séparer les quais et les diges. Dans le cas des murs de quais, pour lesquels une déformation même faible peut être incompatible avec les contraintes d'exploitation, il s'agit principalement d'étudier l'évolution des efforts de poussée et la mobilisation des forces de frottement (Fig. 10). Dans le cas des diges, ouvrages soumis à l'impact de la houle, il y a davantage de réflexions novatrices. Notamment, certains auteurs proposent des méthodes de dimensionnement fondées non pas sur le non-glissement (ou la limitation du risque de glissement à un niveau jugé acceptable), mais sur la limitation de la distance de glissement probable qui est maintenue à un niveau jugé acceptable.

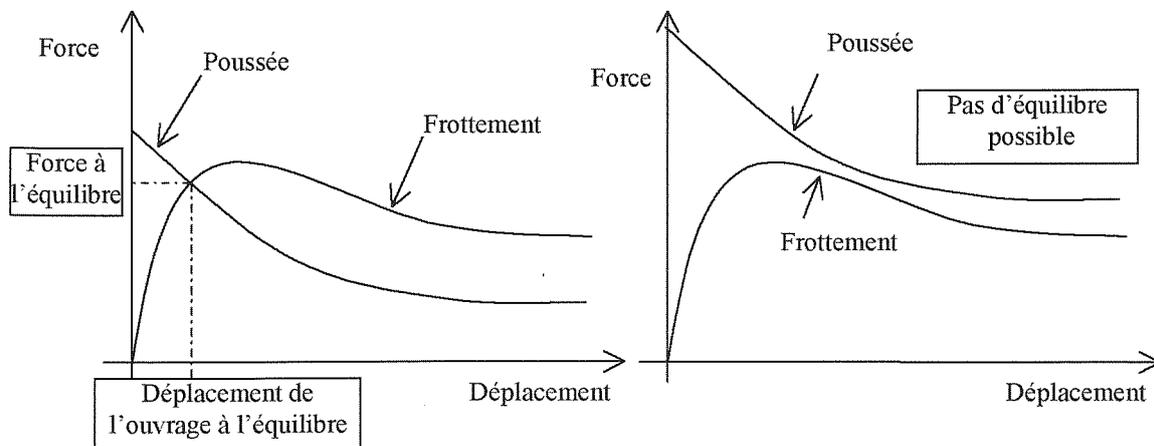


FIG. 10 Compatibilité des déplacements.
Compatibility of displacements.

Le problème des quais

En ce qui concerne la condition de glissement d'un quai-poids intérieur, on peut retenir que le déplacement nécessaire pour mobiliser le frottement dépend de nombreux paramètres (nature du sol, sa densité, taille des grains, état de la surface d'interaction...). Dans le cas d'essais de laboratoire, on a pu constater aussi l'influence de la taille de l'échantillon. Les essais à grande échelle recensés (Khay et Vincelas, 1998 ; LRPC, 1990a et b ; Bjerregard Hansen *et al.*, 1991) conduisent à une mobilisation complète atteinte pour des déplacements horizontaux compris entre 1,6 cm et 10,0 cm. Des essais de laboratoire sur des échantillons de matériaux granulaires plus fins (Kulhawy et Peterson, 1979 ; Yin *et al.*, 1995 ; Lerat, 1996 ; Dubreucq, 1999) montrent des distances de mobilisation nettement plus petites. Ceci est cohérent avec le fait que la distance de mobilisation augmente avec la taille de l'échantillon dans des expériences de laboratoires (Dubreucq, 1999). Notons que les guides et règlements ne proposent pas d'évaluation de la distance de mobilisation du frottement.

L'effet du déplacement d'un soutènement sur la poussée des terres a fait l'objet de nombreux travaux. Terzaghi a effectué des travaux sur une paroi en rotation (1936). Plus près de nous, Faou (1966, 1967) a utilisé une paroi en translation, ce qui est plus adapté à l'étude du glissement d'un caisson. Il remarque une influence de la densité, ce qui est contraire aux conclusions de Sherif *et al.* (1982). Bourdeau *et al.* (1980) estiment qu'il faut imposer une condition $h/D_{max} > 100$ pour éviter les effets d'échelle lors de ces expériences. Duncan *et al.* (1990) jugent que la distance pour atteindre l'état de poussée exprimée en pourcentage de la hauteur de la paroi augmente avec la hauteur de la paroi. On peut encore citer les travaux de Fang et Ishibashi (1986), Fang *et al.* (1997). Les données qu'on peut tirer de ces expériences sont très dispersées même si on se limite au cas de la poussée en translation : de 0,02 % à 0,9 % de la hauteur de la paroi. Les documents américains (USACE, 1989), canadiens, (SCG, 1994) et chinois (GEO, 1998) proposent des courbes d'évolution de la poussée en fonction de la rotation du mur ; elles sont très similaires dans ces trois documents. Ces courbes prennent en compte le caractère lâche ou dense des sables de remblai. Le SETRA (1998) propose, lui, une courbe pression/déplacement affine par morceaux, mais dans le cadre de soutènements souples. Les essais en centrifugeuses permettent, eux, de tester directement l'interaction sol/structure avec d'éventuelles surcharges d'exploitation. De telles expériences (Leung *et al.*, 1997) ont mis en évidence un effet important de la taille des grains sur les déplacements horizontaux.

La norme britannique (BSI, 1994) évoque la question de la compatibilité des déformations. Elle attire l'attention sur les cas où la structure peut avoir un comportement fragile ou quand le sol peut avoir un comportement radoucissant. Enfin, considérant que les déplacements permettant la mobilisation complète des capacités de résistance du sol sont souvent considérables, elle préconise le choix d'un facteur de mobilisation de 1/1,2 en contraintes effectives de la force de frottement ce qui d'après elle suffit à limiter les déplacements à moins de 0,5 % de la hauteur pour des sols moyennement denses ou raides. Le document (USACE,

1989) reprend cette utilisation des taux de travail pour limiter les déplacements. Ce même document préconise éventuellement de dimensionner l'ouvrage avec les pressions des terres au repos si la fondation est très rigide (mais cela concerne plutôt la stabilité interne de l'ouvrage) ou si la poussée est susceptible de remonter à sa valeur au repos (voire à une valeur supérieure).

Les divers guides et règlements donnent des estimations des valeurs de déplacement nécessaire pour atteindre l'état de poussée. Mais ils ne proposent aucune valeur pour la mobilisation du frottement. Ils laissent largement l'initiative aux concepteurs pour évaluer le déplacement en conditions de service. Ils attirent toutefois l'attention sur un certain nombre de risques : présence d'argile sous le soubassement, hauteur soutenue importante avec des matériaux de mauvaise qualité, retour progressif de la pression des terres de sa valeur de poussée à sa valeur au repos. Enfin, il faut prendre en compte les conditions de drainage. La pression d'eau peut être prise en compte simplement par le biais des contraintes effectives (BSI, 1994) ou prendre en compte également l'effet du gradient hydraulique (Kaiser et Hewitt, 1982).

Les digues

En ce qui concerne la condition de glissement d'une digue extérieure, l'approche par la limitation probabiliste du glissement cumulé constitue une alternative à la vérification de non-glissement. Cette voie a été ouverte par différents auteurs, essentiellement japonais (Nagai en 1963 ; Ito en 1971 ; Shimosako *et al.* en 1994 ; Klammer *et al.*, 1990 ; Shimosako et Takahashi en 1999 ; Ling *et al.* en 1999 ; Goda et Takagi en 2000). Ces approches se distinguent des approches semi-probabilistes notamment par une prise en compte plus directe de l'aspect probabiliste. Dans le cas des méthodes semi-probabilistes, la prise en compte des aspects probabilités est implicite, intégrée dans les coefficients partiels. Les méthodes présentées maintenant prennent en compte directement des lois statistiques sur les vagues, sur les tempêtes.

Elles consistent à évaluer le déplacement subi par un caisson lors de l'impact d'une vague et d'en effectuer la somme pour une tempête donnée. Elles reposent sur la prise en compte de la durée et de la forme de l'impulsion de la force due à la vague (Goda, 1974, 2000) ainsi que des forces d'inertie dont la prise en compte devient indispensable. Le document de l'AIPCN (2001) évoque lui aussi l'importance de la prise en compte des forces d'inertie lors de l'impact de vagues déferlantes.

Les travaux que nous venons de citer ont tous comme point commun à l'origine d'évaluer le déplacement subi par un caisson lors d'une vague. Il devient alors nécessaire de prendre en compte l'inertie du caisson et la durée d'application de la force. Le mouvement commence quand la force horizontale due à la vague devient supérieure à la force (maximale) de frottement. Ces travaux diffèrent par certains détails de la modélisation physique. Notamment la force horizontale peut être modélisée par une impulsion rectangulaire ou triangulaire, par une sinusoïde ou une superposition d'une sinusoïde et d'impulsions triangulaires (Fig. 11). On détermine ensuite le déplacement pour une vague, en intégrant éventuellement (Shimosoko et Takahashi,

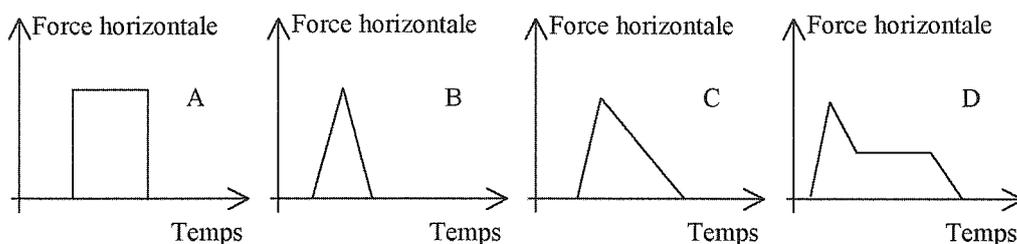


FIG. 11 Modélisation de l'évolution de la force horizontale : A) profil rectangulaire, B) profil traingulaire symétrique, C) profil triangulaire dissymétrique, D) profil proposé dans (AIPCN, 2001).

Modelling of the time history of the horizontal wave force : A) rectangular load, B) symmetrical triangular load, C) assymetrical triangular load, D) impulsive load according to (AIPCN, 2001).

1999) ou non la masse d'eau ajoutée à l'inertie du caisson. La figure 12 donne le résultat en termes de déplacement pour un caisson dimensionné avec une vague de hauteur H_D soumis à une vague de hauteur H (Shimosoko *et al.*, 1994).

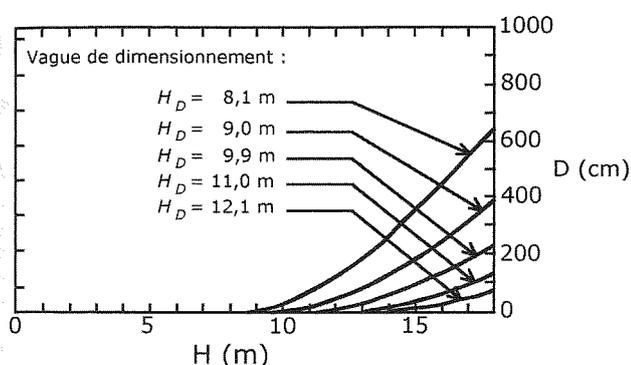


FIG. 12 Distance de glissement D d'un caisson dimensionné avec une vague de hauteur H_D lors d'une vague de hauteur H (Shimosoko *et al.*, 1994).

Slipping distance of a caisson for a H high wave, H_D being the design wave (Shimosoko *et al.*, 1994).

Le traitement de l'aspect probabiliste connaît aussi plusieurs variantes : sommation par intégration en fonction d'une certaine répartition de la densité de probabilité des vagues (Ito, 1971), ou simulation de Monte-Carlo (Shimosoko et Takahashi, 1999 ; Goda et Takagi, 2000).

Se pose alors la question de la manière de prendre en compte cette distance de glissement dans le dimensionnement. Ito (1971) introduit la hauteur de vague H_c qui correspond à la vague pour laquelle le caisson commence à glisser. Au vu de résultats pour 1 000 vagues (tableau III), correspondant à une tempête d'environ trois heures, il conclut que la vague de dimensionnement souhaitable est égale à $2 H_{1/3}$, ce qui correspond à un choix de limiter le glissement cumulé pendant cette tempête à 4 cm. Shimosoko et Takahashi (1999) envisagent, eux, de prendre en compte la distance de glissement probable comme critère mais aussi la probabilité de non-dépassement d'une longueur de glissement donnée (déplacement inférieur à 1 m avec 95 % de probabilité par exemple) pour la durée de vie de l'ouvrage. L'exemple de dimensionnement qu'ils donnent est basé sur la limitation du glissement probable sur la durée de vie à 30 cm. Un dimensionnement conventionnel donne une distance probable de glissement qui augmente

avec la profondeur de l'eau devant la digue. Enfin, Goda et Takagi (2000) s'intéressent à l'optimisation économique du dimensionnement en prenant en compte la durée de vie de l'ouvrage. Ils prennent en compte le coût de réparation de l'ouvrage à partir du moment où le glissement a atteint ou dépassé la valeur de 30 cm (en deçà, on considère qu'il n'y a pas lieu de procéder à des réparations).

TABLEAU III Glissement cumulé pour une tempête de 1 000 vagues en fonction du rapport $H_c/H_{1/3}$ (Ito, 1971).

Influence of H_c on probable sliding distance for a 1,000 waves storm.

Rapport $H_c/H_{1/3}$	Glissement S en m pour $N = 1000$ vagues
1,60	0,64
1,80	0,15
2,00	0,04
2,40	0,002
2,85	0,000

Ces méthodes paraissent séduisantes d'un point de vue théorique car elles prennent plus fidèlement en compte l'aspect aléatoire de la houle, ainsi que l'objectif que l'on veut se fixer. Celui-ci peut alors être défini comme une limitation du niveau des dégradations potentielles et de leur risque d'apparition. Les résultats numériques mettent en évidence que le niveau de sécurité réel que présentent les ouvrages dimensionnés avec les méthodes classiques diffère selon les situations. On retrouve là un argument fort en faveur des approches probabilistes (et semi-probabilistes pour ce qui est de la calibration des coefficients partiels) et notamment en faveur de l'approche par l'estimation des glissements probables.

8

Conclusion

Tout d'abord, les résultats de cette étude bibliographique, au moins pour le cas des digues, ont globalement confirmé l'intérêt de la question initiale : développement international des digues verticales, nombre d'accidents, rôle important du glissement dans la pathologie. Certaines études théoriques donnent des indications similaires (Sørensen et Burcharth, 2000) : niveau élevé du risque de ruine pour des digues verti-

cales existantes et en particulier niveau élevé du risque de glissement.

Par ailleurs, le niveau d'activité de recherche s'est avéré très différent pour les digues verticales d'une part et les quais-poids d'autre part. Les digues verticales constituent un objet de recherche spécifique et actif, ce qui contribue aussi à justifier *a posteriori* cette revue bibliographique. Les études et recherches dans le domaine des quais-poids ont paru, en comparaison, beaucoup moins développées : on a dû se tourner vers des travaux sur les murs-poids, pourtant eux-mêmes peu abondants.

Cet examen de la condition de glissement oblige à envisager des aspects très variés comme le fonctionnement de l'interface caisson/soubassement, mais aussi les dispositions constructives concernant la semelle des caissons, l'apparition de surpressions instantanées ou résultant d'une accumulation cyclique des surpressions. Nous nous sommes limités aux aspects géotechniques mais l'évaluation des efforts horizontaux dus aux vagues

est aussi un point très important pour l'étude du comportement des digues. Nous avons dû constater l'hétérogénéité des recommandations dans le domaine pourtant critique de la valeur du coefficient de frottement.

Enfin, les méthodes probabilistes prenant en compte le glissement cumulé semblent particulièrement intéressantes. Elles sont tout à fait adaptées à la prise en compte du caractère probabiliste des phénomènes ainsi que du caractère particulier des digues en caisson qui peuvent pendant de courts intervalles de temps être instables vis-à-vis du glissement sans que cela ne compromette la vie et le service rendu par l'ouvrage. La mise en œuvre de ces méthodes demanderait sans doute certains approfondissements comme l'indiquent Goda et Takagi (2000), ainsi que le développement d'outils informatiques adéquats à l'usage des projeteurs. Une telle méthode ne prend toutefois en compte qu'un mode de ruine. Les autres modes de ruine potentiels devraient continuer à faire l'objet de procédures distinctes.

Bibliographie

- Car Y.B., Durgunoglu H.T., Dumay M.T. – Interface Properties of Sand. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, n° GT4, 1982, p. 648-654.
- AIPCN – Recommendations for the Construction of Breakwaters with Vertical and Inclined Concrete Walls, PIANC PTC II Working Group 28, Report of Sub-Group C, Final Draft, October 1995, 48 p.
- AIPCN – Recommendations for the Construction of Breakwaters with Vertical and Inclined Concrete Walls, PIANC PTC II Working Group 28, Main Report, August 2001, 39 p.
- Bjerregaard Hansen P., Denver H., Mollerup E. – Lateral sliding resistance. Large scale sliding tests. *Comptes rendus de la X^e conférence CEMSTF, Déformation du sol et déplacements des structures*, Florence, édité par Associazione Geotecnica Italiana, vol. 1, 1991, p. 433-436.
- Bourdeau Y., Lareal P., Didier G. – Déplacements à la rupture et effets d'échelle dans les essais de poussée des terres. *Mécanique des sols appliquée, Comptes rendus des journées universitaires « génie civil »*, 22-23 octobre 1980, INSA de Lyon, p. 311-344.
- Bransby M.F., Randolph M.F. – Combined loading of skirted foundations. *Géotechnique*, vol. 48, n° 5, 1998, p. 637-655.
- Brumund W.F., Leonards G.A. – Experimental Study of Static and Dynamic Friction Between Sand and Typical Construction Materials. *Journal of Testing and Evaluation*, vol. 1 n° 2, 1973, p. 162-165.
- Bruun P. – *Port engineering*. Gulf publishing company, Houston, Texas, 1976, 2^e éd., ix + 586 p.
- BSI – Maritimes structures, BS 6349, 1991.
- BSI – Code of practice for earth retaining structures, BS 8002, 1994, amendé en 1995, 108 p.
- Burcharth H.F., Sørensen J.D. – Design of Vertical Wall Caisson Breakwaters Using Partial Safety Factors. *26th International Conference on Coastal Engineering*, Copenhagen, 1998, p. 2138-2151.
- Burcharth H.F., Sørensen J.D. – The PIANC factor system for breakwaters. *Coastal Engineering '99*, sous la direction de Losada, Balkema, 1999, p. 1125-1144.
- Cedergren H.R. – *Seepage, drainage and flow nets*. John Wiley & Sons, New York, 1977, 2^e éd., xviii + 534 p.
- CEN – EN 1990, Eurocode : Basis of Structural Design, 1/12/2000, 88 p.
- CEN – EN 1997-1 Eurocode 1997-1, Eurocode 7 Calcul géotechnique. Partie 1 : règles générales, 11/2204, 180 p.
- CETMEF – Recommandations pour le calcul des ouvrages maritimes aux états-limites, CD-ROM ROSA 2000.
- Chapon J. – *Travaux maritimes*, tome 2. Eyrolles, 1982, 4^e éd. mise à jour et augmentée, 380 p.
- Chapon J. – *Travaux maritimes*, tome 1. 1984, Eyrolles, 5^e éd. mise à jour, 365 p.
- Ciortan R. – Efficient solutions for Gravity Quays Construction. *Comptes rendus du 28^e Congrès International de Navigation*, Séville, 22-27 mai 1994, Section II-3, pp. 107-112.
- Clayton C.R.I., Militisky J., Woods R.I. – *Earth pressure and Earth-retaining Structures*. Blackie Academic & professional, 1993, 2^e éd., 398 p.
- Clough G.W., Duncan J.M. – Finite element analyses of retaining wall behavior. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, n° SM 12, 1971, p. 1657-1673.
- Corfdir A. – Condition de glissement sous les ouvrages poids portuaires – Étude bibliographique, rapport CETMEF, 2002, 180p.
- Cornick H.F. – *Dock and harbour engineering*, vol. 1, The design of docks. Charles Griffin & co, 1968, vi + 338 p.
- Cornick H.F. – *Dock and harbour engineering*, vol. 2, The design of harbours. Charles Griffin & co, 1969, xvi + 352 p.
- Dawson T.H. – *Offshore Structural Engineering*. Prentice-Hall, Englewood Cliffs, New Jersey, 1983, ix. + 346 p.
- De Groot M.B. – Instantaneous pore pressures and uplift forces. Chap. 4, vol. IIB Geotechnical aspects, rapport final *Probabilistic Design Tools for Vertical Breakwaters*, M.B. de Groot ed., 1999, 38 p.
- Delattre L. – Comportement des écrans de soutènement. Expérimentations et calculs. Thèse de doctorat de l'ENPC, 1999, 492 p.
- Desai C.S., Drumm E.C., Zaman M.M. – Cyclic testing and modeling of interfaces. *Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 111, n° 6, 1985, p. 793-815.
- Det Norske Veritas – Rules for the Design, Construction and Inspection of Fixed Offshore Structures, 1974.
- Dubreucq T. – Renforcement des fondations superficielles par inclusions planes horizontales extensibles. Quelques effets de taille dans le frottement sable-inclusion. Thèse de l'ENPC, 1999, vii + 340 p.
- Duncan J.M., Clough G.W., Ebeling R.M. – Behavior and design of gravity earth retaining structures. Proceedings of a Conference, 18-21/6/1990, Ithaca, New York, sous la direction de Lambe P.C. et Hans L.A., *ASCE Geotechnical Special Publication* n° 25, 1990, p. 251-277.
- EAU – Recommendations of the Committee for Waterfront Structures Harbours and Waterways. Ernst & Sohn, 1992, 6th ed., xxvi + 623 p.
- Elman M.T., Terry C.F. – Retaining Walls with Sloped Heel. *Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 114, n° 10, 1988, p. 1194-1199.

- Elman M.T., Terry C.F. – Retaining Walls with Sloped Base. *Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 113, n° 9, 1987, p. 1048-1054.
- Fakharian K., Evgin E. – A three dimensional apparatus for cyclic testing of interfaces. *Proceedings of the 46th Annual Canadian Geotechnical Conference*, Saskatoon, Canada, 1993, p. 485-493.
- Fakharian K., Evgin E. – Cyclic Simple-Shear Behavior of Sand-Steel Interfaces under Constant Normal Stiffness Condition. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol. 123, n° 12, 1997, p. 1096-1105.
- Fang Y.-S., Ishibashi I. – Static Earth Pressures with Various Wall Movements. *Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 112, n° 3, 1986, p. 317-333.
- Fang Y.-S., Chen J.-M., Chen C.-Y. – Earth Pressures with Sloping Backfill. *Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 123, n° 3, 1997, p. 250-259.
- Faou J. – Étude expérimentale de la poussée d'un massif pulvérulent. *Annales de l'Institut technique du bâtiment et des travaux publics*, n° 222, juin 1966, p. 695-696.
- Faou J. – Étude expérimentale de la poussée des massifs pulvérulents. *Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics*, n° 234, juin 1967, p. 806-808.
- Franco L. – Vertical breakwaters : the Italian experience. *Coastal Engineering*, vol. 22, 1994, p. 31-55.
- Géminard J.-C., Losert W., Gollub J.P. – Frictional mechanics of wet granular material. *Physical Review E*, vol. 59, n° 5, 1999, p. 5881-5889.
- Gent (van) M.R.A. – Porous Flow through Rubble-Mound Material. *Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering*, vol. 121, n° 3, 1995, p. 176-181.
- GEO – *Guide to retaining wall design*. Geotechnical engineering office. 2^e édition, Hong Kong, 1998, 258 p.
- Goda Y., Takagi H. – A reliability design method of caisson breakwaters with optimal wave heights. *Coastal Engineering Journal*, vol. 42, n° 4, 2000, p. 357-387.
- Goda Y. – New wave pressure formulae for composite breakwaters. *Fourteenth Coastal Engineering Conference*, 24-28 juin 1974, Copenhagen, vol. III, p. 1702-1720.
- Goda Y. – Random seas and design of maritime structures, University of Tokyo Press, 1985.
- Goda Y. – Random seas and design of maritime structures. *Advanced Series on Ocean Engineering*, vol. 15, World Scientific, 2000, xviii + 434 p.
- Goh A.T.C., Donald I.B. – Investigation of Soil – Concrete Interface Behaviour by Simple Shear Apparatus, *Fourth Australia – New Zealand Conference on Geomechanics*, Perth, 14-18 may 1984, pp. 101-106.
- Heins W.F., de Leeuw E.H. – Large Scale Cyclic Loading Tests. *Comptes rendus du 9^e Congrès international de mécanique des sols et des travaux de fondations*, Tokyo, vol. 1, 1977, p. 541-544.
- Hicher P.-Y., Shao J.-F. (ss la dir. de) – *Élastoplasticité des sols et des roches*. Hermès Science publication, Paris, 2002, 223 p.
- Horvath J.S. – Effect of Footing Shape on Behavior of Cantilever Retaining Wall. *Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 117, n° 6, 1991, p. 973-978.
- Ito Y. – Stability of mixed-type breakwater : a method of « probable sliding distance ». *Coastal Engineering in Japan*, vol. 14, 1971, p. 53-61.
- Jiang G.-L., Magnan J.-P. – Stability analysis of embankments : comparaison of limit analysis with methods of slices. *Géotechnique*, vol. 47, n° 4, 1997, p. 857-872.
- Kaiser P.K., Hewitt K.J. – The effect of groundwater flow on the stability and design of retained excavations, *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 19, 1982, p. 139-152.
- Khay M., Vincelas G. – Essai de frottement sol-béton, rapport d'essai. Rapport du centre d'expérimentation routière, Centre d'études techniques de l'Équipement Normandie Centre, 1998, 8 p. + annexes.
- Klammer P., Kortenhaus A., Oumeraci H. – Wave impact loading of vertical face structures for dynamic stability analysis: prediction formulae. *Coastal Engineering 1996*, Proceedings of the 25th conference, 2-6 septembre 1996, Orlando, Florida, p. 2534-2547.
- Kortenhaus A., Oumeraci H., Allsop N.W.H., Mc Connell K.J., Van Gelder P.H.A.J.M., Hewson P.J., Walkden M., Müller G., Calabrese M., Vicinanza, D. – Wave impact loads: pressures and forces. In final report *Mast III-Proverbs, Probabilistic Design Tools for Vertical Breakwaters*, vol. IIa Hydrodynamic aspects, 1999, N.W.H. Allsop ed.
- Kulhawy F.H., Peterson M.S. – Behavior of sand-concrete interfaces. *6th Pan American CSMFE*, Lima, Pérou, vol. 2, 1979, p. 225-236.
- Kvalstad T.J., de Groot M.B. – Degradation and residual pore pressure. Chap. 5, vol. IIb Geotechnical aspects, M.B. de Groot ed., rapport final *Probabilistic Design Tools for Vertical Breakwaters*, 1999, 40 p.
- Lamberti A., Martinelli L. (avec la collaboration de De Groot M., Golücke K., Van Hoven A. et Zwanenburg C.) – Hazard analysis of Genoa Voltri breakwater, in *Probabilistic Design Tools for Vertical Breakwaters*. Final Report, vol. IId Probabilistic Aspects, 1999, J.K Vrijling ed.
- Le Tirant P. – *Seabed Reconnaissance and Offshore Soil Mechanics for the Installation of Petroleum Structures*. Technip, 1979, xii + 508 p.
- Lerat P. – Étude de l'interface sol-structure dans les milieux granulaires à l'aide d'un nouvel appareil de cisaillement simple annulaire. Thèse de doctorat de l'ENPC, Champs-sur-Marne, 1996, 300 p. + annexes.
- Leroux J.-B. – Le dimensionnement et la fabrication des caissons de béton : exemple du port rapide du Havre, *Entreprise Quille*, 1992, 35 p.
- Leung C.F., Lee L.H., Khoo E. – Behavior of Gravity Caisson on Sand. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol. 123, n° 3, 1997, p. 187-196.
- Ling H.L., Cheng A.H.-D., Mohri Y., Kawabata T. – Permanent Displacement of Composite Breakwaters Subject to Wave Impact. *Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering*, vol. 125, n° 1, 1999, p. 1-8.
- Long R.P. – Discussion sur « Retaining Walls with Sloped Heel ». *Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 116, n° 12, 1990, p. 1910-1912.
- LRPC – Calais, port Est. Essais de frottement pour le prolongement de la jetée ouest de Dieppe. Dossier n° 89.50138.1, janvier 1990a, 5 p. + annexes.
- LRPC – Le Havre, route du môle central : essais de frottement pour le prolongement de la jetée ouest de Dieppe. Dossier n° 90.50150, décembre 1990b, 4 p. + annexes.
- Ludema K.C. – Friction, wear, lubrication, A textbook in Tribology. CRC Press, 1996, xiv + 257 p.
- Marchi E. – Problems of vertical wall breakwater design. *Comptes rendus du XVII^e Congrès de l'International Association for Hydraulic Research (IAHR)*, Baden-Baden, 1977, p. 337-349.
- Mase H., Sakai T., Sakamoto M. – Wave-induced porewater pressures and effective stresses around breakwater. *Ocean Engineering*, vol. 21, n° 4, 1994, p. 361-379.
- McDougal W.G., Sulisz W. – Wave Interaction with Rubble bases. *Journal of Coastal Engineering*, vol. 7, Spring 1990, p. 139-147.
- MELT – Fascicule 62 titre V du CCTG. Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil, 1993, 183 p.
- Mommessin M., Nègre R. – Analyse de la stabilité des murs de soutènement par le calcul à la rupture. *Revue française de géotechnique*, n° 25, 1983, p. 45-53.
- Moss-Morris A., Hodge N.M. – Design and Construction of Quay Walls for a Container Terminal Founded on Fissured Clays. *Comptes rendus du 25^e Congrès International de Navigation*, Edimbourg, 10-15 mai 1981, Section II-4, 1981, p. 557-568.
- Nagai S., Kurata K. – Investigations of wave-pressure formulas due to damage of breakwaters, Fourteenth Coastal Engineering Conference, 24-28 juin 1974, Copenhagen, vol. III, p. 1721-1740.
- Nagai S. 1963. Sliding of composite-type breakwaters by breaking waves. *Journal of the Waterways and Harbors Division, ASCE*, vol. 89, n° WW1, 1963, p. 1-20.
- Ortigao J.A.R – Soil Mechanics in the Light of Critical States Theories, an Introduction. A.A. Balkema, Rotterdam, Brookfield, 1995, xvi + 299 p.
- Oumeraci H., Partensky H.W., Tautenhain E., Nickels H. – Large scale model investigation: a contribution to the revival of vertical breakwaters. *Coastal structures and breakwaters*, Thomas Telford, Londres, 1992, p. 207-220.
- Oumeraci H. – Review and analysis of vertical breakwater failures, lessons learned. *Coastal Engineering*, vol. 22, 1994, p. 3-29.
- Philipponnat G. – Fondations et ouvrages en terre. Eyrolles, Paris, 1979, 402 p.
- Potyondi J.G. – Skin friction between various soils and construction materials. *Géotechnique*, vol. 11, n° 4, 1961, p. 339-353.

- Reimbert M., Reimbert A. – Ouvrages de soutènement. Mémento formulaire. Eyrolles, Paris, 1990, 2^e éd. actualisée, 161 p.
- SCG – *Manuel canadien d'ingénierie des fondations*. Société canadienne de géotechnique, Richmond B.C., Canada, 1994, 2^e éd., xix + 558 p.
- Schmertmann J.H. – The Mechanical Aging of Soils, *Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 117, n° 9, 1991, p. 1288-1330.
- Sekiguchi H., Kobayashi S. – Sliding of caissons on rubble mound by wave forces, XIII ICSMFE, International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, New Delhi, 1994, p. 1137-1140.
- SETRA – Les ouvrages de soutènement. Guide de conception générale, 1998, 154 p.
- Sharour I., Rezaie F. – An Elastoplastic Constitutive Relation for the Soil-Structure Interface Under Cyclic Loading. *Computers and Geotechnics*, vol. 21, n° 1, 1997, p. 21-39.
- Sharour I., Bencheikh B., Rezaie F. – Étude du comportement cyclique de l'interface sols-structures. Rapport scientifique, GRECO Rhéologie des géomatériaux, 1992, p. 243-248.
- Sherif M.A., Bencheikh B., Rezaie F. – K_A et K_0 Behind Rotating and Non-Yielding Walls. *Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 110, n° 1, 1982, p. 41-56.
- Shimosako K., Takahashi S. – Application of deformation-based reliability design for coastal structures. *Coastal Structures '99*, I.J. Losada ed., Spain, Balkema, 1999, p. 363-371.
- Shimosako K., Takahashi S., Tanimoto K. – Estimating the Sliding Distance of Composite Breakwaters due to Wave Forces Inclusive of Impulsive Forces. *24th International Conference Coastal Engineering*, Kobe, Japan, vol. 2, 1994, p. 1580-1594.
- Smolcysk U. (ss la dir. de) – *Geotechnical Engineering book*. Vol. 1: Fundamentals, Ernst & Sohn, Berlin, 2002, 787 p.
- Sørensen J.D., Burcharth H.F. – Application to representative structures. Other representative structures: Mutsu-Ogawara, Nigata East and West. *Probabilistic Design Tools for Vertical Breakwaters*, Final Report, vol. IId Probabilistic Aspects, J.K. Vrijling ed., 1999.
- Sørensen J.D., Burcharth H.F. – Reliability analysis of geotechnical failure modes for vertical wall breakwaters. *Computers and Geotechnics*, vol. 26, 2000, p. 225-245.
- STCPMVN – *Catalogue des digues*, 1981.
- STCPMVN – *Catalogue des quais*, 1992.
- Sulisz W. – Effect of Permeability on Stability of Rubble Bases. *Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering*, vol. 121, n° 3, 1995, p. 162-166.
- Takahashi S. – *Design of breakwaters*. Port and Harbour Research Institute, Ministry of Transport, Version 1.0, 1995, 99 p.
- Takahashi S. – *Breakwater Design*. Chap. 10 de « Handbook of port and harbor engineering », par G.S. Tsinker, Chapman & Hall, 1997, p. 951-1043.
- Takayama T., Ikeda, N. – Estimation of Sliding Failure Probability of Present Breakwaters for Probabilistic Design. *Report of the Port and Harbour Research Institute*, Japan, vol. 31, n° 5, 1992, p. 3-32.
- Tanaka Y., Kotani T., Takahashi M. – Correlation between sliding resistance and surface finishing of rubble mounds. *Proc. of Civil Engineering in the Ocean*, JSCE, vol. 3, 1987, p. 131-136 (en japonais).
- Tani K., Craig W.H. – Bearing capacity of circular foundations on soft clay of strength increasing with depth, *Soils and Foundations*, vol. 35, n° 4, 1995, p. 21-35.
- Tanimoto K., Takahashi S. – Design and construction of caisson breakwaters: the Japanese experience. *Coastal Engineering*, vol. 22, 1994, p. 54-77.
- Tanimoto K., Endoh H., Takahashi S. – Field experiments on a dual cylindrical caisson breakwater. *23rd Coastal Engineering Conference*, Venice, ASCE, New York, 1992, p. 1625-1638.
- Terzaghi K., Peck R.B. *Soil Mechanics in Engineering Practice*. John Wiley & Sons, New York, 1967, 2nd ed., xx + 729 p.
- Terzaghi K. – Distribution of lateral pressure of sand on the timbering of cuts. *Proceed. of the Intern. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Cambridge, 22-26 juin 1936, vol. 1, p. 211-215.
- Tsinker G.P. – *Handbook of port and harbor engineering*. Chapman & Hall, New York, 1997.
- Uesugi M., Kishida H., Tsubakihara Y. – Friction between sand and steel under repeated loading. *Soils and foundations*, vol. 29, n° 3, 1989, p. 107-118.
- USACE – *Retaining and Flood Walls*. EM 1110-2-2502, US Army Corps of Engineers, 1989, 448 p.
- Van Gent M.R.A. – Porous flow through rubble mound material. *Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering*, ASCE, vol. 121, n° 3, 1995, p. 176-181.
- Voortman H.G., Vrijling J.K. – Reliability analysis of the Easchel breakwater. *Probabilistic Design Tools for Vertical Breakwaters*, Final Report, vol. IId Probabilistic Aspects, sous la direction de J.K. Vrijling ed., 1999.
- Werner S.D., Dickinson S.E., Egan J.A., Ferritto J.M., Kaldveer P., Thiessen D.A., Serventi G.M., Byrne E.F. – Experience from past Earthquake. *Seismic Guidelines for Ports*, Werner S.D. ed., Technical Council on Lifeline Earthquakes Engineering, Monograph n° 12, ASCE, 1998, p. 2-1 à 2-33.
- Yin Z.-Z., Zhu H., Xu G.-H. A study of deformation in the interface between soil and concrete. *Computers and Geotechnics*, vol. 17, 1995, p. 75-92.

Contraintes résiduelles dans des éprouvettes cylindriques

P. BÉREST

Laboratoire de mécanique
des solides
École polytechnique
91128 Palaiseau Cedex
berest@lms.polytechnique.fr

G. VOUILLE

Centre de Géotechnique
et Exploitation du sous-sol
École nationale supérieure
des mines de Paris
35, rue Saint-Honoré
77305 Fontainebleau Cedex
vouille@cges.ensmp.fr

Résumé

On attribue fréquemment aux « contraintes résiduelles » ou « contraintes internes » diverses manifestations anormales observées dans les massifs rocheux ou sur des carottes prélevées en profondeur. Pour décrire ces phénomènes on considère une loi de comportement élastique linéaire présentant des « déformations initiales » non compatibles. Les contraintes résiduelles ne dépendent alors que de la forme de l'objet considéré, des paramètres élastiques et du tenseur d'incompatibilité (ou tenseur de Ricci) associé aux déformations initiales. En supposant que ce tenseur est constant dans une petite éprouvette cylindrique prélevée dans le massif rocheux, on établit la forme générale des champs de contrainte résiduelle qui peuvent affecter l'éprouvette.

Mots clés : contraintes résiduelles, incompatibilité des déformations.

Residual stresses in cylindrical samples

Abstract

Several « anomalous phenomena » observed in rock masses or rock samples are attributed to the so-called « residual stresses » or « internal stresses ». These phenomena can be simply described by assuming linear elastic behavior and incompatible « initial » strains. Then residual stresses distribution only depends upon the shape of the considered body, the value of the elastic parameters and the incompatibility (or Ricci) tensor which is associated to the initial strains tensor. It is reasonable to assume that the incompatibility tensor is constant in a small cylinder sampled out from the rock mass ; then the distribution of residual stresses in the sample can easily be computed.

Key words : residual stresses, strains incompatibility.

*NDLR : Les discussions sur
cet article sont acceptées
jusqu'au 1^{er} septembre 2005.*

Introduction

On appelle « contraintes résiduelles » les contraintes qui se développent dans un corps soumis à un chargement extérieur nul (Cornet, 1993). Suivant les contextes, on parle aussi de « contraintes internes » ou « contraintes de croissance » (dans le cas du bois, voir Archer, 1986). Elles sont le signe de l'absence d'un « état naturel » dans lequel les contraintes seraient identiquement nulles dans tout domaine non chargé.

On attribue aux contraintes résiduelles de nombreuses manifestations « anormales » observées en mécanique des roches : convergence excessive dans un tunnel, rupture sous chargement mécanique apparemment modéré en comparaison de la résistance du matériau, disquage des carottes prélevées en profondeur, etc.

Comme pour tous les phénomènes mal connus, il est possible qu'on prête aux contraintes résiduelles pré-existantes des effets qui relèvent en fait d'autres origines (effets de la température, de l'hygrométrie, qui engendrent des contraintes résiduelles ; mais aussi contraintes d'origine tectonique, effet du travail de l'outil de coupe...). Il est certain en tout cas que l'existence de contraintes résiduelles peut conduire à une interprétation incorrecte des résultats de nombreuses mesures classiques (convergence dans un tunnel, détermination de l'état de contraintes par surcarottage, détermination de l'enveloppe de rupture).

On peut obtenir des contraintes « internes » dans une structure en assemblant plusieurs éléments, dont chacun séparément présente un état naturel, mais dont les déplacements aux points ou surfaces d'assemblage ne sont pas « compatibles ». On crée par exemple des contraintes en élevant la température d'un assemblage hyperstatique de barres articulées dont le coefficient de dilatation thermique n'est pas le même pour chaque barre.

On s'intéresse plutôt dans cet article à des matériaux qui ne présentent pas d'état naturel même lorsqu'on en considère une partie arbitrairement petite (mais de volume non nul). L'évaluation des contraintes résiduelles dans ce contexte est classique dans le cas des métaux : on peut mesurer les déformations résiduelles à la surface d'une pièce en utilisant les rayons X. On effectue plusieurs mesures en modifiant la surface par enlèvement de matière ; mais comme on modifie ainsi les contraintes résiduelles, qui sont toujours relatives à la forme de l'objet considéré, la reconstruction du champ de contraintes dans la pièce initiale est délicate (Ballard et Constantinescu, 1994). Dans le cas du bois on utilise la méthode du « trou unique ». En mécanique des roches, Hardy et Mangolds (1980) ont proposé des techniques de mesure dans le cas du sel gemme.

Le présent article vise à présenter les équations permettant de déterminer les contraintes résiduelles. Après quelques rappels de définitions classiques, on introduit le tenseur d'incompatibilité, qui est le tenseur de Ricci associé en chaque point au tenseur des déformations initiales (obtenu en chaque point en annulant le tenseur des contraintes dans la loi de comportement). Dans le cas d'un comportement élastique, les contraintes résiduelles ne dépendent que du domaine considéré, des paramètres élastiques et du champ de tenseur d'incompatibilité. Supposant ce dernier constant dans un cylindre de roches prélevé en pro-

fondeur, on met en évidence deux distributions possibles du tenseur des contraintes résiduelles dont toutes les autres se déduisent par combinaison linéaire.

Définitions

Champ d'autocontraintes

Un champ de tenseurs $\underline{\underline{\sigma}} = \underline{\underline{\sigma}}(\underline{x})$ symétriques défini dans un domaine matériel Ω est dit champ d'autocontraintes si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\begin{aligned} \operatorname{div} \underline{\underline{\sigma}} &= \underline{0} && \text{dans } \Omega \\ \underline{\underline{\sigma}} \cdot \underline{n} &= \underline{0} && \text{sur } \partial\Omega \\ [[\underline{\underline{\sigma}}]] \cdot \underline{N} &= \underline{0} && \text{dans } \Gamma \end{aligned} \quad (1)$$

On dit alors que le domaine Ω est « non chargé ».

Les deux premières relations indiquent que le corps n'est soumis ni à des forces de volume, ni à des forces de surface sur son contour extérieur $\partial\Omega$. La troisième relation indique que $\underline{\underline{\sigma}}$ peut être discontinu à la traversée d'une frontière interne Γ , mais que le vecteur contrainte normal à la discontinuité doit être continu.

Pour un domaine Ω donné, il existe une infinité de champs d'autocontraintes. Ce n'est que lorsque la relation de comportement du matériau constituant Ω a été précisée qu'on peut déterminer le (parfois les) champ(s) d'autocontraintes. Par exemple dans le cas du comportement élastique sans déformations initiales le seul champ d'autocontraintes est $\underline{\underline{\sigma}} = \underline{0}$.

Conditions de compatibilité et de fermeture

On note $\underline{\underline{\xi}} = \underline{\underline{\xi}}(\underline{x})$ le champ de déplacement compté depuis une configuration de référence ; dans l'hypothèse des petites perturbations, le tenseur des déformations est noté :

$$\underline{\underline{\varepsilon}}(\underline{x}) = \frac{1}{2} (\underline{\underline{\nabla}} \underline{\underline{\xi}} + {}^T \underline{\underline{\nabla}} \underline{\underline{\xi}}) \quad (2)$$

Lorsqu'on se donne inversement un champ de tenseurs $\underline{\underline{\varepsilon}} = \underline{\underline{\varepsilon}}(\underline{x})$ symétrique, on peut se demander à quelles conditions il est « un champ de déformation », c'est-à-dire s'il existe un champ de déplacement $\underline{\underline{\xi}} = \underline{\underline{\xi}}(\underline{x})$ vérifiant l'égalité (2) quand on n'impose aucune autre sujétion au champ $\underline{\underline{\xi}} = \underline{\underline{\xi}}(\underline{x})$. Deux conditions doivent être vérifiées :

a. Conditions de compatibilité

On peut trouver un champ de déplacement $\underline{\underline{\xi}} = \underline{\underline{\xi}}(\underline{x})$ vérifiant (2), où $\underline{\underline{\varepsilon}} = \underline{\underline{\varepsilon}}(\underline{x})$ est donné si, de manière équivalente, l'un ou l'autre des deux tenseurs suivants est nul :

$$\begin{aligned} \underline{\underline{R}}[\underline{\underline{\varepsilon}}] &= {}^T \underline{\underline{\operatorname{grad}}} \operatorname{div} \underline{\underline{\varepsilon}} + \underline{\underline{\operatorname{grad}}} \operatorname{div} \underline{\underline{\varepsilon}} - \Delta \underline{\underline{\varepsilon}} - \underline{\underline{\operatorname{grad}}} \underline{\underline{\operatorname{grad}}} (\operatorname{tr} \underline{\underline{\varepsilon}}) \\ \underline{\underline{E}}[\underline{\underline{\varepsilon}}] &= \underline{\underline{R}} - 1/2 (\operatorname{tr} \underline{\underline{R}}) \underline{\underline{1}} = \underline{\underline{\operatorname{rot}}} \underline{\underline{\operatorname{rot}}} \underline{\underline{\varepsilon}} \end{aligned} \quad (3)$$

Le premier tenseur, ou tenseur d'incompatibilité, est appelé « tenseur de Ricci (linéarisé) » dans le contexte

de la géométrie non euclidienne ; le second tenseur est dit « tenseur d'Einstein ». Les deux tenseurs sont symétriques ; de plus on a $\text{div } \underline{\underline{E}} = \underline{\underline{0}}$ soit $\text{div } \underline{\underline{R}} = \underline{\underline{\text{grad}}} (\text{tr } \underline{\underline{R}}) / 2$.

b. Conditions de fermeture

Si les conditions de compatibilité ($\underline{\underline{R}} = \underline{\underline{0}}$ ou $\underline{\underline{E}} = \underline{\underline{0}}$) sont satisfaites, on peut calculer un déplacement $\underline{\underline{\xi}} = \underline{\underline{\xi}}(\underline{\underline{x}})$ à une isométrie près. Toutefois, lorsque le domaine d'intégration n'est pas simplement connexe (il contient des « trous ») l'isométrie peut dépendre du chemin d'intégration ; seule convient alors une solution pour laquelle le champ $\underline{\underline{\xi}} = \underline{\underline{\xi}}(\underline{\underline{x}})$ est défini de façon univoque en chaque point du domaine.

2.3

Champ de déformations initiales

On considère dans la suite des relations de comportement de la forme $\underline{\underline{\varepsilon}} = F(\underline{\underline{\sigma}})$ telles que $\underline{\underline{\varepsilon}}_0 = F(\underline{\underline{0}})$ ne soit pas nul ; $\underline{\underline{\varepsilon}}_0$ est dit champ de « déformations initiales ». Cette appellation est un peu impropre car on ne supposera pas en général que $\underline{\underline{\varepsilon}}_0$ soit compatible ; on notera $\underline{\underline{R}}_0 = \underline{\underline{R}}(\underline{\underline{\varepsilon}}_0)$ son « tenseur d'incompatibilité ». Lorsque $\underline{\underline{R}}_0 = \underline{\underline{R}}_0(\underline{\underline{x}})$ symétrique non nul est donné *a priori*, il ne peut constituer un tenseur d'incompatibilité que si la condition : $2 \text{div } \underline{\underline{R}}_0 = \underline{\underline{\text{grad}}} (\text{tr } \underline{\underline{R}}_0)$ est satisfaite. On peut alors calculer $\underline{\underline{\varepsilon}}_0 = \underline{\underline{\varepsilon}}_0(\underline{\underline{x}})$ dont $\underline{\underline{R}}_0$ est le tenseur d'incompatibilité ; mais $\underline{\underline{\varepsilon}}_0$ ne sera défini qu'à un champ de déformation compatible près, puisque pour tout champ $\underline{\underline{\varepsilon}} = \underline{\underline{\varepsilon}}(\underline{\underline{x}})$ compatible :

$$\underline{\underline{R}} \left\{ \begin{matrix} \underline{\underline{\varepsilon}}_0 \\ -\underline{\underline{\varepsilon}} \end{matrix} \right\} = \underline{\underline{R}} \left\{ \begin{matrix} \underline{\underline{\varepsilon}}_0 \\ \underline{\underline{\varepsilon}} \end{matrix} \right\} \quad (4)$$

2.4

État naturel

On dit qu'un matériau présente un état naturel si, au moins pour un volume Ω assez petit, le seul champ d'autocontraintes est $\underline{\underline{\sigma}}(\underline{\underline{x}}) = \underline{\underline{0}}$. Il est alors commode de choisir cet état non contraint comme configuration initiale dite « état naturel ». C'est possible par exemple dans l'hypothèse du comportement élastique linéaire isotrope :

$$\underline{\underline{\varepsilon}} = \frac{1+\nu}{E} \underline{\underline{\sigma}} - \frac{\nu}{E} (\text{tr } \underline{\underline{\sigma}}) \underline{\underline{1}} \quad (5)$$

Une autre définition de l'état naturel, peut être plus exploitable pratiquement, consiste à dire que si on coupe Ω , non chargé, en deux domaines Ω_1 et Ω_2 , non chargés, on n'engendre aucune déformation dans chacun des domaines créés.

3

État non naturel

3.1

Définition et propriétés

Lorsqu'un matériau ne présente pas d'état naturel, le champ d'autocontraintes réalisé dans un domaine Ω

non chargé est non nul ; il est dit champ de contraintes résiduelles. Les contraintes résiduelles dépendent de manière essentielle du domaine Ω considéré : on change en général leur valeur en un point lorsque le domaine Ω non chargé contenant ce point varie. On peut de même qualifier les déformations réalisées dans ce contexte de « résiduelles » ; toutefois leur définition exige que soit précisée une configuration de référence, dont le choix est souvent arbitraire du fait même de l'absence d'un état naturel.

3.2

Exemple de matériau sans état naturel

On considère la relation de comportement suivante :

$$\underline{\underline{\varepsilon}} = \underline{\underline{\varepsilon}}_0 + \frac{1+\nu}{E} \underline{\underline{\sigma}} - \frac{\nu}{E} (\text{tr } \underline{\underline{\sigma}}) \underline{\underline{1}} \quad (6)$$

où $\underline{\underline{\varepsilon}}_0 = \underline{\underline{\varepsilon}}_0(\underline{\underline{x}})$ est un champ de tenseurs symétriques suffisamment régulier (deux fois dérivables pour fixer les idées ; le cas d'un champ moins régulier est évoqué plus loin). Ce champ est dit « de déformations initiales » ; il ne s'agit pas nécessairement d'un champ compatible.

Une telle relation apparaît naturellement dans de nombreux modèles de comportement usuels. Par exemple dans le modèle thermoélastique on a $\underline{\underline{\varepsilon}}_0 = \alpha T \underline{\underline{1}}$, où α est le coefficient de dilatation thermique et T l'écart de température depuis un état naturel. Le modèle élastoplastique, ou les modèles élastiques avec apparition de retrait, gonflement, changement de phase, fournissent aussi des relations de la forme (6).

Dans la suite on ne se préoccupe pas de l'origine physique de la déformation initiale ni de l'histoire des transformations qui ont conduit à l'apparition de cette déformation initiale.

La loi retenue est très simple ; il est entendu que pour un matériau concret, elle pourrait être remplacée par une loi de comportement anisotrope, hétérogène, ou non linéaire notamment si le domaine de variation des contraintes envisagé est étendu.

3.3

Propriétés du matériau

Si la déformation initiale est compatible, $\underline{\underline{R}}_0 = \underline{\underline{0}}$, la relation (6) se ramène banalement (au moins dans un domaine simplement connexe) au cas d'un matériau présentant un état naturel (5) en faisant un meilleur choix de la configuration de référence, soit $\underline{\underline{\varepsilon}}' = \underline{\underline{\varepsilon}} - \underline{\underline{\varepsilon}}_0$.

Si la déformation initiale n'est pas compatible, $\underline{\underline{R}}_0 \neq \underline{\underline{0}}$, de nouvelles caractéristiques apparaissent :

- il est impossible de réaliser la condition $\underline{\underline{\sigma}}(\underline{\underline{x}}) = \underline{\underline{0}}$ dans un domaine matériel Ω de volume non nul : on aurait alors $\underline{\underline{\varepsilon}} = \underline{\underline{\varepsilon}}_0$, alors que $\underline{\underline{R}}(\underline{\underline{\varepsilon}}) = \underline{\underline{0}}$ (par définition) et $\underline{\underline{R}}_0(\underline{\underline{\varepsilon}}_0) \neq \underline{\underline{0}}$;
- la définition de la configuration initiale présente un certain caractère arbitraire, en l'absence d'un état naturel. Si $\underline{\underline{\xi}}$ décrit le déplacement depuis la configuration de référence utilisée pour écrire (6) jusqu'à une autre configuration, et si $\underline{\underline{\varepsilon}}'$ est le tenseur de déformation associé, la loi de comportement (4) peut être réécrite :

$$\underline{\underline{\varepsilon}} - \underline{\underline{\varepsilon}}' = \underline{\underline{\varepsilon}}_0 - \underline{\underline{\varepsilon}}' + \frac{1+\nu}{E} \underline{\underline{\sigma}} - \frac{\nu}{E} (\text{tr} \underline{\underline{\sigma}}) \underline{\underline{1}} \quad (6')$$

où $\underline{\underline{\varepsilon}} - \underline{\underline{\varepsilon}}'$ est le nouveau tenseur de déformation, calculé pour la nouvelle configuration de référence. La définition de la déformation initiale change, elle devient $\underline{\underline{\varepsilon}}'_0 = \underline{\underline{\varepsilon}}_0 - \underline{\underline{\varepsilon}}'$; en revanche le tenseur d'incompatibilité est invariant par changement de configuration de référence selon (4). En ce sens le tenseur d'incompatibilité $\underline{\underline{R}}_0$, indépendant de toute configuration de référence, contient toute l'information nécessaire au calcul des contraintes résiduelles, comme il sera montré dans les paragraphes suivants.

4

Calcul des contraintes résiduelles

4.1

Système vérifié par les contraintes

Pour le matériau défini par la relation de comportement (6), la détermination des contraintes résiduelles s'effectue en résolvant le système suivant (7) obtenu en ajoutant au système (1) les conditions décrites précédemment portant sur les déplacements et déformations :

$$\begin{aligned} \text{div} \underline{\underline{\sigma}} &= \underline{\underline{0}} \text{ dans } \Omega \\ \underline{\underline{\sigma}} \cdot \underline{\underline{n}} &= \underline{\underline{0}} \text{ sur } \partial\Omega \\ \underline{\underline{\varepsilon}} &= \underline{\underline{\varepsilon}}_0 + \frac{1+\nu}{E} \underline{\underline{\sigma}} - \frac{\nu}{E} (\text{tr} \underline{\underline{\sigma}}) \underline{\underline{1}} \end{aligned} \quad (7)$$

$$\begin{aligned} \underline{\underline{R}} [\underline{\underline{\varepsilon}}] &= \underline{\underline{0}} \text{ dans } \Omega \\ &\text{Fermeture de } \underline{\underline{\xi}} \\ [[\underline{\underline{\sigma}}]] \cdot \underline{\underline{N}} &= \underline{\underline{0}} \text{ sur } \Gamma \\ [[\underline{\underline{\xi}}]] &= \underline{\underline{0}} \text{ sur } \Gamma \end{aligned}$$

La quatrième condition traduit la compatibilité de $\underline{\underline{\varepsilon}} = \underline{\underline{\varepsilon}}(\underline{\underline{x}})$; la cinquième condition ne vaut que pour un domaine Ω non simplement connexe; Γ désigne une éventuelle frontière interne de discontinuité de $\underline{\underline{\sigma}}$.

On s'efforce, dans l'esprit de la méthode de Beltrami-Michell (J. Salençon, 1995) de remplacer (7) par un système dans lequel n'intervient plus que l'inconnue $\underline{\underline{\sigma}}$. En combinant les troisième et quatrième conditions de (7) il vient, en tenant compte de la première condition :

$$\underline{\underline{E}} \underline{\underline{R}}_0 - (1 + \nu) \Delta \underline{\underline{\sigma}} - \text{grad grad} (\text{tr} \underline{\underline{\sigma}}) + \nu \Delta (\text{tr} \underline{\underline{\sigma}}) \underline{\underline{1}} = \underline{\underline{0}}$$

On peut simplifier quelque peu l'expression précédente en prenant sa trace afin d'éliminer $\Delta (\text{tr} \underline{\underline{\sigma}})$:

$$\underline{\underline{E}} \underline{\underline{R}}_0 - (1 + \nu) \Delta \underline{\underline{\sigma}} - \text{grad grad} (\text{tr} \underline{\underline{\sigma}}) + \nu \underline{\underline{E}} \underline{\underline{R}}_0 \underline{\underline{1}} / (2(1 - \nu)) = \underline{\underline{0}} \quad (8)$$

où l'on a posé $\underline{\underline{R}}_0 = \text{tr} \underline{\underline{R}}_0$.

Il reste à établir que (8), avec la condition $\underline{\underline{\sigma}} \cdot \underline{\underline{n}} = \underline{\underline{0}}$, équivaut à (7). En calculant la divergence de (8) et compte tenu de la relation $2 \text{div} \underline{\underline{R}}_0 = \text{grad} \underline{\underline{R}}_0$ (voir 1.2.a), il vient :

$$\Delta (\text{div} \underline{\underline{\sigma}}) = \underline{\underline{0}}$$

Autrement dit, (8) implique que $\text{div} \underline{\underline{\sigma}}$ est une fonction harmonique; pour que cette fonction soit nulle dans Ω il suffit alors qu'elle le soit sur $\partial\Omega$ et on obtient le système (9) qui équivaut au sous-système constitué par les quatre premières relations de (7) :

$$\begin{aligned} (8) \text{ dans } \Omega \\ \underline{\underline{\sigma}} \cdot \underline{\underline{n}} &= \underline{\underline{0}} \text{ sur } \partial\Omega \\ \text{div} \underline{\underline{\sigma}} &= \underline{\underline{0}} \text{ sur } \partial\Omega \end{aligned} \quad (9)$$

Déplacements et déformations n'apparaissent plus dans (9) mais on n'a tenu compte ni des conditions de fermeture, ni des conditions relatives à une surface de discontinuité (Γ), qui apparaissent dans (7). Ces conditions sont discutées en annexe.

4.2

Propriétés du système vérifiées par les contraintes

L'examen du système (9) montre que les contraintes résiduelles sont proportionnelles au module élastique E et ne dépendent par ailleurs que du domaine Ω , du coefficient de Poisson ν et du tenseur d'incompatibilité $\underline{\underline{R}}_0 = \underline{\underline{R}}_0(\underline{\underline{x}})$; les déformations initiales $\underline{\underline{\varepsilon}}_0 = \underline{\underline{\varepsilon}}_0(\underline{\underline{x}})$ n'apparaissent plus que par l'intermédiaire de $\underline{\underline{R}}_0$; en particulier la configuration de référence pour le calcul des déformations n'apparaît plus dans (9).

4.3

Exemples

4.3.1

Dilatation thermique

On a déjà envisagé le cas des dilatations d'origine thermique, $\underline{\underline{\varepsilon}}_0 = \alpha T \underline{\underline{1}}$; on a dans ce cas :

$$\underline{\underline{R}}_0 = -\Delta(\alpha T) \underline{\underline{1}} - \text{grad grad} (\alpha T)$$

En particulier, une distribution affine de températures $\alpha T = \underline{\underline{A}} \cdot \underline{\underline{x}} + B$, n'engendre pas de contraintes résiduelles.

4.3.2

Cylindre

On considère le cas d'un cylindre de hauteur $2h$, rayon b , et on choisit un tenseur d'incompatibilité dont la forme particulière est :

$$\begin{aligned} R_0^{rr} &= R_0^{\theta\theta} = (2 - \nu) r_0 \\ R_0^{zz} &= -2\nu r_0 \end{aligned} \quad (10)$$

où ν est le coefficient de Poisson et r_0 une constante. Dans ce cas particulier les contraintes résiduelles prennent la forme :

$$\begin{aligned} \sigma_{rr} &= E r_0 (r^2 - b^2) / 8 \\ \sigma_{\theta\theta} &= E r_0 (3r^2 - b^2) / 8 \\ \sigma_{zz} &= 0 \end{aligned} \quad (10')$$

Cette solution ne dépend pas de l'élançement h/b ; pour $r_0 > 0$ fixé, la contrainte sur l'axe de révolution σ_{rr} ($r = 0$) = $\sigma_{\theta\theta}$ ($r = 0$) = $-Er_0 b^2/8$ est une compression qui varie comme le carré du rayon du cylindre ; la contrainte tangentielle sur la surface latérale est une traction $\sigma_{\theta\theta}$ (b) = $Er_0 b^2/4$.

Cet exemple (très particulier) suggère ce que pourrait être une méthode expérimentale de détermination du tenseur d'incompatibilité en Mécanique des Roches : en perçant un trou cylindrique coaxial de rayon a dans l'éprouvette cylindrique, on détermine un déplacement :

$$u(r)/r = -Er_0 a^2 b^2 \left(\frac{1+\nu}{r^2} + \frac{1-\nu}{b^2} \right) / 8 \text{ dont la mesure per-$$

met de déterminer r_0 .

5

Contraintes résiduelles dans un cylindre de roches

5.1

Introduction

Il est difficile d'imaginer que le tenseur d'incompatibilité \underline{R}_0 conserve un signe et une intensité constants dans un très grand volume continu de roches. Supposons en effet que \underline{R}_0 soit de l'ordre de $r_0 \underline{1}$; les contraintes résiduelles sont alors de l'ordre de $Er_0 \ell^2$ si ℓ est la dimension du volume considéré : ces contraintes sont très grandes dans un volume de grande dimension de sorte qu'il faut supposer que \underline{R}_0 varie en fait sensiblement à grande échelle, ou que le volume se fracture en blocs de plus petite dimension. En revanche, il est raisonnable de penser qu'à petite échelle (carotte) le tenseur d'incompatibilité $\underline{R}_0 = \underline{R}_0(\underline{x})$ est peu variable et qu'on peut au premier ordre le considérer comme constant. En remontant la carotte à la surface, on supprime les contraintes d'origine gravitaire (compressives) et il ne subsiste plus que les contraintes résiduelles, qui sont des compressions et des tractions, puisqu'un champ d'autocontraintes vérifie la condition

$$\int_{\Omega} \sigma d\Omega = 0$$

On sait que les roches résistent plus mal aux tractions qu'aux compressions ; il faut donc comparer à la résistance à la traction la quantité $Er_0 \ell^2$, où ℓ est la dimension de la carotte. Dans certains cas, si r_0 est « grand », la résistance à la traction sera atteinte, la carotte se fractionnera en morceaux plus petits dans lesquels les contraintes résiduelles seront moins intenses.

5.2

Cas d'un cylindre de roches

On généralise le cas envisagé en 3.3.2. en considérant le cas d'un cylindre de roche, de rayon b , demi-hauteur h ; ce cas est celui d'une éprouvette taillée dans

une carotte prélevée à grande profondeur. La discussion qui suit suppose qu'on ait pu prélever et tailler l'éprouvette sans provoquer aucune sorte de dommage, hypothèse sans doute discutable pour un prélèvement réel ; enfin, on admet que la loi :

$$\underline{\underline{\epsilon}} = \underline{\underline{\epsilon}}_0 + \frac{1+\nu}{E} \underline{\underline{\sigma}} - \frac{\nu}{E} (\text{tr} \underline{\underline{\sigma}}) \underline{\underline{1}} \quad (6)$$

s'applique à l'ensemble du trajet de contraintes subi par le matériau depuis sa situation initiale dans le massif, avant prélèvement, jusqu'à sa situation finale non chargée au laboratoire.

On se préoccupe des contraintes résiduelles dans le cylindre. On sait que ces contraintes sont entièrement déterminées par le tenseur d'incompatibilité du matériau (et par les dimensions h et b de l'éprouvette, ainsi que par ses paramètres élastiques E et ν).

On suppose que ce tenseur est constant dans l'éprouvette. On suppose de plus – mais ce sera souvent une hypothèse plus discutable que la précédente – que le tenseur d'incompatibilité a les mêmes symétries que l'éprouvette, dont l'axe de révolution était à peu près vertical avant son prélèvement par carottage. Les seules composantes non nulles sont alors :

$$R_0^{rr} = R_0^{\theta\theta} = \alpha \quad R_0^{zz} = \beta$$

et la solution générale du problème prend la forme :

$$\underline{\underline{\sigma}} = Eb^2 \left[\alpha \varphi_{\alpha}(\underline{x}/b, h/b, \nu) + \beta \varphi_{\beta}(\underline{x}/b, h/b, \nu) \right] \quad (11)$$

où φ_{α} et φ_{β} sont deux fonctions à déterminer numériquement.

Le traitement numérique du problème a été effectué à l'aide du logiciel VIPLEF écrit par M. Tijani au Centre de géotechnique et d'exploitation du sous-sol de l'École des mines de Paris. La formule (11) montre que le choix du module E équivaut au choix de l'unité de contraintes. Le coefficient de Poisson a été pris égale à $\nu = 0,25$ et dans les cas représentés l'élançement est égal à $h/b = 2$. Le paragraphe précédent montre qu'on dispose d'un cas test, correspondant à $\alpha/\beta = -(2-\nu)/(2\nu) = -3,5$ (pour $\nu = 0,25$), pour lequel la distribution des contraintes est connue explicitement. Le calcul de ce cas test a montré que la solution numérique obtenue en adoptant pour un quart de section méridienne un maillage de quadrilatères à 9 nœuds (515 nœuds au total) est en excellent accord avec la solution explicite.

La solution générale est une combinaison linéaire du « cas α » associé à $\beta=0$ et $\alpha = 1 \text{ m}^{-2}$ et du « cas β » associé à $\alpha = 0$ et $\beta = 1 \text{ m}^{-2}$ respectivement. Ces deux cas sont représentés sur les figures 1 et 2 qui donnent les composantes σ_{rr} , $\sigma_{\theta\theta}$, σ_{zz} et $\sigma_{r\theta}$ du tenseur des contraintes, rapportées respectivement à $E\alpha b^2$ ou $E\beta b^2$.

5.3

« Cas α »

La distribution des contraintes radiales $\sigma_{rr} = \sigma_{rr}(r, z)$ n'est pas très différente de celle du « cas test » $\alpha = 2-\nu$, $\beta = -2\nu$, au signe près : la contrainte radiale croît (en valeur absolue) depuis la périphérie (elle est contrainte principale et égale à zéro en $r = b$) vers le centre, où elle est pratiquement constante dans le « cœur » de rayon $b/3$ environ ; elle ne dépend pratiquement que du rayon, comme dans le cas test, à l'exception notable du

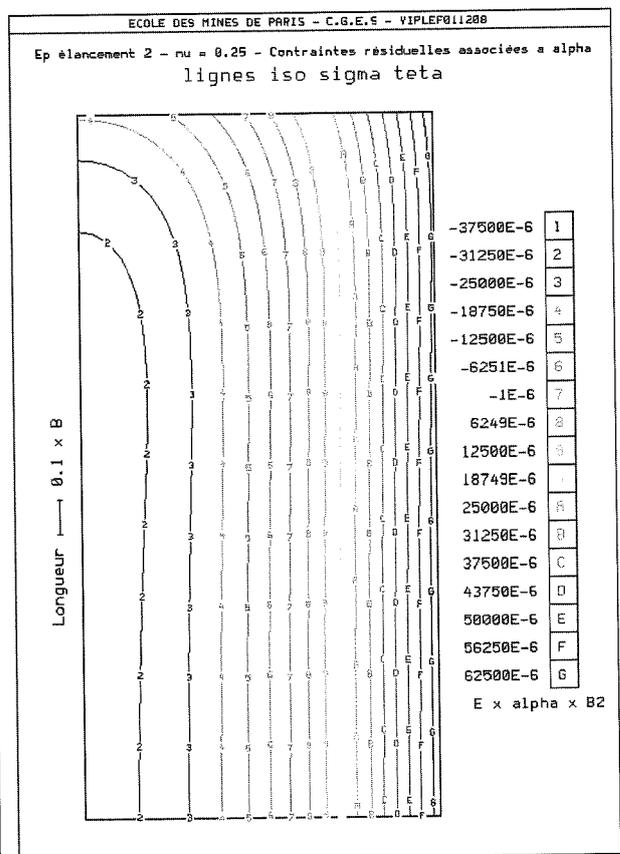
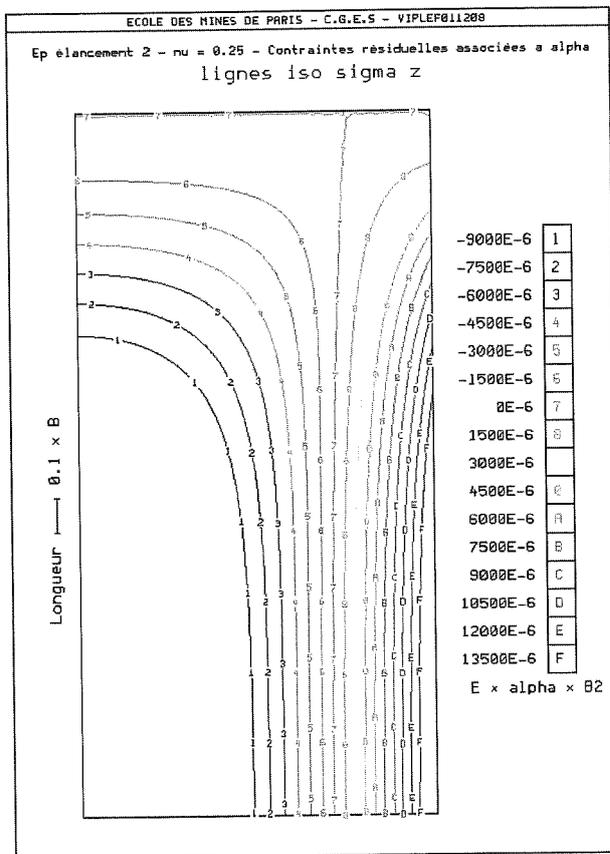
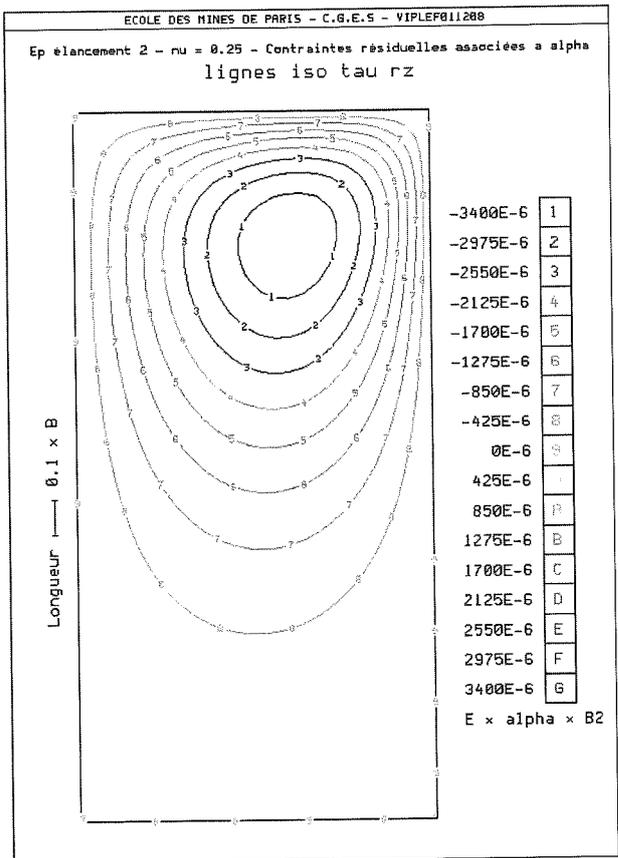
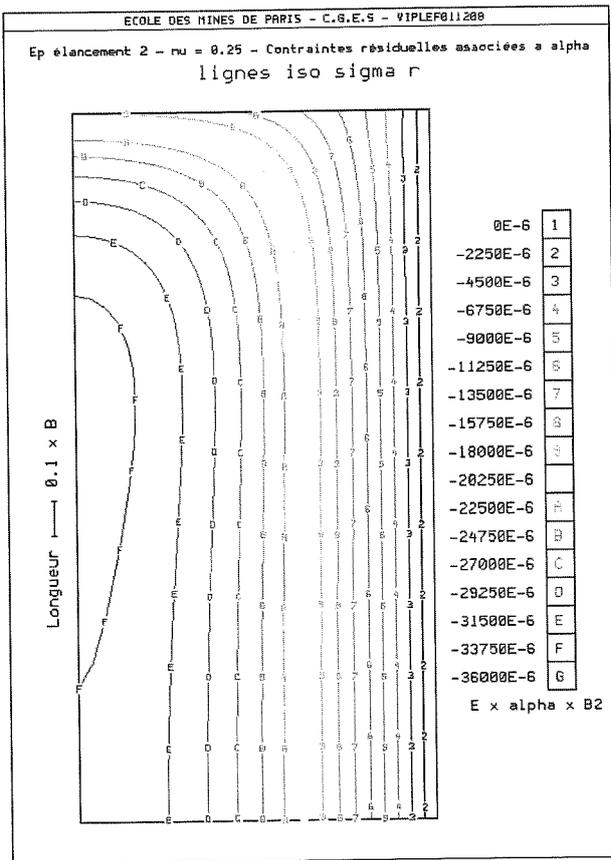


FIG. 1.

Lignes iso-contraintes σ_{rr} , σ_{zz} et $\sigma_{\theta\theta}$ dans un quart de section méridienne dans le cas $\alpha = 1 \text{ m}^{-2}$, $\beta = 0$. L'unité de contrainte est $E\alpha b^2$, b est le rayon du cylindre.

Iso-stress lines, σ_{rr} , σ_{zz} et $\sigma_{\theta\theta}$ respectively in the upper right side of a vertical cross section in the case $\alpha = 1 \text{ m}^{-2}$, $\beta = 0$. The stress unit is $E\alpha b^2$, b is the cylinder radius.

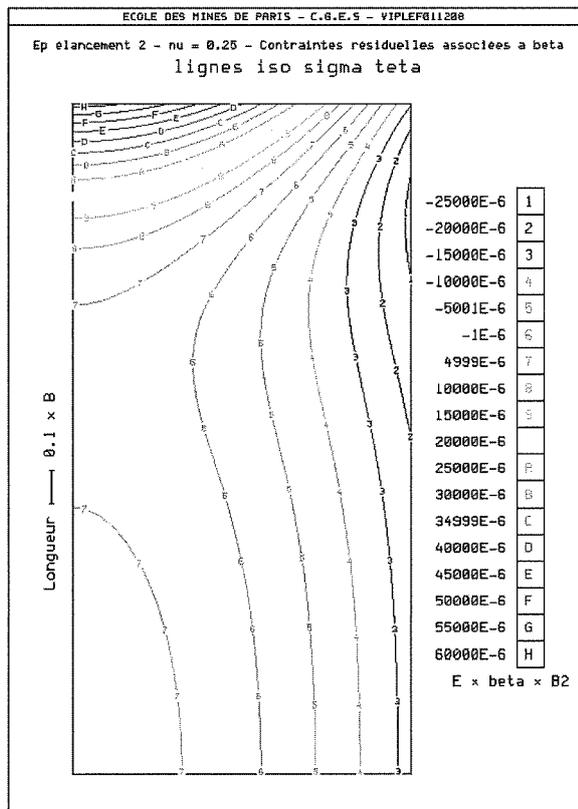
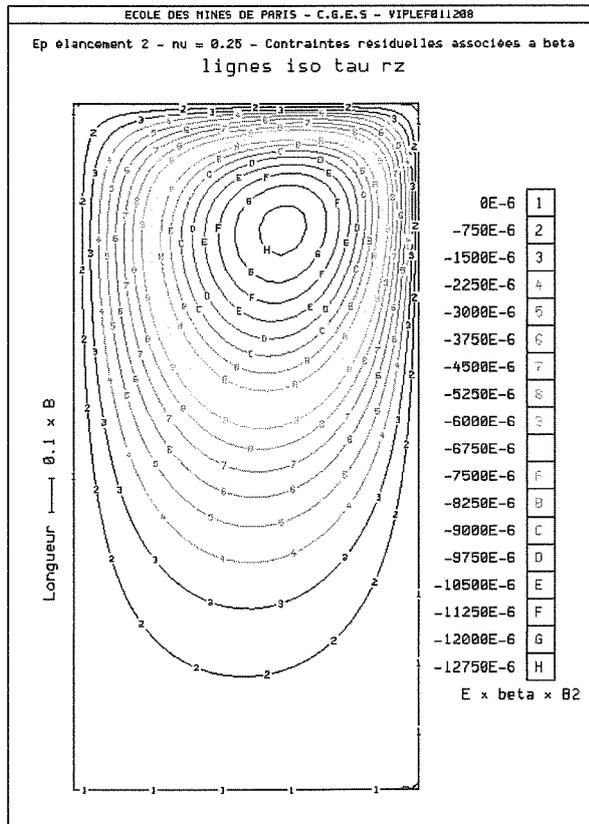
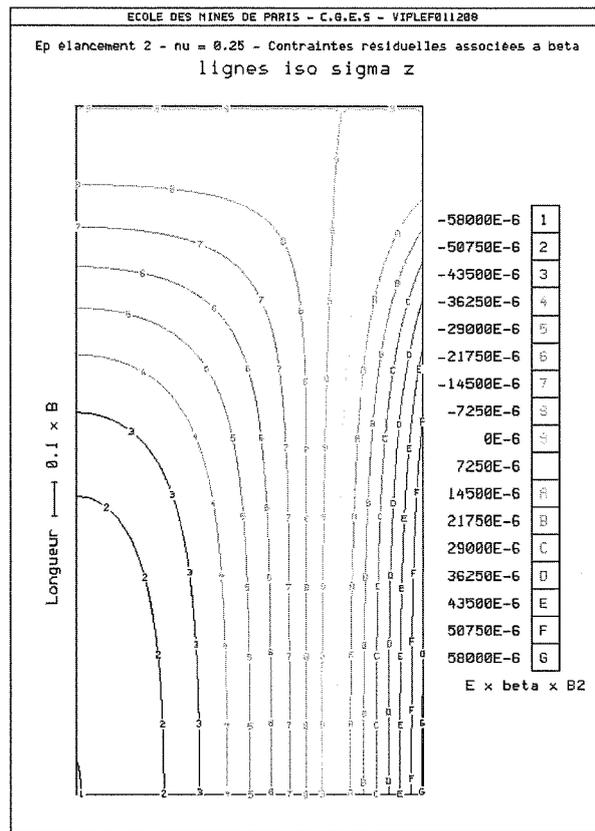
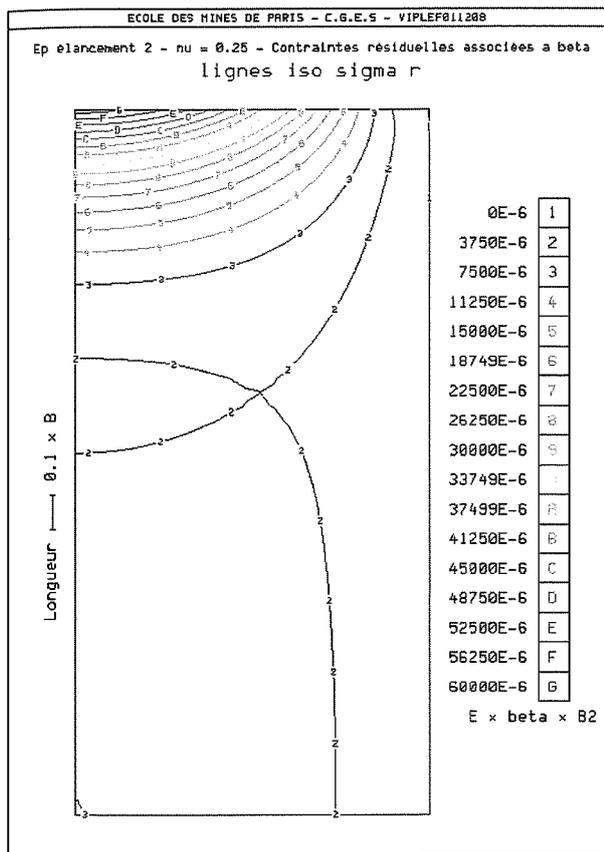


FIG. 2. Lignes iso-contraintes dans le cas $\alpha = 0, \beta = 1 \text{ m}^{-2}$.
Iso-stress lines in the case $\alpha = 0, \beta = 1 \text{ m}^{-2}$.

voisinage des faces où la décroissance (en valeur absolue) de la contrainte radiale quand on s'approche de l'axe du cylindre est moins rapide que dans les sections horizontales moins proches des faces.

On peut faire une remarque analogue pour les contraintes tangentielles (principales) $\sigma_{\theta\theta} = \sigma_{\theta\theta}(r, z)$: ce sont des tractions à la périphérie, qui se réduisent progressivement quand on s'éloigne de la face latérale et deviennent des compressions quand on s'approche de l'axe du cylindre.

Le point le plus remarquable réside dans l'apparition de contraintes axiales qui sont des tractions à la périphérie et des compressions au cœur de l'éprouvette. Toutefois, les tractions axiales à la périphérie sont plus faibles, d'un facteur 4 environ, que les tractions tangentielles à la périphérie. Dans le cas α on peut attendre pour de grandes valeurs de $E\alpha b^2$ (grandes en comparaison de la résistance à la traction) l'apparition de fissures axiales à la périphérie de l'éprouvette.

Parmi l'infinité de champs de déformations résiduelle $\underline{\varepsilon}_0 = \underline{\varepsilon}_0(r, z)$ dont le tenseur d'incompatibilité est celui du « cas α », on a le champ sphérique :

$$\varepsilon_0^{rr} = \varepsilon_0^{\theta\theta} = \varepsilon_0^{zz} = \alpha(z^2 - r^2)/4$$

que l'on peut interpréter comme résultant d'un écart de température.

On a également fait le calcul pour un élanement $h/b = 5$ au lieu de $h/b = 2$: les contraintes σ_{rr} , $\sigma_{\theta\theta}$, σ_{zz} sont pratiquement principales sur les trois quarts de la hauteur de l'éprouvette, avec une distribution très proche de celle du « cas test » : ce n'est qu'au voisinage des faces supérieure et inférieure que la solution s'écarte de celle du cas test ; les contraintes dans ces régions ont la même allure que dans le cas d'un élanement 2.

5.4

« Cas β »

La distribution des contraintes radiales $\sigma_{rr} = \sigma_{rr}(r, z)$ est cette fois très distincte de celle du « cas test ». Pour effectuer des comparaisons avec le cas précédent (cas α) on prend comme contrainte de référence la contrainte tangentielle qui régnait à la périphérie de l'éprouvette, soit environ $\sigma_{\theta\theta}(b, 0) = 36 \cdot 10^{-3} E\alpha b^2$.

Les contraintes radiales, dans le cas β , sont des tractions qui, dans la majeure partie de l'éprouvette, sont inférieures au dixième de la contrainte de référence. Elles n'approchent la valeur de la contrainte de référence que dans la partie centrale des faces supérieure et inférieure, et sur une faible épaisseur.

Les contraintes tangentielles (qui sont principales) $\sigma_{\theta\theta} = \sigma_{\theta\theta}(r, z)$ montrent, à mi-hauteur de l'éprouvette,

une succession compression périphérique-traction centrale, mais avec des valeurs absolues modérées, de l'ordre du quart de la contrainte de référence pour la valeur absolue de la compression périphérique, et du huitième de la contrainte de référence pour la traction centrale ; en revanche, comme pour les contraintes radiales, des tractions importantes, de l'ordre de la contrainte de référence, se développent au centre des faces inférieure et supérieure.

La contrainte axiale $\sigma_{zz} = \sigma_{zz}(r, z)$ est une forte compression au cœur de l'éprouvette et une traction d'intensité comparable à la périphérie, à mi-hauteur de l'éprouvette. Les lignes $\sigma_{zz} = 0$ coïncident, dans les cas α et β , puisque le « cas test », dans lequel $\sigma_{zz} = 0$ dans toute l'éprouvette, est une combinaison linéaire de ces deux cas.

On peut interpréter le cas β comme résultant d'une déformation initiale associée à un écart de température ;

$$\varepsilon_0^{rr} = \varepsilon_0^{\theta\theta} = \varepsilon_0^{zz} = \beta(r^2 - 3z^2)/8$$

On peut attendre pour de grandes valeurs de $E\beta b^2$ l'apparition d'une fissuration au centre des faces supérieure et inférieure et des fissures perpendiculaires à l'axe de révolution sur la surface latérale de l'éprouvette.

6

Conclusion

On a montré que les caractéristiques « résiduelles » d'un matériau étaient tout entières décrites par le tenseur d'incompatibilité, ou tenseur de Ricci des « déformations initiales ». Ces dernières sont moins aptes à décrire ces caractéristiques car elles dépendent du choix, souvent arbitraire, de la configuration de référence.

En particulier le champ de tenseur d'incompatibilité permet en général de déterminer l'état de contraintes résiduelles dans une éprouvette. En supposant que ce tenseur est constant dans une éprouvette de petite taille, on peut esquisser une typologie des champs de contraintes résiduelles. Le cas d'un champ purement axial permet de prévoir des tractions importantes à la périphérie du cylindre et au centre des faces supérieure et inférieure.

L'étude présentée permet de fournir un cadre d'interprétation pour une détermination expérimentale du tenseur d'incompatibilité dans une éprouvette, qui pourrait reposer sur la mesure des déplacements induits par le percement d'un trou cylindrique coaxial.

REMERCIEMENTS

Les auteurs remercient A. Bioget, M. Bonnet, J. Gaombalet RM. Pradeilles-Duval, C. Stolz, O. Simionescu, M. Tijani, A. Zaoui pour les discussions éclairantes qu'ils ont permises. O. Simionescu a écrit à cette occasion une formulation intégrale du problème de la détermination des contraintes résiduelles.

Annexe

Conditions de fermeture et conditions sur une surface de discontinuité

On a vu que le système (9) permet en principe de calculer les contraintes résiduelles (ou autocontraintes) dans un domaine Ω lorsque E , ν et \underline{R}_0 sont donnés. En fait ce système n'est pas complet dans certains cas, que l'on examinera à travers deux exemples.

1. Conditions de fermeture

On considère un tube de rayons a et b , $\text{Log}(b/a) < 2/3$, réalisé dans un matériau élastoplastique de Tresca ; la cohésion est notée C . On fait l'hypothèse des déformations planes ; la pression appliquée sur la surface latérale extérieure est nulle, $\sigma_{rr}(b) = 0$; la pression intérieure est croissante, $\sigma_{rr}(a) = -P_i$, jusqu'à atteindre l'écoulement libre soit $P_i = 2C \text{Log}(b/a)$; puis on décharge la structure soit $P_i = 0$. Quel est alors le champ de contraintes résiduelles ? A l'instant où l'écoulement libre est atteint, on a $\sigma_p^{rr} = -2C \text{Log}(b/r)$, $\sigma_p^{\theta\theta} = 2C + \sigma_p^{rr}$, la déformation plastique s'écrit :

$$\varepsilon_0^{rr} = -\varepsilon_0^{\theta\theta} = -\frac{2C}{E} (1-\nu^2) \left(\frac{b^2}{r^2} - 1 \right)$$

et il est facile de vérifier que le tenseur d'incompatibilité associé est $\underline{R}_0 = \underline{0}$. Le système (9) admet alors la solution $\underline{\sigma} = \underline{0}$, de sorte qu'on est tenté d'en déduire qu'il n'y a pas de contrainte résiduelle après déchargement de la structure.

Bien entendu ce résultat est incorrect. La solution correcte est obtenue en ajoutant aux contraintes σ_p^{rr} , $\sigma_p^{\theta\theta}$ les variations de contrainte associées à la décharge de la structure par la loi incrémentale élastique de comportement :

$\sigma^{rr} = -2C \text{Log}(b/r) + 2C [\text{Log}(b/a)](b^2/r^2 - 1)/(b^2/a^2 - 1)$;
 $\sigma^{\theta\theta} = 2C - 2C \text{Log}(b/r) - 2C [\text{Log}(b/a)](b^2/r^2 + 1)/(b^2/a^2 - 1)$
 et ces contraintes ne sont pas nulles.

On peut s'apercevoir d'une autre manière que la solution $\underline{\sigma} = \underline{0}$ ne convient pas pour l'état déchargé. Elle impliquerait que les variations des contraintes radiales et tangentielles entre l'état d'écoulement libre et l'état déchargé soient égales à $-\sigma_p^{rr}$, $-\sigma_p^{\theta\theta}$ respectivement. On peut certes associer à ces variations de contraintes un déplacement en utilisant la loi incrémentale élastique de comportement (c'est une conséquence de la propriété $\underline{R}_0 = \underline{0}$). Mais ce déplacement prend la forme :
 $E \underline{\xi} = 2(1-\nu^2)C \left[\left(r + \frac{x^2}{r} \right) \underline{e}_r - 2r \underline{\sigma}_{e_0} \right]$.

Ce déplacement n'est pas univoque et ne vérifie donc pas la condition de fermeture. En revanche, si on réalise une coupure « radiale » du cylindre, la solution $\underline{\sigma} = \underline{0}$ convient pour la structure déchargée. Cet exemple montre que, pour un domaine non connexe, la distribution des contraintes résiduelles dépend de l'histoire du chargement antérieur.

Il faut noter que dans le cas d'une sphère creuse (qui est un domaine simplement connexe) le tenseur

d'incompatibilité associé aux déformations plastiques à l'écoulement libre n'est pas nul, de sorte que les contraintes résiduelles (après déchargement) ne sont pas supprimées même en « coupant » la sphère.

2. Conditions sur une surface de discontinuité

On reprend le problème précédent en arrêtant le chargement lorsqu'une zone plastique de rayon x , $a < x < b$, s'est développée ; on ramène alors la pression de $P_i = 2C \text{Log}(x/a) + C(1 - b^2/x^2)$ à $P_i = 0$ et on réalise une coupure pour éviter les problèmes de « fermeture » évoqués plus haut. La déformation plastique s'écrit :

$$\varepsilon_0^{rr} = -\varepsilon_0^{\theta\theta} = -\frac{2C}{E} (1-\nu^2) \left(\frac{x^2}{r^2} - 1 \right) \text{ pour } a \leq r \leq x$$

$$\varepsilon_0^{rr} = -\varepsilon_0^{\theta\theta} = 0 \text{ pour } x \leq r \leq b$$

Pour chacune des deux zones considérées on a $\underline{R}_0 = \underline{0}$. Le champ de contraintes $\underline{\sigma} = \underline{0}$ vérifie donc, séparément dans chaque zone, les équations du système (9) et vérifie de plus la condition :

$$[[\underline{\sigma}]] \cdot \underline{N} = 0 \text{ sur } \Gamma \quad (12)$$

du système (7) sur la frontière $r = x$. Ce champ de contraintes n'est pas pour autant le champ de contraintes résiduelles dans ce problème. En effet on a de plus une condition pour le déplacement dans le passage de l'état chargé $P_i = 2C \text{log}(x/a) + C(1 - x^2/b^2)$ à l'état déchargé $P_i = 0$:

$$[[\underline{\xi}]] = 0 \text{ sur } \Gamma$$

Si on note $(\underline{t}_1, \underline{t}_2, \underline{N})$ une base orthonormée au point courant de la surface de discontinuité Γ , la condition précédente implique les conditions de Hadamard :

$$[[\nabla \underline{\xi}]] \cdot \underline{t}_i = 0 \quad i = (1, 2)$$

Ces six conditions scalaires se décomposent en quatre conditions relatives au plan tangent :

$$2[[\underline{\varepsilon}_{ij}]] = \underline{t}_i \cdot [[\nabla \underline{\xi} + \nabla \underline{\xi}]] \cdot \underline{t}_j = 0 \quad (13)$$

qui permettent, avec (12), d'écrire des conditions de saut portant sur les contraintes seulement ; mais subsistent deux conditions :

$$\underline{N} \cdot [[\nabla \underline{\xi}]] \cdot \underline{t}_i = 0$$

qui portent sur le déplacement de sorte que le système (9) (12) (13) n'est pas suffisant pour déterminer le champ de contraintes résiduelles.

Autrement dit, lorsqu'un corps est composé de parties distinctes par leurs propriétés mécaniques (E , ν) ou par l'histoire des évolutions irréversibles subies, les conditions « d'assemblage » de ces diverses parties doivent être précisées.

Dans les deux cas présentés dans cette annexe, on remarque qu'il existe un état naturel pour toute partie suffisamment petite de la structure après sa plastification complète ou partielle : il suffit d'extraire de la structure une partie connexe (pour le premier exemple) ou une partie qui n'est pas traversée par la frontière élastoplastique (pour le second exemple).

Bibliographie

Archer R.R. – *Growth Stresses and Strains in Trees*. Springer Series in Wood Sciences. E. Timell Springer Verlag, Berlin, 1986.

Ballard P., Constantinescu A. – On the inversion of subsurface residual stresses from surface stress measurements. *J. Mech. Phys. Solids*, vol. 42, n° 11, 1994, p.1767-1987.

Cornet F.H. – Stresses in Rock and Rock Masses. *Comprehensive Rock Engineering*, J.A. Hudson, ed., vol. 3, 1993, p.297-327.

Hardy H.R., Mangolds A. – Investigation of Residual Stresses in Salt. *5th Symp. on Salt*, A.H. Coogen and L. Hauber ed., The Northern Ohio Geological Society, vol. 1, 1980, p. 55-64.

Salençon J. – *Mécanique du continu*, vol. II. Ellipses, Paris, Coll. « Universités francophones », 1995.

Comparaison des niveaux de sécurité, calage d'un coefficient de modèle pour la résistance ultime des pieux sous charges axiales

R. FRANK

CERMES (ENPC-LCPC)
Cité Descartes
Champs-sur-Marne
77455 Marne-la-Vallée
Cedex 2

J.-B. KOVARIK

Port Autonome de Rouen
34, bd de Boisguilbert
76022 Rouen Cedex 3

Résumé

Les changements intervenus depuis l'époque de la pré-norme ENV 1997-1 et la nécessité actuelle d'étalonner les raccords nationaux à l'Eurocode 7 (norme EN 1997-1), justifient la mise au point de méthodes opérationnelles de comparaison des niveaux de sécurité et de calage des coefficients partiels. Pour le dimensionnement des pieux sous charges axiales de compression vis-à-vis de l'état limite de défaut de capacité portante, on met en évidence que les niveaux globaux de sécurité recommandés par la norme européenne EN 1997-1 et par le règlement officiel français « Fascicule n° 62 – Titre V » présentent des ordres de grandeur comparables. Un calage par ajustement est tout d'abord proposé et permet de déboucher sur une évaluation du coefficient de modèle de résistance γ_{rd} qui, utilisé conjointement avec les valeurs des coefficients partiels recommandés pour l'approche 2 de l'EN 1997-1, permet de retrouver les niveaux de sécurité du Fascicule 62-V. Pour le calcul à partir des résultats des essais de sol, un calage probabiliste des coefficients partiels de résistance est également mis en œuvre à l'aide d'une série d'essais de pieux ; on ouvre un débat sur les niveaux de sécurité à prendre en compte dans la combinaison fondamentale : la méthode des « valeurs de calcul » de l'annexe C de l'Eurocode : Bases du calcul des structures (norme EN 1990) donnerait des résultats trop sécuritaires au regard de la pratique ; on met en œuvre une « méthode inverse » qui remonte à une probabilité cible de ruine sous-jacente, en référence aux coefficients partiels proposés par les codes de calcul étudiés. Les résultats des calages des coefficients partiels sont des intervalles du fait des diverses interprétations envisageables de la valeur caractéristique des propriétés des sols. Ces résultats pourront être réexaminés pour tenir compte de nouvelles comparaisons réalisées entre le modèle pressiométrique (ou un autre modèle à partir d'essais de sol) et les essais de chargement statique de pieux.

Mots clés : pieu, capacité portante, Eurocode 7, sécurité, coefficients partiels, calage, probabilité.

Comparison of safety levels, calibration of a model factor for the bearing resistance of piles under axial loads

Abstract

The changes which have occurred since the pre-standard ENV 1997-1 and the present need to calibrate the national links to Eurocode 7 (standard EN 1997-1), call for operational methods for comparing the safety levels and for calibrating the partial factors. For the design of piles under axial compressive loads with regard to the bearing resistance limit state, it is shown that the overall safety levels recommended by the European

NDLR : Les discussions sur cet article sont acceptées jusqu'au 1^{er} septembre 2005.

Introduction

La version finale de la norme européenne Eurocode 7 – Partie 1 (EN 1997-1) est parue récemment (CEN, 2004). Pour dimensionner les pieux sous charges axiales vis-à-vis de l'état limite de défaut de capacité portante (classé dans la catégorie des états limites ultimes – ELU), elle préconise différentes méthodologies et modèles de calcul et recommande des valeurs des coefficients de sécurité à appliquer dans les cas où l'on dispose d'essais de chargement statique de pieux et lorsque l'on utilise des règles basées sur les essais de sol. Cette norme décrit également comment passer de la (ou des) valeur(s) mesurée(s) de la capacité portante ultime à la valeur caractéristique, avant de passer à la valeur de calcul.

Dans le présent article, les comparaisons pour l'état limite de défaut de capacité portante sous chargement axial sont faites avec le règlement officiel français « Fascicule n° 62 – Titre V » (MELT, 1993). Pour simplifier, seuls les pieux isolés en compression sont examinés, le cas des pieux isolés en traction pouvant en être considéré comme un cas particulier. Par ailleurs, il faut garder présent à l'esprit que ces comparaisons ne concernent pas la sécurité globale de la fondation sur pieux, où interviennent d'autres éléments que l'état limite de défaut de capacité portante axiale du pieu isolé (et le modèle de calcul qui lui est associé) : citons par exemple l'effet de groupe ainsi que les états limites de service (ELS), qui sont d'ailleurs traités très différemment dans l'EN 1997-1 et dans le Fascicule n° 62 – Titre V.

Dans la perspective de devoir effectuer le calage des niveaux de sécurité dans le cadre des normes nationales d'application complémentaires à l'Eurocode 7, on commence par comparer globalement le niveau de sécurité recommandé par l'EN 1997-1 à celui préconisé par la pratique nationale française.

standard EN 1997-1 and by the French official design code « Fascicule n° 62 – Titre V » have comparable magnitudes. An adjusting method is first proposed and allows the assessment of the resistance model factor γ_{rd} which, used together with the values of the partial factors recommended in design approach 2 of EN 1997-1, yields the same safety levels as Fascicule 62-V. For the calculation from ground test results, a probabilistic calibration of the partial resistance is also performed by means of a series of pile tests; the question of the safety levels to take into account with the fundamental combination is debated: the use of the « design values » method of Annex C of Eurocode: Basis of design (standard EN 1990) would give excessively safe results when compared to common practice; an « inverse method » is used which goes back to a subjacent target probability of failure, referring to partial factors proposed in the reviewed codes of practice. The results of the calibrations are ranges of values because of the various possible interpretations of the characteristic value of ground properties. It will be possible to revise the results to take into account new comparisons performed between the pressuremeter model (or any other model from ground test results) and the static load test on piles.

Key words: pile, bearing resistance, Eurocode 7, safety, partial factors, resistance model factor, calibration, probability.

Deux méthodes de calage des coefficients partiels de résistance sont mises en œuvre pour l'approche 2 des Eurocodes (en supposant des charges sur le pieu uniquement d'origine non géotechnique), avec application numérique : le calage par ajustement et le calage probabiliste. Pour ce dernier, on exploite l'information provenant d'une série d'essais de chargement statique de pieux comparant les prévisions du modèle pressiométrique à la réalité mesurée de la résistance des pieux, et l'on donne à la fin le formulaire complet de la méthode, permettant d'exécuter le cas échéant de nouveaux calculs avec un autre jeu de données, notamment avec la comparaison d'un nouveau modèle pressiométrique aux essais de chargement statique de pieux, actuellement en cours au LCPC (Bustamante et Gianeselli, 2003).

Cet article constitue une extension de la comparaison qui avait été effectuée par Frank (1997) à l'époque de la pré-norme pour l'EN 1997-1 de 1994 (ENV 1997-1, 1994, voir AFNOR 1996).

Définition des valeurs représentatives Relations de base

Valeurs représentatives de la résistance

Pour un pieu chargé en compression, les relations de base pour la justification vis-à-vis de l'état limite de défaut de la capacité portante peuvent être résumées de la manière suivante. On utilise la terminologie et les notations de l'EN 1997-1 (CEN, 2004) :

R_c représente la résistance en compression (*compressive resistance*, capacité portante ultime en compression) :

$R_{c,k}$ est la valeur caractéristique de cette résistance,

$R_{c,d}$ est la valeur de calcul de cette résistance.

Valeur caractéristique de la résistance

Les coefficients de réduction statistique ξ introduits ci-après ont pour objet de « gérer » l'incertitude liée à la variabilité spatiale de la résistance du pieu (Bauduin, 2001). Avec les règles de l'EN 1997-1, lorsque cette variabilité spatiale est inférieure à 10-12 %, la valeur caractéristique est déterminée par la moyenne des résistances; dans le cas contraire, elle est déterminée par la plus petite des résistances. Plus le nombre d'essais augmente, plus la valeur de ξ diminue.

2.2.1

Calcul sur la base d'essais de chargement statique de pieux

Selon l'EN 1997-1 :

$$R_{c,k} = \text{Inf} \{ R_{c,m} / \xi_1, R_{c,\min} / \xi_2 \} \quad (1)$$

où : $R_{c,m}$ est la valeur moyenne des résistances mesurées,

$R_{c,\min}$ est la plus petite des résistances mesurées, ξ_1 et ξ_2 sont des coefficients de réduction statistique dépendant du nombre N d'essais de chargement statique de pieux effectués, donnés dans le tableau I.

Dans le cas du Fascicule n° 62 – Titre V :

– si un seul essai de chargement statique de pieu est effectué :

$$R_{c,k} = R_{c,\text{mes}} / \xi \quad (2)$$

où $\xi = 1,20$;

– si plusieurs essais de chargement statique sont effectués, la valeur caractéristique à retenir est déterminée en principe directement à partir d'une évaluation critique des résultats des essais. Cependant, lorsque l'estimation du coefficient de variation, ou dispersion (écart type/moyenne) n'atteint pas 30 %, on peut utiliser la

TABLEAU I EN 1997-1. Coefficients de réduction statistique ξ pour le calcul de $R_{c,k}$ à partir d'essais de chargement statique de pieux (N : nombre d'essais de chargement statique).

EN 1997-1. Statistical reduction factor ξ to derive $R_{c,k}$ from pile static load tests (N : number of static load tests).

ξ pour $N =$	1	2	3	4	≥ 5
a) Coefficient ξ_1 sur la moyenne $R_{c,m}$	1,40	1,30	1,20	1,10	1,00
b) Coefficient ξ_2 sur la valeur de plus basse $R_{c,\min}$	1,40	1,20	1,05	1,00	1,00

Note : lorsque les charges peuvent se reporter des pieux « faibles » vers les pieux « forts », l'EN 1997 autorise de diviser éventuellement ces coefficients par 1,1.

TABLEAU III EN 1997-1. Coefficients de réduction statistique ξ dans le cas d'un modèle de prévision à partir de résultats d'essais de sol (N : nombre de profils d'essais de sol).

EN 1997-1. Statistical reduction factor ξ in the case of a prediction model from ground test results (N : number of profile of tests).

ξ pour $N =$	1	2	3	4	5	7	10
a) Coefficient ξ_3 sur la moyenne $R_{c,\text{cal},m}$	1,40	1,35	1,33	1,31	1,29	1,27	1,25
a) Coefficient ξ_4 sur la valeur la plus basse $R_{c,\text{cal},\min}$	1,40	1,27	1,23	1,20	1,15	1,12	1,08

Note : lorsque les charges peuvent se reporter des pieux « faibles » vers les pieux « forts », l'EN 1997 autorise de diviser éventuellement ces coefficients par 1,1.

relation suivante (et c'est ce qui est fait dans la suite de cet article) :

$$R_{c,k} = R_{c,\min} \cdot (R_{c,\min} / R_{c,\max})^{\xi'} \quad (3)$$

où : $R_{c,\min}$ et $R_{c,\max}$ sont les valeurs minimale et maximale mesurées, ξ' est donné dans le Tableau II.

2.2.2

Calcul sur la base d'essais de sol

2.2.2.1 Méthode des « pieux modèle »

Selon l'EN 1997-1, quand les résultats d'essais exécutés sur le sol sont utilisés, on doit calculer une valeur de la résistance $R_{c,\text{cal}}$ pour chaque profil d'essais de sol. Ces valeurs de $R_{c,\text{cal}}$ sont en quelque sorte des valeurs de « pieux modèle ».

La valeur caractéristique de la résistance est alors déterminée comme suit :

$$R_{c,k} = \text{Inf} \{ R_{c,\text{cal},m} / \xi_3, R_{c,\text{cal},\min} / \xi_4 \} \quad (4)$$

où : $R_{c,\text{cal},m}$ est la moyenne des valeurs de la résistance telle qu'elles sont calculées à partir des valeurs des propriétés des sols prises en considération dans le modèle de résistance (ou méthode de prévision); $R_{c,\text{cal},\min}$ est la plus petite des valeurs de la résistance ainsi calculées,

ξ_3 et ξ_4 sont des coefficients de réduction statistique dépendant du nombre N d'essais de sol réalisés (nombre de profils) donnés dans le Tableau III.

TABLEAU II Fascicule n° 62 – Titre V – Coefficients ξ' . Fascicule n° 62 – Titre V. ξ' factors.

Nombre d'essais de chargement	2	3	4	5
ξ'	0,55	0,20	0,07	0,00

2.2.2.2 Méthode « alternative » ou « directe »

L'EN 1997-1 prévoit une méthode « alternative » à l'utilisation de la relation (4) et des coefficients ξ_3 et ξ_4 pour déterminer $R_{c,k}$, que les auteurs jugent intéressante. En effet, il autorise de déterminer directement les valeurs caractéristiques de la résistance de pointe $q_{b,k}$ et du frottement latéral $q_{s,k}$ à partir de valeurs des paramètres de sol (clause 7.6.2.3 (8)). Il y a donc lieu de considérer que dans ce cas ξ n'est pas donné de façon apparente. Ceci montre notamment que l'on ne fait pas dépendre directement et de façon explicite la résistance calculée du nombre d'essais exécutés sur le sol : en effet c'est au niveau des valeurs caractéristiques elles-mêmes (de la résistance de pointe et du frottement latéral) qu'est prise en compte l'incertitude statistique d'estimation à partir d'un nombre limité d'essais de sol.

Le Fascicule 62-V donne deux modèles de calcul semi-empiriques à partir de résultats d'essais *in situ* : une modèle à partir des essais au pressiomètre Ménard (MPT) et un modèle à partir des essais de pénétration statique (CPT). Ces deux modèles ont été établis à partir de corrélations avec de nombreux essais de chargement statique de pieux, proposées à l'origine par Bustamante et Gianeselli (1981). Il faut également relever que les essais statiques de pieux sont exécutés en France d'une manière tout à fait conforme à celle de l'ISSMFE (1985) recommandée par l'EN 1997-1.

Le Fascicule 62-V prévoit ainsi de déterminer directement les valeurs caractéristiques de la résistance de pointe $q_{b,k}$ et du frottement latéral $q_{s,k}$ à partir de valeurs des propriétés pressiométriques ou pénétrométriques du sol.

2.2.2.3 Valeur caractéristique ou valeur moyenne des propriétés des sols ?

L'EN 1997-1 est muet sur la « nature » des valeurs représentatives des paramètres de sol à utiliser tant dans la méthode de pieux modèle que dans la méthode « directe ».

Les valeurs des paramètres de sol utilisés pour déterminer les valeurs caractéristiques de la résistance de pointe dans la méthode « directe » du Fascicule 62-V, sont selon l'usage proches des valeurs moyennes et elles incluent, le cas échéant, un élément de sécurité dans leur estimation. Selon les auteurs, la sécurité liée habituellement à la notion de valeur caractéristique est « cachée » dans les relations elles-mêmes, données par le fascicule, entre les propriétés pressiométriques (pressions limites) ou pénétrométriques (résistances de cône) et les paramètres $q_{b,k}$ et $q_{s,k}$. Les auteurs proposent d'appliquer un raisonnement analogue pour les propriétés des sols à utiliser avec l'EN 1997-1.

2.3

Valeur de calcul de la résistance

La valeur de calcul de la résistance $R_{c,d}$ est déterminée par un coefficient partiel, noté de la façon la plus générale γ_R , appliqué à la valeur caractéristique $R_{c,k}$:

$$R_{c,d} = R_{c,k} / \gamma_R \quad (5.0)$$

Le texte de l'EN 1997-1 utilise toutefois les notations particulières suivantes, détaillant γ_R ci-dessus :

$$R_{c,d} = R_{c,k} / \gamma_t \quad (5.1)$$

$$R_{c,d} = R_{b,k} / \gamma_b + R_{s,k} / \gamma_s \quad (5.2)$$

où : $R_{b,k}$ est la valeur caractéristique de la résistance de pointe ;

$R_{s,k}$ est la valeur caractéristique de la résistance de fût (frottement latéral) ;

γ_t , γ_b et γ_s sont les coefficients partiels sur la résistance totale ou sur les résistances de pointe et de fût.

2.4

Valeurs représentatives des actions

F_c représente les actions de compression appliquées en tête du pieu :

$F_{c,k}$ est la valeur caractéristique des actions ;

$F_{c,d}$ est la valeur de calcul des actions.

Pour vérifier les états limites ultimes de résistance, les valeurs caractéristiques des actions appliquées $F_{c,k}$ sont multipliées par les coefficients γ_F de manière à obtenir leur valeur de calcul :

$$F_{c,d} = \gamma_F \cdot F_{c,k} \quad (6)$$

2.5

Valeurs des coefficients partiels γ

Le tableau IV donne les coefficients partiels γ_F sur les actions pour la combinaison type fondamentale (en situations de projet durables ou transitoires).

Pour les situations de projet accidentelles, on ajoute la valeur nominale de l'action accidentelle aux charges permanentes et variables non pondérées, c'est-à-dire que tous les $\gamma_F = 1,0$.

L'EN 1997-1 (CEN, 2004) propose trois approches (1, 2 et 3) : pour l'approche 1, il y a lieu d'effectuer deux calculs et retenir le résultat le plus défavorable (anciens

TABLEAU IV

Coefficients partiels γ_F . Combinaison fondamentale (ELU, situations de projet durables ou transitoires).
Partial factors γ_F . Fundamental combination (ULS, persistent or transient design situations).

Actions		EUROCODE 7 (valeurs recommandées)				FASCICULE 62-V***
		Approche 1 Calcul 1 (B)	Calcul 2 (C)**	Approche 2	Approche 3 *	
Permanent	Défavorables	1,35	1,0	1,35	1,35	1,35
	Favorables	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Variable	Défavorables	1,5	1,3	1,5	1,5	1,5

* Pour l'approche 3 : coefficients à appliquer aux actions provenant des structures portées uniquement, avec pondération « à la source » des propriétés des sols intervenant dans le calcul des actions.

** Pondération « à la source » des propriétés des sols intervenant dans le calcul des actions.

*** Fascicule 62-V : ne traite pas des ouvrages de soutènement, ni donc des actions qui s'y exercent.

Note : Pour l'Eurocode 7, la pondération peut être appliquée aux actions ou directement à l'effet des actions.

cas B et C de la pré-norme pour l'Eurocode 7-1 : ENV 1997-1, 1994, voir AFNOR, 1996).

L'approche du Fascicule 62-V est identique à l'approche 2 de l'EN 1997-1.

Les coefficients partiels γ_F du Fascicule 62 - V sont identiques à ceux de l'EN 1997, à l'exception d'une part du calcul 2 de l'approche 1, et d'autre part en ce qui concerne les charges d'exploitation étroitement bornées ou de caractère particulier pour lesquelles $\gamma_F = 1,35$ au lieu de 1,50.

Le tableau V donne les coefficients partiels appliqués à la résistance du pieu, c'est-à-dire les valeurs de γ_t (ou γ_b et γ_s) pour la combinaison type fondamentale.

Dans le Fascicule 62-V on utilise les mêmes valeurs γ_b et γ_s pour la résistance de pointe et pour la résistance de fût, quel que soit le type de pieu : pour la combinaison fondamentale, cette valeur est $\gamma_s = \gamma_b = \gamma_t = 1,40$.

La combinaison type d'actions pour les situations de projet accidentelles est la même dans l'EN 1997-1 et le Fascicule 62-V, avec $\gamma_F = 1,0$ (pour plus de détails, on pourra se reporter par exemple à Frank, 1994).

Pour les situations de projet accidentelles, l'EN 1997-1, ne recommande pas de valeurs pour les coefficients γ_t , γ_b et γ_s . Par la suite, pour l'application de l'EN 1997-1, on supposera (en cohérence avec l'EN 1990 Eurocode : Bases du calcul des structures, CEN, 2003) qu'ils sont égaux à 1,0. Dans le Fascicule 62-V le coefficient γ_t est égal à 1,20.

3

Diverses natures de coefficients de sécurité

3.1

Coefficients « globaux » de sécurité

On peut écrire, en résumé, avec une notation synthétique issue des précédentes formulations, dans le cas des essais de chargement statique (§ 2.2.1) et dans celui des essais de sol - méthode « directe » (§ 2.2.2), selon l'EN 1997-1 et le Fascicule 62-V :

$$R_{c,k} = R_{c,mes} / \xi \text{ (essais de chargement statique)} \quad (7.1)$$

$$R_{c,k} = R_{c,cal} / \xi \text{ (essais de sol - méthode « directe »)} \quad (7.2)$$

(dans ce dernier cas de figure, ξ n'est pas présenté de façon explicite).

La condition d'état limite de défaut de capacité portante s'exprime de façon « canonique » par :

$$F_{c,d} \leq R_{c,d} \quad (8)$$

TABEAU V

Coefficients partiels γ_b , γ_s et γ_t pour les pieux en compression. Combinaison fondamentale (ELU, situations de projet durables ou transitoires).

Partial factors γ_b , γ_s and γ_t for piles in compression (ULS, persistent or transient design situations).

Type de pieu	EUROCODE 7 (valeurs recommandées)								
	Approche 1						Approche 2	Approche 3*	FASCICULE 62-V
	Calcul 1 (B)			Calcul 2 (C)					
	γ_b	γ_s	γ_t	γ_b	γ_s	γ_t	$\gamma_b = \gamma_s = \gamma_t$	$\gamma_b = \gamma_s = \gamma_t$	$\gamma_b = \gamma_s = \gamma_t$
Pieu battu	1,0	1,0	1,0	1,3	1,3	1,3	1,1	1,0	1,4
Pieu foré	1,25	1,0	1,15	1,6	1,3	1,5	1,1	1,0	1,4
Tarière continue	1,1	1,0	1,1	1,45	1,3	1,4	1,1	1,0	1,4

* L'approche 3 n'est pas applicable à la méthode de calcul de la résistance basée sur les essais de pieux.

Les relations (5) à (8) conduisent alors à réexprimer la condition d'état limite en faisant apparaître un coefficient de sécurité global :

$$F_{c,k} \leq (R_{c,mes} / \xi) / (\gamma_F \cdot \gamma_t) = R_{c,mes} / FS \quad (9.1)$$

$$F_{c,k} \leq (R_{c,cal} / \xi) / (\gamma_F \cdot \gamma_t) = (R_{c,cal} / \xi) / FS' \quad (9.2)$$

avec la notation synthétique γ_F pour les coefficients partiels sur les actions et γ_t pour les coefficients partiels sur la résistance (remplaçant éventuellement γ_b et γ_s).

Nous notons $FS = \gamma_F \cdot \gamma_t \cdot \xi$ le coefficient de sécurité global par rapport à la valeur des résistances mesurées dans des essais de chargement statique de pieux (relation 9.1).

Dans le cas de l'utilisation des résultats d'essais de sol, en l'absence de dispositions comparables dans le Fascicule 62-V, nous ne définissons pas de coefficient global de sécurité pour la méthode des « pieux modèle » du § 2.2.2.1.

Nous préférons définir $FS' = \gamma_F \cdot \gamma_t$ (relation 9.2) le coefficient de sécurité global par rapport à la valeur caractéristique de la résistance axiale du pieu (résistance de pointe et frottement latéral) telle qu'elle est évaluée directement par le modèle de prévision (cas du Fascicule 62-V et cas de la méthode « alternative » de l'EN 1997-1) c'est-à-dire à partir des valeurs des propriétés des sols (voir § 2.2.2.3). Dans ce cas les valeurs de ξ ne sont pas explicitées car elles sont censées être incluses dans $q_{b,k}$ et $q_{s,k}$.

3.2

Coefficients de modèle

Dans la théorie du semi-probabilisme, les γ_F et γ_R sont en fait le résultat du produit de deux coefficients partiels : le coefficient « de valeur » et le coefficient « de modèle ». Pour mettre en évidence ce dernier, noté γ_{sd} pour le modèle d'actions et γ_{Rd} pour le modèle de résistance, l'on réécrit les inégalités (9.1) et (9.2) en faisant apparaître l'expression développée des coefficients partiels du côté des actions et des résistances (notations des Eurocodes) :

$$\gamma_F = \gamma_{sd} \cdot \gamma_f \quad (10.1)$$

$$\gamma_R = \gamma_{Rd} \cdot \gamma_f \quad (10.2)$$

Les coefficients γ_F usuels de 1,35 et 1,50 se décomposent en des coefficients γ_f (coefficients de valeur) de 1,20 et 1,33, multipliés par le coefficient de modèle d'action sous-jacent γ_{sd} de 1,125 analogue au γ_{F3} des règlements français de béton et de fondations (Mathieu, 1975). Nous utilisons dans la suite cette valeur de $\gamma_{sd} = 1,125$ qui est transposable telle quelle au format des Eurocodes (approche 2) car, comme nous l'avons vu précédemment, les deux règlements ne diffèrent pas sur les coefficients à considérer du côté des actions. Les valeurs de γ_F du tableau IV regroupent

dans une formulation condensée les incertitudes de valeur et les incertitudes de modèle ainsi définies.

On définit le coefficient « réuni » de modèle par le produit $\gamma_d = \gamma_{sd} \cdot \gamma_{rd}$. Le coefficient réuni de modèle est présenté par Kovarik (2000).

Dans l'interprétation que les auteurs font de l'EN 1997-1 et du Fascicule 62-V, les coefficients partiels γ_v , γ_b et γ_s introduits au § 2.3 s'assimilent, comme on l'a vu, à des coefficients de type « γ_R », mais avec un coefficient de résistance sous-jacent γ_{rd} de 1,00. Comme le propos de cet article est de caler les coefficients γ_{rd} , donc de leur donner des valeurs qui auront toutes les chances d'être différentes de 1,00, nous convenons expressément de considérer dans la suite les γ_v , γ_b et γ_s comme des « γ_r » (c'est-à-dire comme des coefficients de valeur) et par simplicité nous continuerons à les noter de façon générale par « γ_t ».

D'où des expressions plus développées des conditions d'état limite (9.1) et (9.2) et des coefficients globaux de sécurité :

$$F_{c,k} \leq R_{c,mes} / (\gamma_{sd} \cdot \gamma_{rd} \cdot \gamma_r \cdot \gamma_t \cdot \xi) \quad (11.1)$$

$$F_{c,k} \leq (R_{c,cal} / \xi) / (\gamma_{sd} \cdot \gamma_{rd} \cdot \gamma_r \cdot \gamma_t) \quad (11.2)$$

Les coefficients globaux de sécurité deviennent $FS = \gamma_{sd} \cdot \gamma_{rd} \cdot \gamma_r \cdot \gamma_t \cdot \xi$ pour des essais de chargement statique de pieux, et $FS' = \gamma_{sd} \cdot \gamma_{rd} \cdot \gamma_r \cdot \gamma_t$ dans la méthode de prévision alternative « directe » à partir des propriétés des sols.

Pour formelle que paraisse à première vue cette décomposition des coefficients partiels, l'avantage pratique pour le rédacteur de normes et règlements est d'abord de permettre un calage adapté de chaque coefficient partiel, de valeur et de modèle, en application du principe du « traitement des incertitudes là où elles se trouvent ».

4

Exemples de comparaison des niveaux globaux de sécurité

Dans ce qui suit, on compare les valeurs du coefficient global de sécurité FS ou FS' donné au § 3.1, dans le cas de l'EN 1997-1 (noté FS_{EC7} ou FS'_{EC7}) et du Fascicule 62-V (noté FS_{62V} ou FS'_{62V}), pour les situations de projet durables et transitoires d'une part, pour les situations de projet accidentelles d'autre part.

Il n'est pas tenu compte de l'approche 3 de l'EN 1997-1 qui utilise la pondération à la source des paramètres élémentaires de la résistance des sols pour déterminer le frottement latéral et la résistance de pointe, car le Fascicule-V se place dans le cas de figure où la résistance du pieu est déterminée, par essais de pieux ou essais *in situ* des sols, sans passer par les propriétés élémentaires des sols.

Les résultats des calculs sont repris dans les tableaux synthétiques du § 5.2.

4.1

Calcul sur la base d'essais de chargement statique de pieux

Après un cas simple, on étudie deux exemples qui proviennent des études de dimensionnement des fonda-

tions du pont Vasco de Gama (sur le Tage, à Lisbonne). L'ouvrage comporte, en fait, plusieurs ponts et viaducs importants fondés sur pieux (Wastiaux *et al.*, 1998 et 1999). Le calcul de pieux effectué à l'époque a suivi les prescriptions de la pré-norme ENV 1997-1 (1994, voir AFNOR, 1996). La présentation qui en est faite ci-dessous tient compte des évolutions de l'EN 1997-1 (CEN, 2004).

Les valeurs numériques des tableaux I et II sont utilisées pour ξ tant pour les situations de projet durables et transitoires (combinaisons fondamentales) que pour les situations de projet accidentelles. Les valeurs numériques des tableaux IV et V sont utilisées en situations de projet durables et transitoires. Pour les situations de projet accidentelles, on utilise $\gamma_r = 1,0$ dans tous les cas et $\gamma_t = 1,0$ pour l'EN 1997-1 et $\gamma_t = 1,2$ pour le Fascicule 62-V.

4.1.1

Un cas (théorique) simple

On considère un pieu exécuté à la tarière continue et on suppose que les résultats d'un seul essai de chargement statique sont disponibles, sans mesures séparées des résistances de pointe et de fût (on utilise donc, tant pour l'EN 1997-1 que pour le Fascicule 62-V, le coefficient γ_t). Par ailleurs, les charges sont supposées être à 100 % des charges permanentes défavorables, auxquelles se rajoute une action accidentelle quelconque (non pondérée) dans la combinaison accidentelle.

- Combinaison fondamentale :

EN 1997-1 :

Approche 1

$$\text{Calcul 1 (B) : } FS_{EC7} = 1,35 \times 1,10 \times 1,40 = 2,08 \quad (12)$$

$$\text{Calcul 2 (C) : } FS_{EC7} = 1,00 \times 1,40 \times 1,40 = 1,96 \quad (13)$$

C'est le calcul 1(B) qui est le plus défavorable et qu'il y a donc lieu de retenir.

$$\text{Approche 2 } FS_{EC7} = 1,35 \times 1,10 \times 1,40 = 2,08 \quad (14)$$

Fascicule n° 62 - Titre V :

$$FS_{62V} = 1,35 \times 1,40 \times 1,20 = 2,27 \quad (15)$$

- Combinaison accidentelle :

EN 1997-1 :

$$FS_{EC7} = 1,00 \times 1,00 \times 1,40 = 1,40 \quad (16)$$

Fascicule n° 62 - Titre V :

$$FS_{62V} = 1,00 \times 1,20 \times 1,20 = 1,44 \quad (17)$$

La sécurité des deux règlements est très voisine, le Fascicule 62-V étant légèrement plus sécuritaire pour la combinaison fondamentale (+ 9 %).

4.1.2

Pieux forés, résultats d'un seul essai de chargement statique

- Combinaison fondamentale et 50 % de charges permanentes et 50 % de charges variables défavorables. Pour simplifier, on applique dans tous les cas le coefficient γ_t .

EN 1997-1 :

Approche 1

$$\text{Calcul 1 (B) : } FS_{EC7} = 1,425 \times 1,15 \times 1,40 = 2,29 \quad (18)$$

$$\text{Calcul 2 (C) : } FS_{EC7} = 1,150 \times 1,50 \times 1,40 = 2,42 \quad (19)$$

C'est le calcul 2(C) qui est le plus défavorable et qu'il y a donc lieu de retenir.

Approche 2

$$FS_{EC7} = 1,425 \times 1,10 \times 1,40 = 2,19 \quad (20)$$

Fascicule n° 62 - Titre V :

$$FS_{62V} = 1,425 \times 1,40 \times 1,20 = 2,39 \quad (21)$$

• Combinaison accidentelle :

EN 1997-1 :

$$FS_{EC7} = 1,00 \times 1,00 \times 1,40 = 1,40 \quad (22)$$

Fascicule n° 62 - Titre V :

$$FS_{62V} = 1,00 \times 1,20 \times 1,20 = 1,44 \quad (23)$$

Ici également, la sécurité des deux règlements est très voisine, le Fascicule 62-V étant légèrement plus sécuritaire que l'approche 2 de l'EN 1997-1 (pour la combinaison fondamentale, + 9 %).

4.1.3

Pieux battus, résultats de 4 essais de chargement statique

On suppose que c'est la valeur moyenne des résistances mesurées qui gouverne et, dans le cas de l'EN 1997-1, on applique donc $\xi_1 = 1,10$ (Tableau I). Dans le cas du Fascicule 62-V, la relation (3) et les valeurs $R_{c, \min}$ et $R_{c, \max}$ du projet reviennent à appliquer $\xi = 1,14$ sur la valeur moyenne des résistances mesurées.

• Combinaison fondamentale et 67 % de charges permanentes et 33 % de charges variables défavorables :

EN 1997-1 :

Approche 1

$$\text{Calcul 1 (B) : } FS_{EC7} = 1,40 \times 1,00 \times 1,10 = 1,54 \quad (24)$$

$$\text{Calcul 2 (C) : } FS_{EC7} = 1,10 \times 1,30 \times 1,10 = 1,57 \quad (25)$$

C'est le calcul 2(C) qui est le plus défavorable et qu'il y a donc lieu de retenir.

Approche 2

$$FS_{EC7} = 1,40 \times 1,10 \times 1,10 = 1,69 \quad (26)$$

Notons qu'en utilisant l'EN 1997-1 on est assuré d'avoir au moins $FS = 1,43$ par rapport à la résistance la plus basse mesurée ($\xi_2 = 1,00$).

Fascicule n° 62 - Titre V :

$$FS_{62V} = 1,40 \times 1,40 \times 1,14 = 2,23 \quad (27)$$

La sécurité préconisée par le Fascicule 62-V est nettement plus importante que dans le cas de l'EN 1997-1 : + 32 % par rapport à l'approche 2. La différence de niveau de sécurité ne provient pas tant des valeurs de ξ que de celles des coefficients partiels de valeur γ_p et γ_t .

• Combinaison accidentelle :

EN 1997-1 :

$$FS_{EC7} = 1,00 \times 1,00 \times 1,10 = 1,10 \quad (28)$$

(au moins $FS = 1,00$ par rapport à la résistance la plus basse mesurée).

Fascicule n° 62 - Titre V :

$$FS_{62V} = 1,00 \times 1,20 \times 1,14 = 1,37 \quad (29)$$

La sécurité du Fascicule 62-V est plus importante que dans le cas de l'EN 1997-1 : + 25 % pour des raisons analogues à celles expliquées plus haut dans le cas de la combinaison fondamentale.

4.2

Calcul sur la base d'essais de sol

Les règles pressiométriques ou pénétrométriques actuelles du Fascicule 62-V (MELT, 1993) sont supposé

être utilisées dans tous les cas. On détermine le FS' : c'est-à-dire que l'on ne considère pas les coefficients ξ de l'Eurocode 7 qui ne servent qu'à déterminer une valeur caractéristique dans la méthode des « pieux modèle », cette dernière ne pouvant être examinée ici faute de disposer pour elle d'élément de comparaison avec le Fascicule 62-V.

Les valeurs numériques des tableaux IV et V sont utilisées en situations de projet durables et transitoires. Pour les situations de projet accidentelles, on utilise $\gamma_f = 1,0$ dans tous les cas et $\gamma_t = 1,0$ pour l'EN 1997-1 et $\gamma_t = 1,2$ pour le Fascicule 62-V.

• Combinaison fondamentale

Toutes les actions sont considérées comme défavorables. Pour l'EN 1997-1, on utilise les mêmes coefficients γ pour les résistances de pointe et de fût ($\gamma_b = \gamma_s = \gamma_t$), comme c'est le cas dans le Fascicule 62-V.

EN 1997-1 :

On détaille ci-dessous le calcul le plus défavorable, c'est-à-dire celui qui donne FS' le plus grand : dans le cas de charges permanentes seules, c'est le calcul 1 (B) et dans le cas où une certaine proportion de charges variables serait appliquée, c'est le calcul 2 (C).

Approche 1

Calcul 1 (B) :

$$\begin{aligned} & \text{– pieu battu, 100 \% de charges permanentes :} \\ & \quad FS'_{EC7} = 1,35 \times 1,00 = 1,35 \quad (30) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} & \text{– pieu foré, 100 \% de charges permanentes :} \\ & \quad FS'_{EC7} = 1,35 \times 1,15 = 1,55 \quad (31) \end{aligned}$$

Calcul 2 (C) :

$$\begin{aligned} & \text{– pieu battu, 50 \% de charges permanentes et} \\ & \quad \text{50 \% de charges variables :} \\ & \quad FS'_{EC7} = 1,15 \times 1,30 = 1,50 \quad (32) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} & \text{– pieu foré, 50 \% de charges permanentes et} \\ & \quad \text{50 \% de charges variables :} \\ & \quad FS'_{EC7} = 1,15 \times 1,50 = 1,725 \quad (33) \end{aligned}$$

Approche 2

– pieux battu et foré :

$$\begin{aligned} & \text{100 \% de charges permanentes :} \\ & \quad FS'_{EC7} = 1,35 \times 1,10 = 1,485 \quad (34) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} & \text{50 \% de charges permanentes et 50 \% de} \\ & \quad \text{charges variables :} \\ & \quad FS'_{EC7} = 1,425 \times 1,10 = 1,5 \quad (35) \end{aligned}$$

Fascicule n° 62 - Titre V :

$$\begin{aligned} & \text{100 \% de charges permanentes :} \\ & \quad FS'_{62V} = 1,35 \times 1,40 = 1,89 \quad (36) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} & \text{50 \% de charges permanentes et 50 \% de} \\ & \quad \text{charges variables :} \\ & \quad FS'_{62V} = 1,425 \times 1,40 = 1,995 \quad (37) \end{aligned}$$

• Combinaison accidentelle

Tous les $\gamma_f = 1,00$.

EN 1997-1 :

$$FS'_{EC7} = 1,00 \times 1,00 = 1,00 \quad (38)$$

Fascicule n° 62 - Titre V :

$$FS'_{62V} = 1,00 \times 1,20 = 1,20 \quad (39)$$

4.3

Commentaires

On constate que le Fascicule 62-V se révèle globalement plus sécuritaire que l'EN 1997-1.

En fait l'EN 1997-1 introduit une certaine discontinuité avec la pratique courante. Le propos va être, dans la suite de cet article, d'introduire un « coefficient de modèle » facilitant les raccordements, de lui donner un sens et de lui attribuer une valeur numérique.

5

Calages du coefficient de modèle de résistance (approche 2)

5.1

Position du problème

Comment déterminer la valeur du coefficient de modèle γ_{Rd} (relation 10.2) qui serait appliqué dans le format de l'EN 1997-1 avec les γ_i qu'il prévoit (rappelons que notre γ_i est l'équivalent de la notation γ_i des Eurocodes, voir § 3.2) et qui conduirait à un « niveau de sécurité » analogue à celui du Fascicule 62-V? Nous noterons cette valeur « $\gamma_{Rd, \text{calé}}$ ».

Le calage par ajustement, une fois donnés tous les autres coefficients partiels de valeur, revient à déterminer le $\gamma_{Rd, \text{calé}}$ pour que le niveau global de sécurité de la fondation soit aussi proche que possible du niveau de sécurité de référence choisi, par exemple celui du Fascicule 62-V dans le cadre d'un ajustement national (§ 5.2).

Par ailleurs, comment traduire dans la valeur du coefficient partiel de résistance γ_R (relation 5.0) l'information obtenue par une série de comparaisons effectuées entre les prévisions du modèle de résistance (modèle pressiométrique, par exemple) et la réalité (mesurée) de la capacité portante de la fondation (résultats des essais de chargement statique de » pieux)? Nous noterons cette valeur « $\gamma_{R, \text{calé}}$ ».

Une fois donnés tous les autres coefficients partiels de valeur, le calage probabiliste consiste à déterminer le $\gamma_{R, \text{calé}}$ pour l'état limite de défaut de capacité portante, de telle sorte que la fiabilité de la fondation ainsi dimensionnée soit aussi proche que possible d'une fiabilité cible donnée par référence à une probabilité de ruine (§ 5.3).

5.2

Calage par ajustement sur la base du niveau de sécurité actuel du Fascicule 62-V

Ce calage est applicable au cas où l'on utilise les résultats d'essais de sol et au cas où l'on utilise des résultats d'essais de pieux.

TABLEAU VIa Coefficient de modèle $\gamma_{Rd, \text{calé}}$ pour ajuster le niveau de sécurité de l'EN 1997-1 à celui du Fascicule 62-V.
Model factor γ_{Rd} calib to adjust the safety model of EN 1997-1 to the one of Fascicule 62-V.

	A partir d'essais de pieux (FS)			A partir d'essais de sol (FS')	
	Cas théorique simple	Pieu foré, 1 essai	Pieu battu, 4 essais		
	sous la combinaison fondamentale				
FS_{EC7} (appr. 2)	2,08	2,19	1,69	$1,1\gamma_F$	
FS_{62V}	2,27	2,39	2,23	$1,4\gamma_F$	
$\gamma_{Rd, \text{calé, fond}}$	1,093	1,093	1,316	1,273	
	sous la combinaison accidentelle				
FS_{EC7} (appr. 2)	1,40	1,40	1,10	1,00	
FS_{62V}	1,44	1,44	1,37	1,20	
$\gamma_{Rd, \text{calé, acc}}$	1,03	1,03	1,25	1,20	

5.2.1

Coefficient de modèle de résistance

Dans le cadre de la détermination nationale des paramètres des Eurocodes touchant les niveaux de sécurité des ouvrages, on indique dans cette partie comment procéder au calage par ajustement du coefficient de modèle : ce coefficient $\gamma_{Rd, \text{calé}}$ utilisé avec les autres coefficients partiels de l'EN 1997-1 (approche 2) permettra de retrouver les niveaux de sécurité nationaux du Fascicule 62-V.

Avec les expressions développées au paragraphe 3.2, le niveau de sécurité actuel du Fascicule 62-V s'exprime par « $\gamma_{Rd} \cdot FS_{62V}$ » (avec $\gamma_{Rd} = 1,00$ comme exposé ci-dessus).

Le niveau de sécurité de l'EN 1997-1 s'exprimera par « $\gamma_{Rd} \cdot FS_{EC7}$ » (avec γ_{Rd} à caler).

Le coefficient de modèle du côté des résistances, à employer avec le format de l'EN 1997-1 pour conduire à l'ajustement des niveaux de sécurité, est donc déterminé par :

$$\gamma_{Rd, \text{calé}} = FS_{62V} / FS_{EC7} \quad (40)$$

L'exploitation des résultats numériques de la partie précédente donne accès à une fourchette de valeurs pour ce coefficient de modèle (Tableau VIa). Rappelons que la comparaison est menée : dans le cas basé sur les essais de pieux, par référence à la valeur moyenne des essais ; dans le cas basé sur les essais de sol, par référence à la valeur caractéristique de la résistance axiale du pieu.

Le début d'étude de sensibilité qui a été engagé dans ce cadre conduit, on le voit, à différents coefficients $\gamma_{Rd, \text{calé}}$ pour la méthode des essais de pieux : dans le cas d'un calage par ajustement, le coefficient de modèle dépend du nombre d'essais de pieux (à l'instar du coefficient de résistance) : c'est une incohérence par rapport au format semi-probabiliste considéré avec rigueur. Cette incohérence disparaîtrait si l'on effectuait un calage du coefficient de modèle par référence au FS' au lieu du FS, c'est-à-dire si le coefficient de réduction statistique ξ était intégré à la valeur caractéristique de la résistance (il intervient aussi bien dans les combinaisons fondamentales et accidentelles que dans celles qui sont associées aux états limites de service).

5.2.2

Coefficient réuni de modèle

On en déduit le coefficient réuni de modèle (calé) qui, dans les situations de projet durables et transitoires d'une part, dans les situations de projet accidentelles d'autre part, conduit à l'ajustement des niveaux de sécurité des deux « codes » de calcul (Tableau VIb) :

$$\gamma_{d, \text{calé, fond}} = \gamma_{Sd, \text{fond}} \cdot \gamma_{Rd, \text{calé, fond}} = 1,125 \cdot [FS_{62V} / FS_{EC7}]_{\text{fond}} \quad (41a)$$

$$\gamma_{d, \text{calé, acc}} = \gamma_{Sd, \text{acc}} \cdot \gamma_{Rd, \text{calé, acc}} = 1,00 \cdot [FS_{62V} / FS_{EC7}]_{\text{acc}} \quad (41b)$$

	A partir d'essais de pieux (FS)			A partir d'essais de sol (FS')
	Cas théorique simple	Pieu foré, 1 essai	Pieu battu, 4 essais	
		sous la combinaison accidentelle		
$\gamma_{Rd, \text{calé, fond}}$	1,093	1,093	1,316	1,273
$\gamma_{Sd, \text{fond}}$	1,125	1,125	1,125	1,125
$\gamma_{d, \text{calé, fond}}$	1,23	1,23	1,48	1,43
		sous la combinaison accidentelle		
$\gamma_{Rd, \text{calé, acc}}$	1,03	1,03	1,25	1,20
$\gamma_{Sd, \text{acc}}$	1,00	1,00	1,00	1,00
$\gamma_{d, \text{calé, acc}}$	1,03	1,03	1,25	1,20

5.3

Calage probabiliste prenant en compte une évaluation statistique de l'erreur de modèle et la variabilité spatiale de la résistance

L'incertitude concernant la résistance d'un pieu provient de trois sources principales :

- l'incertitude du modèle de calcul, c'est-à-dire l'incertitude propre aux facteurs et abaques de calcul reliant la pression limite pressiométrique à la résistance de pointe et de fût ;
- l'incertitude concernant la variabilité des propriétés pressiométriques, liée à la variabilité des couches et des propriétés des sols en place ;
- l'incertitude d'échantillonnage due à ce que les estimations des paramètres et lois de probabilité sont faits à partir d'un nombre forcément limité de points de reconnaissance ou d'essais.

Ces trois sources d'incertitude sont indépendantes et doivent être composées pour décrire l'incertitude globale de la résistance. Dans ce qui suit, on décrit les deux premières incertitudes respectivement au moyen d'une distribution $\hat{\eta}$ (incertitude due au modèle de calcul) et d'une distribution $\hat{\rho}$ (incertitude due à la variabilité spatiale), l'incertitude d'échantillonnage étant considérée comme déjà intégrée à l'estimation de leurs paramètres.

Dans ce calage, on révisé le niveau de sécurité actuel du Fascicule 62-V et de l'EN 1997-1. Ce type de calage qui globalise les sources d'incertitude tant en ce qui concerne la valeur caractéristique que la valeur de calcul, est transposable à tout modèle à partir d'essais de sol, mais pour la méthode « directe » (ou « alternative ») seulement.

La méthode des « pieux-modèle » telle qu'elle a été exposée plus haut, traite quant à elle ces trois sources d'incertitude par deux coefficients distincts : le coefficient ξ considère déjà la variabilité spatiale et l'incertitude d'échantillonnage (il sert à la détermination de la valeur caractéristique), le coefficient de modèle - à introduire - considérerait exclusivement l'incertitude de modèle.

5.3.1

Modélisation de l'erreur de modèle

La réalité de la résistance d'un pieu dépend de nombreux facteurs dont un nombre limité seulement est considéré dans un modèle de calcul. Les facteurs non pris en compte font apparaître la réalité comme « brui-

tée », ce que l'on modélise par une variable aléatoire, la réalisation de ce bruit étant incertaine.

Le coefficient γ_{Rd} d'un modèle de résistance donné (à partir de résultats d'essais de pieux, d'essais de sol) est choisi de manière à couvrir cette imprécision du modèle (autrement dit les facteurs non pris en compte dans le modèle). Les incertitudes sur l'exécution des pieux, sur les propriétés de résistance au droit des futurs pieux (autrement dit l'incertitude sur les facteurs explicitement pris en compte dans le modèle) sont couvertes quant à elles par les coefficients de sécurité « de valeur ».

On note m et s la moyenne et l'écart type empirique d'un ensemble de valeurs ; on note μ et σ la moyenne et l'écart type d'une loi de distribution.

Lorsque l'on dispose à la fois de résultats d'essais de résistance à la compression, $R_{c, \text{mes}}$, mesurée par des essais de chargement statique et de valeurs calculées de la résistance (par exemple, selon le modèle pressiométrique du Fascicule 62-V $R_{c, \text{cal}}$), on définit l'erreur de modèle par le rapport $R_{c, \text{mes}}/R_{c, \text{cal}} = \eta$.

La variable aléatoire « erreur de modèle » est notée $\hat{\eta}$. Ses moments peuvent être estimés par les statistiques classiques sur un jeu de réalisations de $\hat{\eta}$. Ceci ouvre la voie à un calage probabiliste du coefficient de modèle γ_{Rd} par référence à un niveau de fiabilité cible donné. Ce coefficient de modèle devra être utilisé conjointement avec le coefficient partiel « de valeur » issu du code ou du règlement de calcul γ_t pour déterminer la valeur de calcul de la résistance.

Ici, l'erreur de modèle η est estimée par comparaison entre la résistance calculée qui utilise les pressions limites pressiométriques du sol reconnues spécifiquement au droit de chaque pieu et la résistance mesurée par les essais de pieux : ceci permet, pour l'interprétation de η , de s'affranchir des incertitudes afférentes à la variabilité spatiale des paramètres d'entrée du modèle, couvertes par ailleurs par les coefficients partiels de valeur comme on vient de le voir.

La loi de $\hat{\rho}$ est, dans le cadre de cet article, évaluée à partir de la loi de distribution des pressions limites pressiométriques du sol en tenant compte du phénomène de réduction de variance le long du pieu et, de manière plus modérée, en pointe du pieu (effet de moyenne) : cela implique que la variabilité de la résistance du pieu soit plus faible que la variabilité des pressions limites pressiométriques elles-mêmes (Bauduin, 2003b).

On doit aussi rajouter la réduction de variance due à la raideur de la structure (transfert des charges d'un pieu « faible » vers un pieu « fort »). Dans la suite de cet article, cet effet n'est pas pris en compte ; les coefficients partiels de résistance et de modèle calés avec la fourchette de coefficients de variation infra sont a priori

valables pour des structures flexibles pour laquelle la ruine d'un pieu ou d'un groupe de pieux très proches signifie la ruine de l'ouvrage.

On suppose que la loi de distribution des pressions limites pressiométriques (paramètre local) est de moyenne $\mu = 1,0$ et de coefficient de variation $V = \sigma/\mu$ variant de 0,30 à 0,50. Avec la réduction de variance supposée d'un facteur $\sqrt{5}$ à $\sqrt{10}$ le long du pieu (de longueur de 10 à 30 m typiquement, avec un sol dont les propriétés seraient moyennement corrélées sur la verticale), sans réduction de variance d'un pieu à l'autre – fondation sur pieux indépendants, nous posons que la loi de distribution de la résistance \hat{p} (paramètre étendu) est de moyenne $\mu_p = 1,0$ et de coefficient de variation V_p variant de 0,10 à 0,20. Les moments de la loi normale associée $\ln(\hat{p})$ varient de $\mu'_p = -0,005$ à $-0,002$ et σ'_p de 0,1 à 0,198.

La résistance à la compression des pieux calculée selon le modèle pressiométrique peut alors être représentée par une variable aléatoire \hat{R}_c comme ci-après :

$$\hat{R}_c = \hat{\eta} \cdot \hat{p} \cdot R_0 \quad (42a)$$

où :

– $\hat{\eta}$ est la variable aléatoire d'erreur de modèle, supposée lognormale, dont la moyenne et l'écart type doivent être estimés à partir de N données ;

– \hat{p} est la variable aléatoire représentant l'incertitude sur la résistance du pieu provenant des données pressiométriques, supposée elle aussi lognormale ;

– R_0 est la valeur moyenne déterministe de $R_{c, cal}$ destinée à « centrer » la variable aléatoire \hat{p} .

On suppose aussi pour simplifier que R_0 est égal à 1,00.

A noter, au passage, que si l'erreur de modèle était estimée par comparaison avec une résistance calculée avec des pressions limites pressiométriques du sol non reconnues spécifiquement au droit de chaque pieu, alors cette variable aléatoire η' incluerait aussi les incertitudes afférentes à la variabilité spatiale des paramètres d'entrée du modèle, et la résistance à la compression des pieux devrait être représentée par :

$$\hat{R}_c = \hat{\eta}' \cdot R_0 \quad (42b)$$

C'est la formulation du (42a) qui est mise en œuvre dans la suite de cet article.

Le type de lois supposé *a priori* pour les deux variables aléatoires $\hat{\eta}$ (erreur de modèle) et \hat{p} (résistance du pieu) est lognormale, non parce qu'un test statistique aurait orienté le choix vers ce type de loi plutôt qu'un autre, mais parce que celui-ci rend les calculs analytiques possibles et plus simples (le produit de deux lois lognormales est une loi lognormale), et qu'il n'est pas réfuté dans le jeu de données qui sert ici de support aux applications numériques. Les variables aléatoires $\ln(\hat{\eta})$ et $\ln(\hat{p})$ suivent alors des lois normales (on parle de loi normale associée) dont les deux premiers moments sont notés ici μ' et σ' . On a les relations suivantes entre les moments d'une loi lognormale (μ , σ) et de la loi normale associée (μ' , σ') :

$$\mu' = \ln(\mu) - \sigma'^2/2 \quad (43a)$$

$$\sigma'^2 = \ln(1 + \sigma^2/\mu^2) \quad (43b)$$

On estime les deux premiers moments de $\hat{\eta}$ par la réalisation des estimateurs classiques de la moyenne et de la variance sur le jeu des données, sans prendre en compte d'incertitude statistique liée à la taille de l'échantillon utilisé.

Les exemples numériques qui suivent sont basés sur 42 essais de pieux (Fig. 1) rassemblés par Renault

(1996) et cités par Frank (1997). On trouve : $m_\eta = 1,25$, $s_\eta = 0,367$ (Fig. 2). La loi lognormale est acceptable avec un niveau de signification supérieur à 90 % selon le test du χ^2 . Les moments de la loi normale associée $\ln(\hat{\eta})$ sont $m'_\eta = 0,182$, $s'_\eta = 0,288$.

En éliminant la valeur expérimentale la plus élevée qui se détache si nettement du peloton qu'on la soupçonnerait d'être une valeur aberrante, on trouve : $m_\eta = 1,22$, $s_\eta = 0,266$, les moments de la loi normale associée étant $m'_\eta = 0,177$, $s'_\eta = 0,215$.

Ces valeurs sont à considérer comme des ordres de grandeur : reposant sur un nombre faible de données quoique statistiquement significatif, elles ne peuvent servir de base à un calage de nature normative ou réglementaire.

Le modèle – ici à partir des essais pressiométriques de sol – semblerait globalement sécuritaire (biais $m_\eta = 1,22$ ou $1,25 > 1$). Toutefois, on ne pourrait pas se permettre de corriger le modèle en abattant systématiquement de 25 % la sécurité globale issue du Fascicule 62-V, car la dispersion des résultats expérimentaux représentée par l'écart type s_η , fait que le modèle pour-

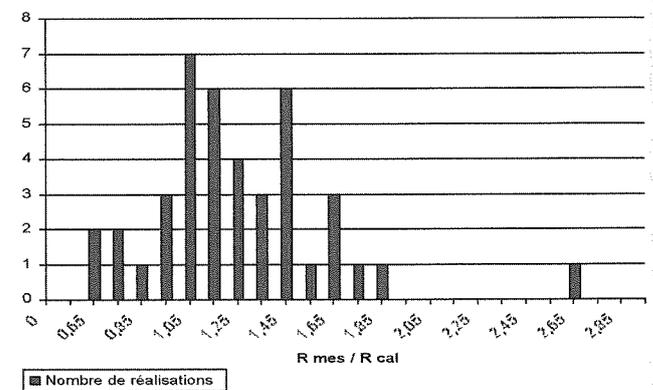


FIG. 1 Valeurs de $R_{c, mes} / R_{c, cal} = \eta$ pour 42 essais de chargement statique de pieux dans le cas des règles pressiométriques du Fascicule 62-V (Renault, 1996).
Values of $R_{c, mes} / R_{c, cal} = \eta$ for 42 pile static load tests in the case of the pressuremeter rules of Fascicule 62-V (Renault, 1996).

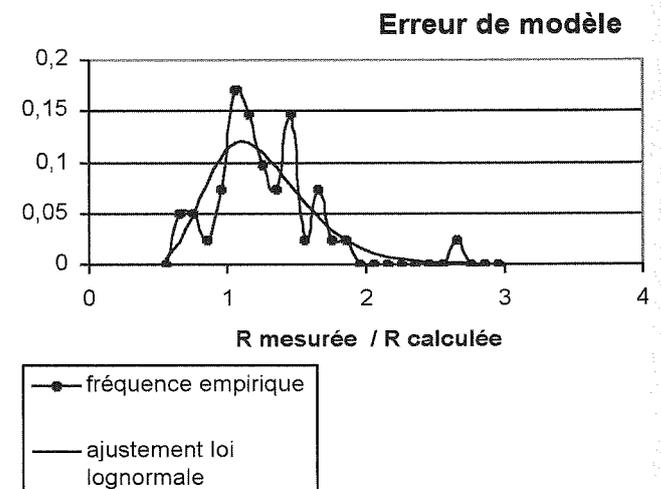


FIG. 2 Données empiriques de l'erreur de modèle et ajustement d'une loi lognormale.
Empirical data of the model error and adjusting a lognormal law.

rait aussi manifester une certaine probabilité de se révéler moins sécuritaire que de 25 %, voire même de se retrouver optimiste !

De ces deux tendances opposées constatées sur ces 42 pieux (mais qui sont emblématiques de la démarche de calage probabiliste des coefficients partiels), l'une à l'augmentation du niveau de sécurité du modèle pressiométrique (biais > 1), l'autre à la diminution (conséquence de la dispersion s), laquelle va l'emporter ? Il revient au calage probabiliste d'apporter une réponse.

5.3.2

Détermination des coefficients partiels de résistance et de modèle

5.3.2.1 Loi de \hat{R}_c

Dans la méthode fiabiliste de la sécurité, on détermine la valeur de calcul $R_{c,d}$ de telle sorte que :

$$\text{Prob}(\hat{R}_c < R_{c,d}) = p_c \quad (44)$$

où p_c est la valeur limite de la probabilité admissible de dépassement de la résistance de calcul, qui, selon la théorie de la fiabilité, est reliée à la probabilité admissible de ruine. On peut aussi la représenter par la quantité $u_d = \Phi^{-1}(p_c)$ où Φ est la fonction de répartition de la loi normale « centrée réduite » (c'est-à-dire la loi normale de moyenne nulle et d'écart-type égal à un).

Avec les hypothèses ci-dessus sur \hat{p} et $\hat{\eta}$, la résistance \hat{R}_c suit également une loi lognormale dont on peut estimer les deux premiers moments (on note la moyenne μ_{Rc} et l'écart type σ_{Rc}). Les moments de la loi normale associée $\ln(\hat{R}_c)$ sont notés μ'_{Rc} et σ'_{Rc} .

$$\mu'_{Rc} = \mu'_{\eta} + \mu'_{p} \quad (45)$$

$$\sigma'^2_{Rc} = \sigma'^2_{\eta} + \sigma'^2_{p} \quad (46)$$

Avec les 42 essais de pieux (non corrigés d'une éventuelle valeur aberrante) on calcule les deux premiers moments de la loi de la résistance (lognormale) produit de la loi des pressions limites pressiométriques et de la loi des erreurs de modèle : μ'_{Rc} varie de 0,177 à 0,162 et σ'_{Rc} varie de 0,304 à 0,349 ; pour la loi lognormale $\mu_{Rc} = 1,25$ et σ_{Rc} varie de 0,389 à 0,45. Ces intervalles proviennent de la fourchette de valeurs retenue pour le coefficient de variation des pressions limites pressiométriques (0,3 à 0,5) qui se traduisent, avec réduction de variance, par la fourchette ($V_p = 0,1$ à $0,2$) pour la résistance.

5.3.2.2 Sans prise en compte de l'incertitude statistique sur l'estimation de la loi de l'erreur de modèle

En estimant de façon simplifiée μ'_{η} par m'_{η} et σ'_{η} par s'_{η} (la formulation rigoureuse pour $\hat{R}_{c,d}$ est présentée plus loin) on calcule :

$$R_{c,d} = R_0 \cdot \exp(\mu'_{Rc} + u_d \cdot \sigma'_{Rc}) \quad (47)$$

où u_d prend des valeurs négatives et représente le nombre d'écart types à retrancher à la moyenne de la loi normale associée pour obtenir la valeur de calcul de la résistance.

De $R_{c,d}$ l'on déduit $\gamma_{R,calé}$ (autrement dit le coefficient partiel sur la résistance, à la probabilité cible p_c , incluant les incertitudes sur le modèle de résistance et sur la valeur des paramètres d'entrée du modèle) :

$$\gamma_{R,calé} = R_{c,k} / R_{c,d} \quad (48)$$

avec :

$$R_{c,k} = R_0 \cdot \exp(\mu'_p + u_k \cdot \sigma'_p) \quad (49)$$

où u_k dépend de la probabilité de dépassement p_{car} intervenant dans la définition de la valeur caractéristique p_k . Cette quantité prend des valeurs négatives et représente le nombre d'écart types à retrancher à la moyenne de la loi normale associée pour obtenir la valeur caractéristique de la résistance.

Comme la valeur moyenne de la loi lognormale est différente de la médiane (fractile à 50 %), nous prendrons $R_{c,k} = R_0$ toutes les fois que nous supposons que la valeur caractéristique est identique à la valeur moyenne. La formule (49) sera en revanche appliquée rigoureusement pour $u_k \neq 0$.

Remarque : une méthode plus exacte ferait apparaître dans la formule (49) le nombre d'essais de sol sur lesquels les paramètres de la loi de distribution des propriétés de sol auront été estimés.

Puis on déduit le coefficient de modèle de résistance $\gamma_{Rd,calé}$ par :

$$\gamma_{Rd,calé} = \gamma_{R,calé} / \gamma_t \quad (50)$$

où γ_t est le coefficient partiel de valeur dans la combinaison fondamentale (1,40 dans le cas du Fascicule 62-V, et 1,10 dans le cas de l'EN 1997-1, approche 2).

5.3.2.3 Avec prise en compte de l'incertitude statistique sur l'estimation de la loi de l'erreur de modèle

Dans une approche rigoureuse, on doit prendre en compte l'incertitude statistique sur l'évaluation de la loi de l'erreur de modèle à partir d'un nombre limité d'essais (N), la valeur de calcul de la résistance $R_{c,d}$ apparaissant dans l'expression (47) doit être réécrite de manière suivante (annexe D de l'EN 1990 Eurocode : Bases du calcul des structures, CEN 2003) :

$$R_{c,d} = R_0 \cdot \exp\left(\mu'_{Rc} + u_d \cdot \left(\sigma'^2_{p} / \sigma'^2_{Rc}\right) + t_{pc}^{(N-1)} \cdot \sqrt{(1+1/N)} \cdot \left(s'^2_{\eta} / \sigma'^2_{Rc}\right)\right) \quad (51)$$

où $t_{pc}^{(N-1)}$ est le fractile à p_c de la loi de Student à N-1

degrés de liberté. Il prend des valeurs négatives et, multiplié par $\sqrt{(1+1/N)}$, représente le nombre d'écart-types (en fait, ici la part de l'écart-type total qui a été estimé sur les données) à retrancher à la moyenne de la loi normale associée pour obtenir la valeur de calcul de la résistance.

La relation (49) pour $R_{c,k}$ et le reste s'ensuivent sans changement.

5.3.3

Discussion sur la valeur caractéristique à considérer dans les calages

Il a été remarqué plus haut que la valeur non pondérée des paramètres de sol était dans la pratique plutôt proche d'une valeur moyenne que l'on aurait un peu rabattue du côté de la sécurité.

Une pratique géotechnique consiste à retrancher à la moyenne un demi à un écart-type (soit $u_k = -0,5$ à -1 avec une loi normale).

Dans la suite on propose une étude de sensibilité considérant une valeur caractéristique variant en fourchette entre la valeur moyenne : $u_k = 0$, et le fractile à 5 % : $u_k = -1,64$.

Détermination de la probabilité cible p_c ou du paramètre « u_d »

Le problème est maintenant de déterminer la valeur de la probabilité cible p_c qui intervient dans la détermination du $\gamma_{R, \text{calé}}$.

Les considérations qui suivent ne s'appliquent qu'à la combinaison type fondamentale, utilisée pour vérifier les états limites relevant de la catégorie des états limites ultimes dans les situations de projet durables et transitoires, pour laquelle les éléments de nature probabiliste ont été développés. S'agissant de la combinaison accidentelle, nous suggérons de s'en tenir aux calages du § 5.2 en raison de la grande variation des niveaux de sécurité pour les combinaisons accidentelles, qui sont commandés essentiellement par le choix de la valeur nominale de l'action accidentelle considérée.

5.3.4.1 Méthode des valeurs de calcul

La méthode des « valeurs de calcul » présentée dans l'annexe C de l'EN 1990 propose :

$$p_c = \Phi(u_d) \quad (52)$$

$$u_d = \alpha_R \cdot \beta \quad (53)$$

où : $\alpha_R = -0,8$ est la valeur recommandée du coefficient d'influence de la résistance dans la condition d'état limite ;

$\beta = 3,8$ est l'indice de fiabilité cible recommandé pour la non-occurrence des états limites ultimes en situations de calcul durables ou transitoires.

Il en ressort $u_d = -3,04$ ou encore $p_c = 1,18 \cdot 10^{-3}$

5.3.4.2 Méthode inverse

De nombreux auteurs ont constaté que cette valeur de u_d conduisait à des valeurs de coefficients partiels calés élevés comparés à la pratique usuelle. Des travaux de codifications ont été menés en acceptant des valeurs de β inférieures : Paikowski (2002) recommande 3,0 pour des fondations sans capacité de redistribution et pour des coefficients de variation de la résistance de 0,3 à 0,4 ; le Code national de la construction au Canada (NBCC) a été calibré pour $\beta = 3,5$ (Becker, 1996) ; les coefficients partiels de la norme hollandaise NEN 6743 ont été établis pour atteindre $\beta = 3,4$ et sont valides pour un coefficient de variation de la résistance inférieur à 0,2 (van Tol, 1994).

Une méthode « inverse » peut alors être tentée pour évaluer la probabilité cible p_c sous-jacente aux valeurs des coefficients partiels existants dans l'EN 1997-1 et dans le Fascicule 62-V (Bauduin, 2003a). Elle consiste à calculer l'indice de fiabilité d'une condition d'état limite de la forme $E < R$, sous des hypothèses concernant les coefficients de variation de l'effet des actions V_E , le coefficient de variation de la résistance V_R et le rapport des moyennes μ_R/μ_E , celui-ci étant à évaluer pour un ouvrage dimensionné avec les coefficients partiels donnés dans les codes de calcul. On reprend pour cela les valeurs du coefficient global FS' calculé dans la partie 4 (méthode des essais de sol), en se limitant aux situations durables ou transitoires (combinaisons fondamentales). Pour les situations accidentelles, voir la remarque sous 5.3.5.2.

Considérons la relation suivante pour l'indice de fiabilité β (une relation un peu différente est proposée dans les Eurocodes qui imposent les valeurs des coeffi-

cients α_R et α_E , sans incidence notable au regard des buts recherchés) :

$$\beta = (\text{Ln}(\mu_R/\mu_E) + 0,5 \cdot \text{Ln}((1 + V_E^2)/(1 + V_R^2)) / (\sqrt{\text{Ln}((1 + V_E^2)/(1 + V_R^2))}) \quad (54)$$

où : V_E est pris égal à 0,20 pour les combinaisons fondamentales (on choisirait 0,05 pour des actions permanentes et 0,3 à 0,5 pour des actions variables) ;

V_R est pris égal à σ_{Rc} / μ_{Rc} soit 0,311 à 0,36 ;

μ_R/μ_E est calculé pour prendre en compte :

- le coefficient partiel sur l'effet des actions (relation $E_d - E_k$) : on choisit 1,425 cohérent avec un cas de charge à 50 % d'actions permanentes et 50 % d'actions variables ;
- la sécurité liée à la valeur caractéristique des actions (relation $E_k - \mu_E$) : on retient ici forfaitairement 1,15 ;
- le coefficient partiel sur la résistance du pieu (relation $R_d - R_k$) : 1,10 pour l'EN 1997-1 et 1,40 pour le Fascicule 62-V ;
- la sécurité liée à la valeur caractéristique des résistances (relation $R_k - R_0$) : on retient ici forfaitairement 1,05 pour tenir compte de l'abattement effectué souvent dans la pratique par rapport à la valeur moyenne ;
- le biais du modèle de résistance (relation $R_0 - \mu_E$) : $\mu_{Rc} = 1,25$.

Le rapport μ_R/μ_E est ainsi calculé à 2,37 pour l'EN 1997-1 et 3,01 pour le Fascicule 62-V.

Le calcul donne un indice de fiabilité sous-jacent relativement faible : β varie entre 2,04 et 2,3 pour l'EN 1997-1, entre 2,64 et 2,97 pour le Fascicule 62-V.

A titre d'étude de sensibilité, le même type de calcul mené avec les données d'erreur de modèle excluant la valeur extrême soupçonnée être aberrante et avec un coefficient de variation intermédiaire pour la résistance $V_p = 0,125$, donne un coefficient de variation réduit V_R de 0,251 et, en contrepartie, un biais réduit de 1,22. Il est intéressant de noter que cela fait augmenter β significativement, qui vaut alors 2,61 pour l'EN 1997-1, et 3,37 pour le Fascicule 62-V. Ceci montre l'importance de la qualité de la base de données utilisée pour les calages, ainsi que du jeu d'hypothèses sous-jacentes.

On propose à ce stade d'effectuer une étude paramétrique pour des valeurs de β en fourchette entre 2,5 et 3,8 soit u_d variant entre -2,0 et -3,04.

Pour les calages, on proposera de considérer la valeur cible de $\beta = 3,0$, soit $u_d = 2,4$.

Enfin, on vérifie que $\sigma_E/\sigma_R = V_E \cdot \mu_E/\sqrt{\mu_R} \cdot \mu_R = 0,18 > 0,16$, qui est la condition de validité du coefficient d'influence α_R de 0,8 ci dessus (condition (C7) de l'EN 1990 - annexe C).

5.3.4.3 Apport de la prise en compte de l'incertitude statistique sur l'estimation de la loi de l'erreur de modèle

Dans l'approche rigoureuse prenant en compte l'incertitude statistique sur l'évaluation de l'erreur de modèle, la valeur de calcul de la résistance est déterminée non seulement avec le « u_d » mais aussi avec un « $t_{pc}^{(N-1)} \cdot \sqrt{(1 + 1/N)}$ »

C'est quand ces deux paramètres sont numériquement égaux (ce qui se produit conformément à la théorie pour un nombre infini d'essais, $N = \infty$) que les deux formulations (47) et (51) donnent des résultats identiques pour la valeur de calcul de la résistance.

Cette approche donne des valeurs de « u_d » plus sécuritaires que celles issues de la formulation simple ne prenant pas en compte l'incertitude statistique sur

l'estimation de l'erreur de modèle, et ce d'autant plus que $|u_d|$ augmente.

Dans l'application numérique de cet article (voir plus bas) on met en œuvre tant la formulation simplifiée (47) que la formulation rigoureuse (51). Une rapide étude de sensibilité générale a été effectuée; elle a montré que la formule rigoureuse conduit à des valeurs plus élevées du coefficient $\gamma_{Rd,calé}$ de 7 % à 12 % par rapport à la formulation simplifiée.

5.3.5

Application numérique

5.3.5.1 Coefficient de modèle de résistance – combinaison fondamentale

L'équation (48) permet de calculer le coefficient de résistance $\gamma_{R,calé}$.

Compte tenu de la sensibilité que manifeste le coefficient $\gamma_{R,calé}$ au niveau de sécurité cible de la valeur de calcul, que représente le paramètre u_d , et selon le choix initial de la valeur caractéristique que représente le paramètre u_k , on fait figurer la relation entre ces deux grandeurs selon plusieurs hypothèses sur le coefficient de variation de la résistance du pieu (V_p) et selon la valeur caractéristique retenue (Fig. 3).

Le tableau VII présente le $\gamma_{R,calé}$ avec un indice de fiabilité cible de 3,0 ($u_d = -2,4$).

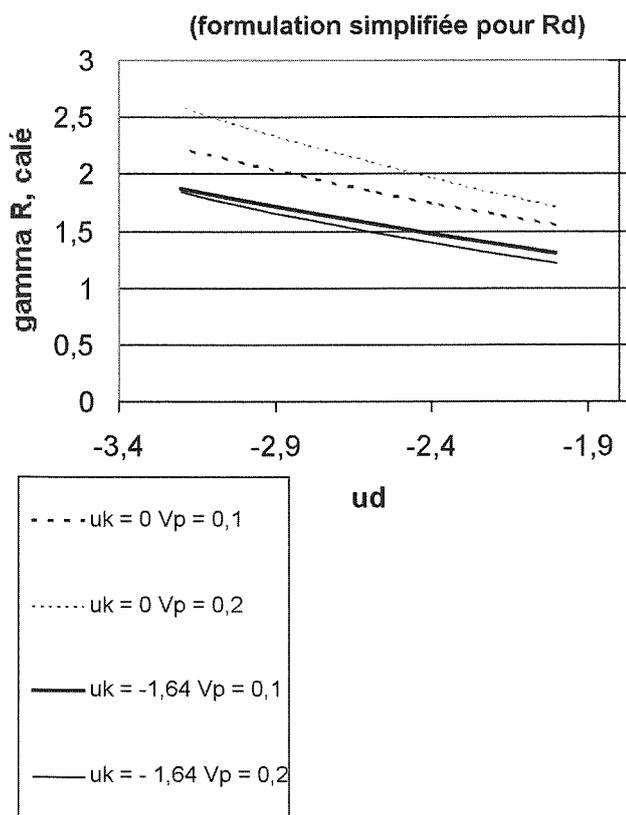


FIG. 3 Sensibilité de $\gamma_{R,calé}$ au niveau de sécurité cible de la valeur de calcul u_d , selon plusieurs hypothèses sur le coefficient de variation de la résistance du pieu et la définition de la valeur caractéristique.

Sensitivity of $\gamma_{R,calé}$ with the safety target of the design value u_d according to various assumptions on the coefficient of variation of the pile resistance and the definition of the characteristic value.

L'équation (50) permet de calculer le coefficient de modèle de résistance qui est présenté sous les mêmes hypothèses dans le tableau VIII.

Avec la formulation simplifiée qui a servi de base à l'application numérique et un niveau de fiabilité cible β de 3,0, on obtient les valeurs arrondies suivantes :

– en supposant une valeur caractéristique proche de la valeur moyenne des propriétés des sols :

* avec le γ_t du Fascicule 62-V : $\gamma_{Rd,calé}$ entre 1,24 et 1,40,

* avec le γ_t de l'EN 1997-1, approche 2 : $\gamma_{Rd,calé}$ entre 1,58 et 1,78;

– en supposant une valeur caractéristique proche du fractile à 5 % :

* avec le γ_t du Fascicule 62-V : $\gamma_{Rd,calé}$ entre 1,00 et 1,05,

* avec le γ_t de l'EN 1997-1, approche 2 : $\gamma_{Rd,calé}$ entre 1,27 et 1,34.

Le calcul, mené avec la formulation « rigoureuse » de l'équation (51), et avec :

– les données d'erreur de modèle excluant la valeur extrême soupçonnée d'être aberrante ;

– un coefficient de variation intermédiaire de la résistance $V_p = 0,125$;

– une valeur caractéristique obtenue en retranchant un demi écart type ($u_k = -0,5$), et

– l'indice de fiabilité cible $\beta = 3,0$ ($u_d = -2,4$), fournit :

$$\gamma_{R,calé} = 1,548$$

$$\gamma_{Rd,calé} = 1,407 \text{ pour l'EN 1997-1}$$

$$\gamma_{Rd,calé} = 1,106 \text{ pour le Fascicule 62-V.}$$

5.3.5.2 Combinaison accidentelle

Pour la combinaison accidentelle (hors du champ du calage ci-dessus), il serait nécessaire d'adapter la méthode proposée en introduisant notamment le niveau de sécurité propre à la valeur nominale de l'action accidentelle considérée dans le cas de charge, ou la probabilité d'occurrence de la configuration accidentelle, avec le niveau de sécurité cible propre à la vérification (β).

5.3.5.3 Coefficient réuni de modèle

On peut alors calculer le coefficient réuni de modèle $\gamma_{d,calé}$ (équation 55) présenté dans le tableau IX :

$$\gamma_{d,calé} = \gamma_{Rd,calé} * \gamma_{Sd} \quad (55)$$

6

Conclusion

Les changements intervenus depuis l'époque de la pré-norme, et la nécessité actuelle de calibrer les raccordements nationaux à l'Eurocode 7, justifie la mise à jour de la comparaison effectuée par Frank (1997).

Pour le dimensionnement des pieux sous charges axiales de compression vis-à-vis de l'état limite de défaut de capacité portante, bien que les approches puissent paraître différentes et qu'il y ait des différences dans les valeurs des coefficients partiels, on confirme que les niveaux globaux de sécurité recommandés par la norme européenne EN 1997-1 et par le règlement officiel français « Fascicule n° 62 – Titre V » présentent des ordres de grandeur comparables, le Fascicule 62-V étant cependant dans l'ensemble plus

TABLEAU VII

Coefficient partiel $\gamma_{R, \text{calé}}$ (modèle des essais de sol) Exemple numérique basé sur 42 essais.
 Partial factor $\gamma_{R, \text{calib}}$ (ground tests model). Numerical example based on 42 tests.

Définition de la valeur caractéristique p_k	Valeur moyenne		Fractile à 5 % ($u_k = -1,64$)	
	Choix du coefficient de variation de \hat{p}	0,10	0,20	0,10
u_d	-2,4			
$R_{c,k} / R_0$	1,00		0,845	0,709
$R_{c,d} / R_0$	0,575	0,509	0,575	0,509
$\gamma_{R, \text{calé}}$	1,739	1,965	1,470	1,393

TABLEAU VIII

Coefficient de modèle de résistance $\gamma_{Rd, \text{calé}}$ pour ajuster à $\beta = 3,0$ les niveaux de sécurité de l'EN 1997-1 (approche 2) et du Fascicule 62-V dans les combinaisons fondamentales prenant en compte l'information supplémentaire sur l'erreur de modèle (modèle des essais de sol).

Resistance model factor $\gamma_{Rd, \text{calib}}$ to adjust to $\beta = 3.0$ the safety levels of EN 1997-1 (approach 2) and Fascicule 62-V for the fundamental combinations taking account of supplementary information on model error (ground tests model).

	Valeur caractéristique de la résistance = valeur moyenne	Valeur caractéristique de la résistance = fractile à 5 %
$\gamma_{R, \text{calé}}$	1,739 à 1,965	1,393 à 1,47
γ_t	1,40 (Fascicule 62-V) 1,10 (EN 1997-1, approche 2)	
$\gamma_{Rd, \text{calé}}$	1,242 à 1,404 (Fasc. 62-V) 1,581 à 1,786 (EN 1997-1, appr. 2)	0,995 à 1,05 (Fasc. 62-V) 1,266 à 1,336 (EN 1997-1, appr. 2)

TABLEAU IX

Coefficient réuni de modèle $\gamma_{d, \text{calé}}$ pour ajuster à $\beta = 3,0$ les niveaux de sécurité de l'EN 1997-1 (approche 2) et du Fascicule 62-V dans les combinaisons fondamentales prenant en compte l'information supplémentaire sur l'erreur de modèle (modèle des essais de sol).

Unified model factor $\gamma_{d, \text{calib}}$ to adjust to $\beta = 3.0$ the safety levels of EN 1997-1 (approach 2) and Fascicule 62-V for the fundamental combinations taking account of supplementary information on model error (ground tests model).

	Valeur caractéristique de la résistance = valeur moyenne	Valeur caractéristique de la résistance = fractile à 5 %
$\gamma_{Rd, \text{calé}}$	1,242 à 1,404 (Fasc. 62-V) 1,581 à 1,786 (EN 1997-1, appr. 2)	0,995 à 1,05 (Fasc. 62-V) 1,266 à 1,336 (EN 1997-1, appr. 2)
γ_{Sd}	1,125	
$\gamma_{d, \text{calé}}$	1,397 à 1,579 (Fasc. 62-V) 1,779 à 2,01 (EN 1997-1, appr. 2)	1,12 à 1,181 (Fasc. 62-V) 1,424 à 1,537 (EN 1997-1, appr. 2)

sécuritaire. Dans le cas des essais de pieux, les différences sont plus notables, pour les exemples traités ici, lorsque l'on dispose de plusieurs essais de chargement statique.

La méthode de calage probabiliste, qui a été bâtie ici pour l'approche 2 de l'EN 1997-1, permet de déboucher sur un ordre de grandeur du coefficient de modèle de résistance γ_{Rd} qui, utilisé conjointement avec les coefficients partiels de l'EN 1997-1 et pour peu que l'on reste bien dans les ordres de grandeur de variabilité des principaux paramètres explicités plus haut, permet de retrouver les niveaux de sécurité du Fascicule 62-V. Dans la méthode, ces niveaux de sécurité peuvent être corrigés facilement pour tenir compte de toute comparaison entre un modèle basé sur des essais de sol et une banque de donnée d'essais de chargement statique de pieux. Pour le modèle à partir d'essais pressiométriques du Fascicule 62-V, le calage probabiliste des coefficients partiels de résistance a été mis en œuvre à l'aide d'une série d'essais de pieux en nombre limité pour l'instant ($N = 42$). La qualité et la représentativité de la base de données sont bien évidemment de première importance. Les questions qui se sont posées relèvent principalement de trois ordres :

- quel est le niveau de sécurité cible de la valeur caractéristique des propriétés des sols ? Les deux cas extrêmes ont été traités selon que la valeur caractéristique est réputée être la valeur moyenne ou le fractile à 5 % de la loi de distribution supposée de la propriété géotechnique, mais normalement on devrait tenir compte aussi du nombre d'essais effectués ;
- quel est le niveau de sécurité cible de la valeur de calcul de la résistance géotechnique (combinaison fondamentale) ? Il apparaît que la méthode des « valeurs de calcul » de l'annexe C de l'EN 1990 (CEN, 2003) donne des résultats très sécuritaires au regard de la pratique. On a mis en œuvre une « méthode inverse » qui calcule une probabilité cible de ruine sous-jacente, en référence aux coefficients partiels recommandés par l'Eurocode 7 et par le Fascicule 62-V ;
- quelle est l'origine des variations constatées de la comparaison entre résistances calculées et mesurées ? La méthode de calage suppose en effet que ces variations représentent seulement l'incertitude de modèle et non les incertitudes sur les paramètres des sols entrés dans le modèle de calcul. On a admis ici que les calculs d'incertitude de modèle reposaient sur des données d'essais de pieux avec des valeurs correctes des para-

mètres d'entrée des sols, et en supposant que la dispersion due à l'exécution des pieux était comprise dans le coefficient « de valeur ».

En résumé, dans le cas où des *essais de pieux sont exécutés*, en se basant sur l'ébauche d'étude de sensibilité de cet article (calage par ajustement), on pourrait retenir typiquement des valeurs de γ_{Rd} entre 1,10 et 1,30 (combinaison fondamentale), entre 1,00 et 1,25 (combinaison accidentelle).

Pour le cas où l'on utilise les résultats d'*essais de sol*, dans la combinaison fondamentale, avec les données limitées qui ont été traitées ici, pour un niveau de fiabilité cible β de 3,0 et en considérant que la valeur caractéristique des propriétés des sols s'écarte légèrement de la valeur moyenne (à laquelle on retrancherait un demi écart type, valeur à moduler selon le nombre d'essais préalables effectués), et en prenant le coefficient de variation de la résistance $V_p = 0,125$, on pourrait retenir des valeurs arrondies suivantes de $\gamma_{Rd, calé}$:

$\gamma_{Rd, calé} = 1,10$ quand il est utilisé avec $\gamma_t = 1,40$ du Fascicule 62-V;

$\gamma_{Rd, calé} = 1,40$ quand il est utilisé avec $\gamma_t = 1,10$ de l'EN 1997-1, approche 2.

Ces valeurs sont à considérer comme des ordres de grandeur; reposant sur un nombre faible de données quoique statistiquement significatif, elles ne peuvent servir telles quelles de base à un calage de nature normative ou réglementaire.

Enfin le coefficient réuni de modèle γ_d donné par état limite est un outil d'usage pratique qui permet d'ajuster au niveau national les niveaux de sécurité par l'intermédiaire d'une seule quantité, sans qu'il soit besoin de « retoucher » les coefficients partiels de valeur présents dans le corps du texte des Eurocodes.

Bien évidemment cette méthode reste valable pour un jeu de données différent ou plus complet relatif à l'erreur de modèle. A cette fin on donne ci-après le formulaire complet permettant d'exécuter de nouveaux calculs avec un autre jeu de données. Cette méthode pourrait aussi être adaptée à l'approche des « pieux modèle » préconisée par l'EN 1997-1 (CEN, 2004) et les règles de calcul à partir des résultats d'essais in situ (pressiométriques et pénétrométriques) du Fascicule 62-V, qui permettent de tenir compte du nombre de profils d'essais de sol disponibles, et aux fondations sollicitant plusieurs pieux avec possibilité de redistribution des efforts des pieux « faibles » aux pieux « forts ».

REMERCIEMENTS

Les auteurs remercient vivement les Professeurs Jean-Louis Favre, Christophe Bauduin et M. François Baguelin pour leur aide apportée à la mise au point du présent article.

Bibliographie

- AFNOR – Eurocode 7 Calcul géotechnique Partie 1: Règles générale. XP ENV 1997-1 (P 94-250-1), décembre 1996, 112 p. Association française de normalisation (AFNOR), Paris.
- Bauduin C. – Design procedure according to Eurocode 7 and analysis of the test results. Proc. of the symp. on screw piles: *Installation and design in stiff clay*. Balkema, Rotterdam, 2001, p. 275-303.
- Bauduin C. – Assessment of model factors and reliability index for ULS design of pile foundations. *IVth Conf. on bored and auger piles*, Gand, 2003a.
- Bauduin C. – Communication privée, 2003b.
- Becker D. – Eighteenth Canadian Geotechnical Colloquium. Limit state design for foundations, Part II: Development for the National Building Code of Canada. *Can. geotech. J.* 33(6), 1996, p. 984-1007.
- Bustamante M., Gianceselli L. – Prédiction de la capacité portante des pieux isolés sous charge verticale. Règles pressiométriques et pénétrométriques. *Bull. Liaison Labo. P. et Ch.*, n°113, 1981, p. 83-108.
- Bustamante M., Gianceselli L. – Communication privée, 2003.
- CEN – EN 1990: Eurocode: Bases du calcul des structures, Comité européen de normalisation (CEN), Bruxelles, Version française: NF EN 1990: 2002, AFNOR, 20 mars 2003, 90 p.
- CEN – EN 1997-1: Eurocode 7 Calcul géotechnique. Partie 1. Règles générales (étape 49) Version française (F), Comité européen de normalisation (CEN), Bruxelles, nov. 2004, 174 p.
- CETMEF – Rosa 2000, Recommandations pour le calcul aux états limites des ouvrages en site aquatique, Centre d'études techniques maritimes et fluviales (CETMEF), Compiègne, 2001.
- Frank R. – The new Eurocode and the new French code for the design of deep foundations. Keynote lecture. *Proc. FHWA Int. Conf. Design and Construction of Deep Foundations*, Orlando, Florida, 6-8 December 1994, vol. 1, p. 279-304.
- Frank R. – Some comparisons of safety for axially loaded piles. *Proc. Int. Seminar Design of Axially loaded piles, European Practice, ERTC3*, Brussels, 17-18 April 1997, F. De Cock & C. Legrand, Eds, p. 39-46, Balkema, Rotterdam. Version française: Comparaison de coefficients de sécurité pour les pieux sous charges axiales. *Revue française de géotechnique* n° 81, 4^e trimestre 1997, p. 27-32.
- Kovarik J.-B. – Qu'est-ce qu'un coefficient de sécurité en génie civil? *Revue française de génie civil*, vol. 4, n° 6, Hermès, Paris, déc. 2000.
- Kovarik J.-B. – Méthodes de calage des coefficients de modèle pour les ouvrages maritimes et fluviaux. *2^e conférence JN-FLAB'98*, Hermès, Paris, 1998, p. 29-38.
- ISSMFE – Subcommittee on Field and Laboratory Testing. Axial pile loading test. Part 1: Static loading. *Geotechnical Testing J.* 8(2), 1985, p. 79-90.
- Mathieu H. et al., – Manuel de sécurité des structures. Comité européen du béton, bulletins n°s 106 et 107, 1975.
- MELT – Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil, CCTG, Fascicule n° 62 – Titre V. Ministère de l'Équipement du Logement et des Transports, Paris, 1993.
- Paikowski G.S. – Load and resistance factor design (LRFD) for deep foundations. *Foundation design codes in view of international harmonization and performance*. IWS Kamakura, Japon, 2002, p. 59-94.
- Renault J. – Communication privée (document interne au Groupe d'étude de l'Eurocode 7 GECE7 de l'AFNOR), 1996.
- Tol (van) A.F. – Hoe betrouwbaar is de paalfundering? *Intrereede*. TU Delft, Faculté de génie civil (cité par Bauduin, 2003b), 1994.
- Wastiaux M., Ducroq J., Baguelin F. – Les fondations maritimes. *Revue Travaux consacrée au pont Vasco de Gama*, n° 743, juin 1998, p. 33-41.
- Wastiaux M., Ducroq J., Corbetta F. – Les pieux maritimes du pont Vasco de Gama. *Revue française de géotechnique*, n° 87, 2^e trimestre 1999, p. 27-33.

NOTATIONS

R_c	: résistance en compression
$R_{c,k}$: valeur caractéristique de la résistance en compression
$R_{c,d}$: valeur de calcul de la résistance en compression
$R_{c,m}$: valeur moyenne des résistances mesurées
$R_{c,max}$: la plus grande des résistances mesurées
$R_{c,mes}$: valeur mesurée de la résistance prise en compte
$R_{c,min}$: la plus petite des résistances mesurées
$R_{c,cal,m}$: moyenne des valeurs de la résistance calculées
$R_{c,cal,min}$: la plus petite des valeurs de la résistance calculées
$\xi_1, \xi_2, \xi_3, \xi_4$: coefficients de réduction statistique
$R_{b,k}$: valeur caractéristique de la résistance de la pointe
$R_{s,k}$: valeur caractéristique de la résistance du fût
$q_{b,k}$: résistance de pointe
$q_{s,k}$: frottement latéral
E	: effet des actions
F_c	: actions de compression appliquées en tête du pieu
$F_{c,k}$: valeur caractéristique des actions
$F_{c,d}$: valeur de calcul des actions
FS	= $\gamma_F \cdot \gamma_t \cdot \xi$ (ou, en faisant apparaître les coefficients de modèle, $\gamma_{sd} \cdot \gamma_{rd} \cdot \gamma_F \cdot \gamma_t \cdot \xi$) : le coefficient de sécurité global par rapport à la valeur des résistances mesurées dans des essais de chargement statiques de pieux
FS'	= $\gamma_F \cdot \gamma_t$ (ou, en faisant apparaître les coefficients de modèle, $\gamma_{sd} \cdot \gamma_{rd} \cdot \gamma_F \cdot \gamma_t$) : le coefficient de sécurité global par rapport à la valeur caractéristique de la résistance axiale du pieu telle qu'elle est évaluée par la méthode de prévision
γ_F	: coefficient partiel appliqué à la valeur caractéristique d'une action $F_{c,k}$ pour en déterminer la valeur de calcul $F_{c,d}$
γ_t	: coefficient partiel appliqué à la valeur caractéristique d'une action pour en déterminer la valeur de calcul, sans prise en compte des incertitudes de modèle
γ_R	: coefficient partiel appliqué à la valeur caractéristique d'une résistance $R_{c,k}$ pour en déterminer la valeur de calcul $R_{c,d}$
$\gamma_{R,calé}$: coefficient partiel de résistance qui résulte d'un processus de calage ou de calibration
γ_r	: coefficient partiel appliqué à la valeur caractéristique d'une résistance pour en déterminer la valeur de calcul, sans prise en compte des incertitudes de modèle
γ_t	: coefficient partiel sur la résistance totale, ayant la même signification qu'un $\gamma_{R'}$ et aussi qu'un γ_r quand on suppose que $\gamma_R = 1,00$
γ_b	: coefficient partiel sur la résistance de pointe
γ_s	: coefficient partiel sur la résistance de fût
γ_{sd}	: coefficient de modèle d'actions (noté γ_{F3} dans les règlements français)
$\gamma_{sd,acc}$: coefficient de modèle d'action, calé pour être utilisé dans la combinaison type accidentelle
$\gamma_{sd,fond}$: coefficient de modèle d'action, calé pour être utilisé dans la combinaison type fondamentale
γ_{rd}	: coefficient de modèle de résistance
$\gamma_{rd,calé}$: coefficient de modèle de résistance qui résulte d'un processus de calage ou de calibration
$\gamma_{rd,calé,fond}$: coefficient de modèle de résistance, calé pour être utilisé dans la combinaison type fondamentale
$\gamma_{rd,calé,acc}$: coefficient de modèle de résistance, calé pour être utilisé dans la combinaison type accidentelle
γ_d	: coefficient réuni de modèle défini par le produit $\gamma_{sd} \cdot \gamma_{rd}$
$\gamma_{d,calé}$: coefficient réuni de modèle qui résulte d'un processus de calage ou de calibration
$\gamma_{d,calé,fond}$: coefficient réuni de modèle, calé pour être utilisé dans la combinaison type fondamentale
$\gamma_{d,calé,acc}$: coefficient réuni de modèle, calé pour être utilisé dans la combinaison type accidentelle

η	:	erreur de modèle $R_{c,mes}/R_{c,cal}$
$\hat{\eta}$:	variable aléatoire d'erreur de modèle
\hat{R}_c	:	variable aléatoire représentant la résistance à la compression des pieux calculée selon le modèle pressiométrique
R_0	:	valeur moyenne déterministe de $R_{c,cal}$
\hat{p}	:	variable aléatoire représentant l'incertitude sur la résistance du pieu
m, s	:	moyenne et écart-type empiriques d'un ensemble de valeurs
μ, σ	:	moyenne et écart-type d'une loi de distribution
μ', σ'	:	moyenne et écart-type de la loi normale associée à une loi lognormale
V	:	coefficient de variation d'une loi de distribution, égal à σ/μ
p_c	:	probabilité de dépassement intervenant dans la définition de la valeur de calcul
p_{car}	:	probabilité de dépassement intervenant dans la définition de la valeur caractéristique
u_d	:	vaut $\Phi^{-1}(p_c)$ où Φ est la fonction de répartition de la loi normale centrée réduite
u_k	:	vaut $\Phi^{-1}(p_{car})$
$t_{pc}^{(N-1)}$:	fractile à p_c de la loi de Student à N-1 degrés de liberté
α_R	:	valeur du coefficient d'influence de la résistance dans une condition d'état limite
β	:	indice de fiabilité cible pour la non occurrence d'un état limite
N	:	nombre d'essais effectués

ANNEXE : FORMULAIRE

$$\gamma_{d,calé} = \gamma_{Rd,calé} * \gamma_{Sd}$$

$$\gamma_{Rd,calé} = \gamma_{R,calé} / \gamma_t$$

γ_{Sd} est le coefficient de modèle pour les actions (valeur usuelle : 1,125 dans la combinaison fondamentale, 1,00 dans la combinaison accidentelle)

$$\gamma_{R,calé} = R_{c,k} / R_{c,d}$$

γ_t est le coefficient partiel de valeur pour la résistance utilisé dans la combinaison fondamentale (Fascicule 62-V, EN 1997-1)

$$R_{c,k} = R_0 \cdot \exp(\mu'_p + u_k \cdot \sigma'_p)$$

(formulation rigoureuse) :

$$R_{c,d} = R_0 \cdot \exp\left(\mu'_{Rc} + u_d \cdot \left(\frac{\sigma'^2_p}{\sigma'^2_{Rc}}\right) + t_{pc}^{(N-1)} \cdot \sqrt{(1+1/N)} \cdot \left(\frac{s'^2_\eta}{\sigma'^2_{Rc}}\right)\right)$$

(formulation simplifiée) :

$$R_{c,d} = R_0 \cdot \exp(\mu'_{Rc} + u_d \cdot \sigma'_{Rc})$$

u_d est liée à la probabilité de dépassement définissant la valeur de calcul ;

u_k est liée à la probabilité de dépassement définissant la valeur caractéristique (de -1,64 pour un fractile à 5% à 0,00 pour une valeur moyenne).

$$\mu'_{Rc} = m'_\eta + \mu'_p$$

$$\sigma'^2_{Rc} = s'^2_\eta + \sigma'^2_p$$

m'_η et s'^2_η sont la moyenne et la variance empiriques de la loi normale $\ln(\hat{\eta})$ (erreur de modèle) ;

μ'_p et σ'^2_p sont la moyenne et la variance de la loi normale $\ln(\hat{p})$ (résistance du pieu)

N est le nombre d'essais de comparaison pris en compte dans l'estimation de la loi de l'erreur de modèle ;

R_0 est la valeur moyenne de la loi de probabilité de la résistance sans tenir compte de l'erreur de modèle.

$t_{pc}^{(N-1)}$ est le fractile à $p_c = \Phi(u_d)$ de la loi de Student à (N-1) degrés de liberté.

$\Phi(.)$ est la fonction de répartition de la loi normale centrée réduite.

Mesure de la masse volumique de l'eau interfoliaire dans les smectites ; application aux courbes capillaires

J. RAYNAL

Commissariat à l'énergie atomique,
Centre d'études de Cadarache
DTN/SMTM/LMTE
Bâtiment 307
13108 Saint-Paul-lez-Durance
joel.raynal@cea.fr

Résumé

Dans cette étude, le comportement du système argile-eau est abordé à partir des potentiels hydriques correspondant au domaine des humidités relatives comprises entre 5 et 97 % HR, soit un potentiel de succion entre 400 et 4 MPa, en utilisant cinq smectites sous forme de poudre. Dans ces conditions, l'espace interagrégats n'est pas saturé par de l'eau. Par contre, la variation de la distance basale d_{001} des feuillets argileux est concomitante avec une évolution de la teneur en eau du matériau, montrant que c'est l'espace interfoliaire qui est le principal siège de l'hydratation. A travers la détermination de la masse volumique de solide, à l'aide d'un pycnomètre à hélium, la masse volumique de cette eau interfoliaire a pu être déterminée expérimentalement. Quand on détermine le volume total d'une poudre en pycnométrie sur un matériau argileux, il est nécessaire d'effectuer une correction pour tenir compte du volume occupé par l'eau. Les premières corrections, utilisant une masse volumique de l'eau égale à celle de l'eau pure, n'ont pas donné de résultats satisfaisants. Pour retrouver les données expérimentales, il est nécessaire de prendre en compte une masse volumique de l'eau interfoliaire comprise entre 1,14 et 1,18 mg/m^3 . Cette valeur dépend notamment de la composition de l'ion échangeable et, en particulier, du rapport sodium/calcium échangeables. Une telle valeur de masse volumique de l'eau aurait en particulier pour conséquence une diminution de 10-15 % du degré de saturation et une modification des courbes capillaires.

Mots clés : smectite, masse volumique, eau, eau interfoliaire, succion, argiles.

Experimental measurement of density of interlayer water in smectites: application to suction curves

Abstract

The purpose of this work is to study the particular physical properties of interlayer water in clay-water systems. Five smectites, in a powder form, are studied at different hydric potentials in a range of relative humidity between 5 and 97 %. These relative humidities correspond to a suction potential between 400 MPa and 4 MPa. Regardless of these RH conditions, the interaggregates space is never saturated with water. We also observed that the basal spacing d_{001} of the clay sheets changes in accordance with the evolution of water content. These facts lead us to conclude that

NDLR : Les discussions sur cet article sont acceptées jusqu'au 1^{er} septembre 2005.

Introduction

Dans les concepts classiques de mécanique des sols appliqués aux matériaux argileux gonflants, la courbe de succion capillaire fait appel aux phénomènes de capillarité entre deux particules argileuses, ou entre deux agrégats argileux. Or, Tessier (1984) souligne que la notion de « particule argileuse » peut prendre divers aspects non seulement en fonction du potentiel hydrique (potentiel de succion), mais aussi en fonction de la nature du matériau argileux et du cation échangeable. Les matériaux argileux gonflants et, plus particulièrement, les smectites possèdent une teneur en eau qui varie très fortement en fonctions des conditions hygrométriques. En dessous de 5 % HR (et donc pour les très fortes succions : > 400 MPa), les smectites sont faiblement hydratées et se réhydratent rapidement dès qu'elles sont remises en contact avec l'humidité ambiante. Dans le domaine des fortes humidités relatives (au-dessus de 95-97 % HR), la teneur en eau évolue très vite pour un faible incrément de l'humidité relative. La courbe de sorption d'eau $w = f(\% \text{ HR})$ y est très « raide », notamment pour les smectites sodiques. Dans ce domaine, qui est obtenu en utilisant des techniques pères (plaques tensiométriques, dispositifs de filtration, presse à membrane (Ben Rhaiem *et al.*, 1986 ; Tessier, 1984), voire directement dans l'eau), les vides existants sont pratiquement tous remplis par l'eau : le degré de saturation est proche de 1.

Dans cette étude, seul le domaine des humidités relatives utilisant des solutions salines saturées est exploré. *A priori*, le gonflement des matériaux argileux dans ce domaine est faible par rapport à celui des fortes HR (proches de 100 %). Cependant, l'évolution de la teneur en eau dans ce domaine n'est pas négligeable. De plus, les études en diffraction de rayons X (DRX) montrent que la distance basale d_{001} varie également entre 5 et 95 % HR (Glaeser et Mering, 1968 ; Moore et Reynolds, 1997) : les variations de teneur en eau sont donc à relier avec l'eau présente dans l'espace interfoliaire, et non avec l'eau interagregats ou interparticulaire. Cette eau interfoliaire est liée par des liaisons Van der Waals aux cations interfoliaires qui compensent le déficit de charge du feuillet de la smectite. Elle est davantage liée au « matériau solide » argileux (le feuillet) que l'eau interparticulaire. Cependant, il est pratiquement impossible

the interlayer space is the main location where the hydration occurs, *i.e.* where we expect the physical properties such as the water density to be different from bulk water.

The density of the interlayer water and the solid density are simultaneously measured by means of a helium pycnometer. When measuring the total volume of a powder with this method, a correction is needed to take into account the volume occupied by water. Corrections using a density of the water equal to that of pure water did not give satisfactory results. To attain an agreement with the experimental results, we had to recalculate the density of the interlayer water. These values are found to lie between 1,14 and 1,18 Mg³ for the studied clays and depend on the population of exchangeable cations present in the interlayer space, especially on the sodium/calcium ratio. The consequences of a such water density upon suction curves (as a decrease of 10-15% on the saturation degree) are discussed.

Key words : smectite, density, water, interlayer water, suction, clays.

de distinguer par des moyens usuels ces différents types d'eau. En particulier, la détermination de la teneur en eau, telle qu'elle est classiquement effectuée par perte au feu à 105 ou 110 °C, est celle de la quantité d'eau globale, sans distinction entre l'eau interfoliaire et les eaux interparticulaires et interagregats, alors qu'il est intuitif qu'il s'agit d'états différents. Par exemple, Ben Rhaiem *et al.* (1986) établissent pour une argile du Wyoming calcique portée à une contrainte hydrique de 0,32 MPa (99,9 % d'humidité relative) la répartition suivante : 84,5 % d'eau externe (située dans les pores interparticulaires) et 15,5 % d'eau interne, elle-même subdivisée en eau contenue dans les espaces interfoliaires (13 %) et dans les pores lenticulaires (2,5 %).

D'autres auteurs (Berend, 1991 ; Robinet *et al.*, 1997) utilisent soit les mêmes termes (eau interne/eau externe), soit les concepts « eau libre »/« eau liée » pour établir une distinction entre les différents types d'eau, ce qui pourrait être expliqué par le fait qu'ils n'emploient pas les mêmes méthodes et proposent des définitions différentes de l'eau. L'intérêt scientifique de ces études est de pouvoir caractériser le système argile-eau, dans le but de modéliser les phénomènes de rétention-transport. Les différents modèles essaient de prendre en compte la structure particulière de ce système (aux différentes échelles) pour prédire la migration d'éléments chimiques dans un milieu argileux (par exemple dans le cas d'un stockage de déchets radioactifs ou dans la description du transfert des polluants dans les sols).

L'objet de cette étude n'est pas d'établir clairement une distinction entre ces différents types d'eau, mais juste de *mesurer* une propriété physique (la masse volumique de l'eau interfoliaire) et démontrer ainsi *expérimentalement* qu'elle se distingue de l'eau « normale ». Ceci est réalisé en mesurant avec un pycnomètre à hélium la masse volumique de solide (qui est un paramètre nécessaire pour calculer en mécanique des sols des paramètres majeurs tels que la porosité, l'indice des vides ou le degré de saturation). *In fine*, les conséquences sur les lois de comportement hydromécanique des argiles gonflantes seront évaluées.

Matériaux

Cinq matériaux pulvérulents à base de smectite sont étudiés. Il s'agit de deux montmorillonites sodiques du

Wyoming (WYO1 et WYO2) ; deux montmorillonites calciques grecque (GREC) et turque (TURK) et une beidellite calcique de Provence (PROV). Aucune purification ni saturation mono-ionique n'a été effectuée : tous les essais ont été effectués sur les matériaux bruts. Les principales phases identifiées par diffraction de rayons X (diffractomètre Siemens D500 avec tube cobalt) montrent la présence d'impuretés non argileuses, à l'exception de l'échantillon TURK qui présente une pureté exceptionnelle pour un matériau smectitique « en vrac » (Tableau I). La distinction entre une beidellite (smectite gonflante avec déficit de charge localisé en couche tétraédrique) et une montmorillonite (smectite gonflante avec déficit de charge localisé en couche octaédrique) est réalisée par analyse thermique (Chantret *et al.*, 1971 ; Trauth, 1964). Les courbes d'analyse thermique effectuée avec une thermobalance simultanée Netzsch STA409 couplée à un spectromètre de masse quadripolaire Balzers Thermostar 300 (Raynal, 1989) et les spectres de diffraction X sont en cours de publication. Les valeurs de capacité d'échange cationique, mesurée par la méthode à la cobalthexaammine, à l'INRA, confirment la richesse en smectite de l'échantillon TURK, qui est pratiquement celui d'un matériau pur (Tableau II).

TABLEAU I Caractéristiques minéralogiques des cinq smectites étudiées.

Échantillon	Principaux composés (DRX + analyse thermique)
GREC	Montmorillonite Ca ; cristobalite ; feldspaths ; ε quartz, ε calcite
PROV	Beidellite Ca ; quartz ; ε calcite
TURK	Montmorillonite Ca
WYO1	Montmorillonite Na ; quartz ; feldspaths ; ε gypse ; cristobalite ?
WYO2	Montmorillonite Na ; quartz ; feldspaths

3

Principe de mesure

La mesure du volume est effectuée par un pycnomètre à déplacement de fluide. Le fluide est un gaz qui pénètre dans les pores les plus petits, de l'ordre de l'angström. L'hélium est généralement utilisé, car, étant un gaz inerte, il présente également l'avantage de ne pas être sujet à des interactions physico-chimiques avec les solides.

TABLEAU II Capacité d'échange et ions échangeables des cinq smectites (en ceq/kg).

Échantillon	CEC	Ca	Mg	K	Na
GREC	68,4	29,0	9,7	2,8	23,3
PROV	67,0	61,8	5,3	1,5	0,1
TURK	117,4	77,5	12,1	1,3	26,6
WYO1	84,8	25,6	5,2	1,5	58,9
WYO2	83,9	21,0	4,2	21,0	51,6

Le schéma de principe d'un pycnomètre à gaz est présenté à la figure 1 où V_{cell} est le volume de la cellule contenant l'échantillon de volume V , et V_{add} un volume additionnel, à la pression atmosphérique P_{atm} et à la température ambiante T_{amb} .

Dans un premier temps (Fig. 1), on ferme la vanne de communication v_c et on augmente la pression dans la cellule par injection d'hélium (vanne v_{inj} ouverte) jusqu'à une valeur P_1 (préprogrammée à environ 0,15 MPa relatifs), à laquelle v_{inj} est fermée. Les conditions dans la cellule sont telles que la loi des gaz parfaits est respectée, le nombre de moles d'hélium n_{He} dans la cellule est donc à l'équilibre (zone gris clair de la figure 1):

$$P_1 \cdot (V_{cell} - V) = n_{He} \cdot R \cdot T_{amb} \quad (1)$$

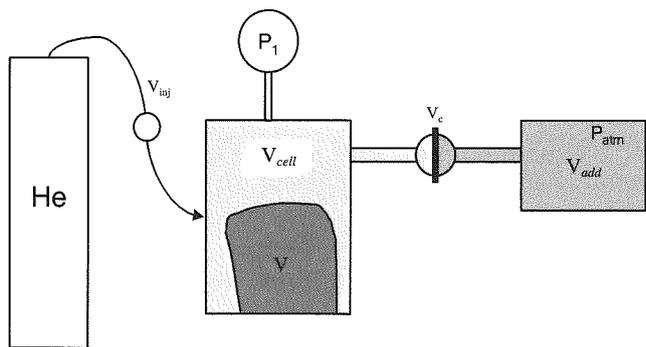


FIG. 1 Remplissage de la cellule. Filling of the chamber.

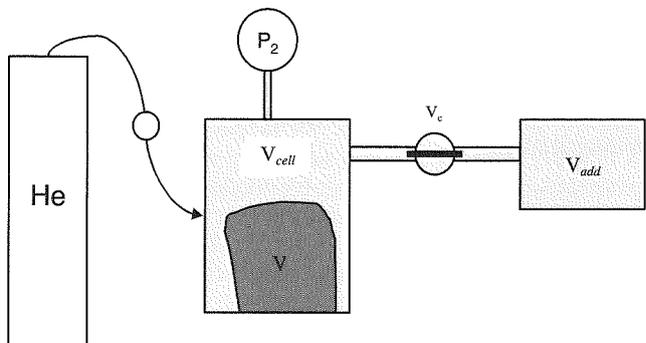


FIG. 2 Répartition de l'hélium dans le volume additionnel. Helium repartition in the expansion volume.

Le volume additionnel étant resté à la pression atmosphérique, l'équation d'état s'y appliquant est (n_{add} étant le nombre de moles de gaz dans V_{add}):

$$P_{atm} \cdot V_{add} = n_{add} \cdot R \cdot T_{amb} \quad (2)$$

Dans un deuxième temps, la vanne de communication v_c est ouverte (Fig. 2) : les n_{He} moles d'hélium se répartissent dans la cellule de mesure et dans le volume additionnel V_{add} , entraînant une baisse de la pression mesurée, qui se stabilise à une valeur P_2 . L'équation du système est alors :

$$P_2 \cdot (V_{cell} - V + V_{add}) = n_{He} \cdot R \cdot T_{amb} + n_{add} \cdot R \cdot T_{amb} \quad (3)$$

En substituant les équations 1 et 2 dans l'équation 3, on a :

$$P_2 \cdot (V_{cell} - V + V_{add}) = P_1 \cdot (V_{cell} - V) + P_{atm} \cdot V_{add} \quad (4)$$

ou

$$(P_2 - P_1) \cdot (V_{cell} - V) = (P_{atm} - P_2) \cdot V_{add} \quad (5)$$

puis

$$V_{cell} - V = \frac{(P_{atm} - P_2)}{P_2 - P_1} \cdot V_{add} \quad (6)$$

L'équation 6 peut être réduite en ajoutant et en retranchant P_{atm} au dénominateur, ce qui donne :

$$V_{cell} - V = \frac{(P_{atm} - P_2) \cdot V_{add}}{(P_2 - P_{atm}) - (P_1 - P_{atm})} \quad (7)$$

En divisant par $(P_{atm} - P_2)$ au numérateur et au dénominateur, on a :

$$V - V_{cell} = \frac{V_{add}}{\frac{P_1 - P_{atm}}{P_2 - P_{atm}} - 1} \quad (8)$$

P_1 , P_2 et P_{atm} sont exprimées en pressions absolues. Cependant, le capteur utilisé est un capteur de pression relative, pour lequel P_{atm} est réglé à zéro ; les pressions lues sont alors P_{1g} et P_{2g} . L'équation 8 se simplifie donc finalement en :

$$V - V_{cell} = \frac{V_{add}}{1 - \frac{P_{1g}}{P_{2g}}} \quad (9)$$

L'équation 9 est l'équation de travail du pycnomètre à gaz, elle permet de connaître le volume V occupé par l'échantillon, le volume de la cellule V_{cell} et le volume additionnel V_{add} étant déterminés par étalonnage (à 0,02 % près et contrôlés régulièrement).

Le pycnomètre à gaz utilisé est un Micromeritics A1330, fonctionnant de manière automatique. Avant chaque série de mesure du volume V (une série représente 15 mesures individuelles de V), un cycle de 10 purges par remplissage de la cellule de mesure à l'hélium à température ambiante est effectué.

4

Application aux matériaux argileux

Expérimentalement, ce volume V correspond à tout le volume non rempli par l'air, c'est-à-dire le volume occupé par le solide V_s et par l'eau V_w :

$$V = V_s + V_w = V_{total} - V_{air} \quad (10)$$

On ne peut donc mesurer directement V_s , et donc en déduire la masse volumique de solide ρ_s , définie par :

$$\rho_s = \frac{M_s}{V_s} \quad (11)$$

Soit M_h la masse mise en jeu, il s'agit de la masse humide : $M_h = M_s + M_w$. On mesure le volume V occupé par M_h ; la masse volumique expérimentale ρ est donc :

$$\rho = \frac{M_w + M_s}{V_w + V_s} \quad (12)$$

Compte tenu des définitions classiques de la masse volumique de l'eau et de la teneur en eau :

$$\rho_w = \frac{M_w}{V_w} \quad \text{et} \quad w = \frac{M_w}{M_s} ; \text{ l'équation 12 s'écrit :}$$

$$\rho = \frac{M_w + M_s}{\frac{M_w}{\rho_w} + \frac{M_s}{\rho_s}} \quad (13)$$

D'où finalement :

$$\rho = \frac{1 + w}{\frac{w}{\rho_w} + \frac{1}{\rho_s}} \quad (14)$$

On en déduit la masse volumique de solide ρ_s , valeur que l'on cherche à déterminer :

$$\rho_s = \frac{\rho}{1 + w \cdot \left(1 - \frac{\rho}{\rho_w}\right)} \quad (15)$$

Il en résulte qu'il est possible *a priori* de déterminer la masse volumique solide pour n'importe quelle valeur de la teneur en eau : connaissant la teneur en eau et la masse volumique de l'eau, on devrait aboutir à une masse volumique de solide invariante.

Expérimentalement, on constate que ce n'est pas le cas : pour l'échantillon GREC pris comme exemple, et en prenant une masse volumique de l'eau égale à 1,00 g/cm³, la masse volumique solide augmente simultanément à la teneur en eau au lieu de rester constante (Tableau III).

L'écart constaté est trop important pour pouvoir être imputé à des erreurs de mesure des pressions, de la masse d'échantillon ou de la teneur en eau. Tous les autres échantillons étudiés montrent un comportement identique, en utilisant une masse volumique de l'eau égale à 1,00 g/cm³.

Afin de déterminer plus aisément l'origine de cet écart, on opère un changement de variable on utilise la masse volumique sèche de solide ρ_d , selon sa définition usuelle (on rappelle que, dans le cas des mesures au pycnomètre à hélium, le volume d'air est nul) :

$$\rho_d = \frac{\rho}{1 + w} = \frac{m_s}{V_s + V_w} \quad (16)$$

ou, plus précisément, le volume spécifique sec Ω_d , qui est l'inverse de la masse volumique sèche :

$$\Omega_d = \frac{1}{\rho_d} = \frac{V_s + V_w}{m_s} \quad (17)$$

TABEAU III Résultats expérimentaux sur l'échantillon GREC premiers calculs pour déterminer ρ_s en prenant $\rho_w = 1,00 \text{ g/cm}^3$.

% HR	w (%)	$\rho \text{ (g/cm}^3\text{)}$	$\rho \text{ (g/cm}^3\text{)}$ (éq. 15 avec $\rho_w = 1,00 \text{ g/cm}^3$)
7	4,71	2,3886	2,5557
12	5,82	2,3659	2,5703
23	7,87	2,3239	2,5942
33	8,85	2,3101	2,6132
44	10,15	2,2897	2,6347
54	11,67	2,2730	2,6695
75	15,86	2,1876	2,6953
90	22,16	2,0779	2,7299
97	28,76	1,9872	2,7751

Le volume spécifique sec présente donc tout son intérêt, car il traduit directement le volume occupé par l'assemblage eau + solide pour une masse déterminée de solide. Quand la teneur en eau change, il n'y a pas migration des éléments constitutifs du feuillet (donc de la phase solide) vers l'extérieur (la phase liquide) : la masse de la phase solide est invariante. Le volume spécifique sec constitue donc une meilleure base de référence pour tous les calculs, de préférence à la masse volumique sèche.

Le volume spécifique sec s'écrit donc :

$$\Omega_d = \frac{1 + w}{\rho} \quad (18)$$

D'une manière similaire, on définit les volumes spécifiques de l'eau Ω_w et du solide Ω_s comme les inverses des masses volumiques respectives :

$$\Omega_w = \frac{1}{\rho_w} = \frac{V_w}{m_w} \quad (19)$$

$$\Omega_s = \frac{1}{\rho_s} = \frac{V_s}{m_s} \quad (20)$$

En utilisant ces définitions, l'équation 14 se transforme en :

$$\rho = \frac{1 + w}{w \cdot \Omega_w + \Omega_s} \quad (21)$$

Avec la définition du volume spécifique sec (éq. 18), on a donc finalement :

$$\frac{1}{\Omega_d} = \frac{1}{w \cdot \Omega_w + \Omega_s} \quad (22)$$

d'où :

$$\Omega_d = w \cdot \Omega_w + \Omega_s \quad (23)$$

On a donc une fonction linéaire reliant la masse volumique expérimentale ρ à la teneur en eau w et à la masse volumique de solide ρ_s . Les paramètres de cette droite, calculés par régression linéaire, s'en déduisent aisément : l'ordonnée à l'origine ($w = 0$) est égale à l'inverse de la masse volumique de solide (éq. 23 : $\Omega_d = \Omega_s$) et la pente est égale à l'inverse de la masse volumique de l'eau (éq. 19).

Inversement, l'équation 23 peut s'exprimer sous une forme plus classique en mécanique des sols :

$$\rho_d = \frac{1}{w \cdot \Omega_w + \Omega_s} = \frac{1}{\frac{w}{\rho_w} + \frac{1}{\rho_s}} \quad (24)$$

En traçant la courbe $\rho_d = f(w)$, on retrouve la représentation classiquement utilisée lors des essais Proctor, avec le tracé de l'hyperbole des isovaleurs du taux de saturation (et notamment pour $S_r = 1$, car on n'a pas de volume occupé par l'air). Cette courbe coïncide avec l'axe des ordonnées pour une valeur de la teneur en eau nulle pour donner également la valeur de la masse volumique de solide.

5

Résultats

Chaque matériau est mis en équilibre à différentes humidités relatives contrôlées (dessiccateurs avec des solutions salines saturées) sur une gamme s'étendant de 7 à 97 % HR et maintenus à une température de 22 ± 2 °C. Les différents sels utilisés sont : NaOH (7 %), LiCl (12 %), CH_3COOK (23 %), MgCl_2 (33 %), K_2CO_3 (44 %), $\text{Mg}(\text{NO}_3)_2$ (54 %), NaCl (75 %), BaCl_2 (90 %) et K_2SO_4 (97 %). Après plusieurs semaines de mise en équilibre, les poudres sont directement introduites dans le pycnomètre à hélium, et une série de 15 mesures successives du volume V est effectuée, à partir desquelles la masse volumique moyenne ρ est calculée. Dès que la mesure au pycnomètre est terminée, un contrôle de la prise d'essai est effectué, afin de vérifier qu'il n'y a pas eu de variation de la masse, qui se sont toutes révélées négligeables (au maximum 0,1 %). Cette prise d'essai est ensuite directement mise à 105 °C pour une détermination classique de la teneur en eau.

Les isothermes de sorption d'eau (Fig. 3) montrent le comportement type des smectites. Les smectites calciques (GREC, TURK et PROV) présentent une sorption d'eau plus importante que celles sodiques (WYO1 et WYO2) dans le domaine des faibles humidités relatives, confirmant les études antérieures (Chiou et Rutherford, 1997 ; Jouany, 1981 ; Touret, 1988 ; Turki, 1983). Pour les plus fortes humidités relatives, la différence est moindre ; l'argile turque restant néanmoins largement plus hydratée en raison de sa pureté en smectite.

Les courbes caractéristiques des masses volumiques et des volumes spécifiques secs des cinq matériaux étudiés montrent une bonne corrélation avec les expressions correspondantes (les coefficients de régression sont supérieurs à 0,99). Dans tous les cas, on peut déterminer aisément la masse volumique de solide. Celle-ci varie entre 2,529 et 2,669 g/cm^3 . Pour des smectites pures, les masses volumiques de solide sont généralement de l'ordre de 2,7 g/cm^3 avec des valeurs plus élevées dans le cas des smectites riches en fer (Tessier, 1984). Les masses volumiques plus faibles obtenues sur les cinq matériaux étudiés s'expliquent, outre la composition chimique propre à chaque smectite, par la présence des phases minérales non argileuses : feldspaths, gypse, etc. Des essais de masse volumique effectués sur la poudre séchée à 105 °C et refroidie en atmosphère anhydre confirment les valeurs obtenues par extrapolation à une teneur en eau nulle : l'erreur maximale n'excède pas 0,01 g/cm^3 .

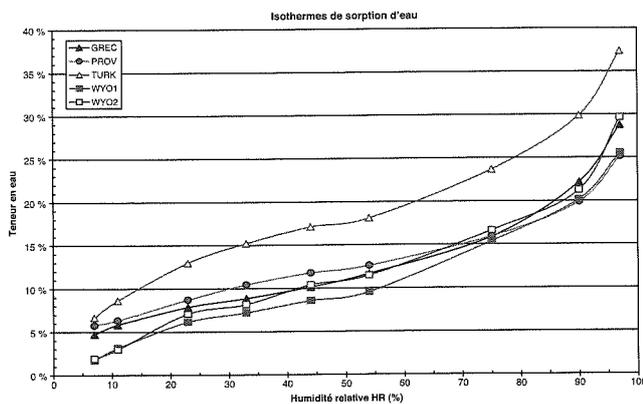


FIG. 3 Isothermes de sorption d'eau des cinq smectites.

Water sorption of the five smectites studied.

Les valeurs de la pente des droites de régression linéaire constituent également un point marquant de ces courbes. En effet, la pente correspond au volume spécifique de l'eau Ω_w (éq. 23), dont le calcul donne une valeur systématiquement inférieure à celle de l'eau pure. A la température de l'essai (27 ± 1 °C), la masse volumique de l'eau pure est de $0,9965 \pm 0,0003$ g/cm³, soit un volume spécifique de $\Omega_w = 1,0035$ cm³/g. La pente de la droite calculée par régression devrait correspondre à cette valeur (éq. 23). Or, ce n'est pas le cas : dans l'exemple de la courbe de l'échantillon WYO2 (Fig. 4), le volume spécifique de l'eau pour cet échantillon est déterminé égal à $0,8795$ cm³/g, soit une masse volumique de l'eau de $1,14$ g/cm³. Tous les autres échantillons montrent un comportement identique. Dans l'ensemble, le volume spécifique de l'eau est compris entre $0,84$ et $0,89$ cm³/g, soit des valeurs de 15 à 20 % inférieures à celles de l'eau pure. Ceci correspond à des masses volumiques de l'eau comprises entre 1,1 et 1,2 g/cm³ (Tableau IV).

Pour interpréter ceci, l'évolution de la position de la raie 001 des smectites a été mesurée simultanément à la mesure de la masse volumique. Pour l'état déshydraté (0 % HR), la smectite présente une distance basale d_{001} de l'ordre de 10 Å ; ceci correspond à l'état de référence « sec » et donc, par définition, à la masse volumique de grains. Cette distance est la somme de l'épaisseur du

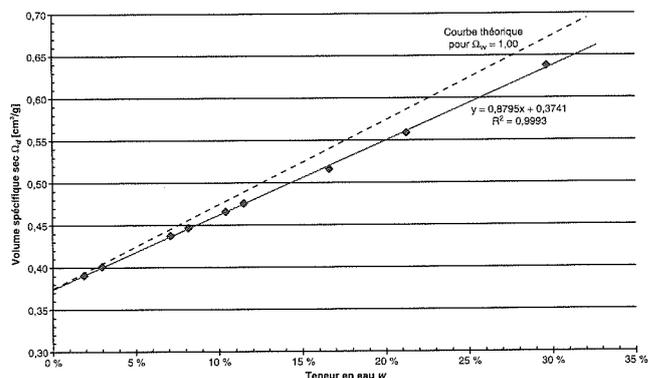


FIG. 4

Évolution du volume spécifique sec de l'échantillon WYO2 en fonction de la teneur en eau (losanges : points expérimentaux et droite de régression linéaire correspondante), droite discontinue : courbe théorique de même ordonnée à l'origine $\Omega_s = 0,3741$ mais avec une pente $\Omega_w = 1,00$.

Evolution of the dry specific volume (sample WYO2) versus water content (diamond : experimental points and its full line : linear regression curve), dashed line : theoretical curve with $\Omega_s = 0,3741$ and $\Omega_w = 1,00$.

feuille et de l'épaisseur de l'espace interfoliaire (ne contenant pas d'eau pour 0 % HR). Quand l'humidité relative augmente jusqu'à environ 50-70% HR, la distance d_{001} passe à 12,6 Å dans le cas d'une smectite sodique (ou à 15 Å dans le cas d'une smectite calcique) : on est donc en présence d'un gonflement (qui va également être visualisé à l'échelle macroscopique). En corrélant ceci à l'évolution de la teneur en eau, on démontre aisément que l'eau mise en jeu est bien l'eau qui a pénétré dans l'espace interfoliaire. Ici, l'eau interparticulaire ne joue qu'un rôle secondaire dans le domaine des humidités relatives considérées. La pente des droites correspond donc au volume spécifique de l'eau interfoliaire, qui est plus faible que celui de l'eau libre.

Les mesures montrent également que la masse volumique de l'eau interfoliaire dépend de la nature du cation échangeable, et plus particulièrement de la répartition des ions, exprimée par le rapport Na échan-

TABLEAU IV Résultats expérimentaux : teneurs en eau w (en %) et masses volumiques ρ mesurées au pycnomètre à hélium (en g/cm³) pour les différentes humidités relatives ; et calcul des coefficients des courbes de régression de l'équation 24.

	GREC		PROV		TURK		WYO1		WYO2	
	w	ρ								
7 % HR	4,71	2,3886	5,75	2,4506	6,65	2,3926	1,74	2,592	1,89	2,6080
12 % HR	5,82	2,3659	6,33	2,4326	8,63	2,3337	3,13	2,5583	2,97	2,5682
23 % HR	7,87	2,3239	8,70	2,3749	12,97	2,2483	6,14	2,4718	7,08	2,4477
33 % HR	8,85	2,3101	10,44	2,3427	15,21	2,2175	7,21	2,4475	8,16	2,4224
44 % HR	10,15	2,2897	11,77	2,3147	17,09	2,1915	8,57	2,4150	10,40	2,3699
54 % HR	11,67	2,2730	12,60	2,3007	18,09	2,1741	9,55	2,3930	11,48	2,3434
75 % HR	15,86	2,1876	15,92	2,2405	23,66	2,0935	15,35	2,2738	16,61	2,2589
90 % HR	22,16	2,0779	19,87	2,1730	29,86	2,0247	20,16	2,1669	21,25	2,1704
97 % HR	28,76	1,9872	25,13	2,0974	37,31	1,9319	25,55	2,0869	29,66	2,0321
r^2	0,9921		0,9996		0,9977		0,9977		0,9980	
Γ_s	2,529 g/cm ³		2,610 g/cm ³		2,561 g/cm ³		2,662 g/cm ³		2,669 g/cm ³	
Γ_w	1,160 g/cm ³		1,181 g/cm ³		1,178 g/cm ³		1,142 g/cm ³		1,143 g/cm ³	

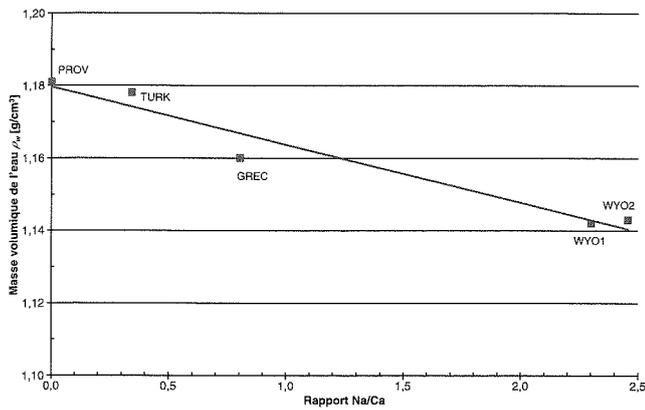


FIG. 5 Influence du rapport Na/Ca sur la masse volumique de l'eau mesurée.
Influence of Na/Ca ratio on the measured water density.

geable/Ca échangeable (Tableau II et Fig. 5). Elle est plus élevée pour les smectites calciques que pour les smectites sodiques.

5

Conclusion

Par mesure de la masse volumique de l'eau et de l'argile, nous démontrons expérimentalement que l'eau présente dans l'espace interfoliaire ne peut donc pas être assimilée à de l'eau libre. Cette conclusion rejoint celle de Karaboni *et al.* (1996) qui couplent leurs simulations de Monte-Carlo et de dynamique moléculaire à l'évolution de la distance d_{001} pour une montmorillonite sodique (pour des distances d_{001} inférieures à 25 Å, et donc dans les mêmes conditions que la présente étude).

A l'échelle macroscopique, cette eau interfoliaire présente une masse volumique plus élevée que celle de l'eau libre, avec des valeurs plus fortes pour les smectites calciques et/ou magnésiennes que pour les smectites sodiques. Skipper *et al.* (1991) trouvent la même tendance : leurs simulations numériques donnent des valeurs de masse volumique de $1,38 \pm 0,04 \text{ g/cm}^3$ pour une smectite magnésienne et $1,14 \pm 0,04 \text{ g/cm}^3$ pour une smectite sodique.

Les résultats obtenus dans cette étude confirment que l'eau interfoliaire présente une organisation particulière autour des cations échangeables situés dans l'espace interfoliaire. Ces études antérieures utilisent des méthodes aussi diverses que l'infrarouge (Prost, 1975 ; Yan *et al.*, 1996), les simulations numériques (Skipper *et al.*, 1995a ; Skipper *et al.*, 1995b), la DRX seule (Kraehenbuehl *et al.*, 1987 ; Moore et Reynolds, 1997) ou coupée à la diffusion des rayons X aux petits angles (Pons, 1980).

Par ailleurs, l'absence de rupture de pente sur le domaine de HR exploré montre qu'il n'est pas possible de distinguer deux types d'eau : d'une part, l'eau « liée » située dans l'espace interfoliaire et, d'autre part, l'eau « libre » avec des propriétés (telles que la masse volumique) identiques à l'eau pure. Dans l'ensemble de l'espace interfoliaire des smectites, il existe donc des

« îlots » (**clusters**) hydratés, dont le nombre augmente au fur et à mesure que l'humidité relative augmente (la distance d_{001} reste constante), jusqu'à ce que tout l'espace interfoliaire soit rempli par un film continu d'eau. Cette représentation, appliquée historiquement en mécanique des sols pour expliquer les phénomènes capillaires entre les particules argileuses, s'étend ici au niveau interfoliaire et, donc à une plus petite échelle (l'espace interfoliaire n'est large que de quelques angströms au plus). Mais ceci n'implique pas que les lois de capillarité puissent s'appliquer dans l'espace interfoliaire où les interactions physico-chimiques jouent un rôle beaucoup plus significatif.

Pour les propriétés relevant de l'aspect hydro-mécanique des argiles, les principales conséquences pratiques d'une masse volumique de l'eau plus élevée que l'eau « normale » sont :

- pour une même teneur en eau et une même masse volumique sèche, le degré de saturation, fonction inverse de la masse volumique de l'eau, sera plus faible (d'environ 10-15 %). Par exemple, une éprouvette d'argile GREC de masse volumique sèche $1,70 \text{ g/cm}^3$ et de teneur en eau de 5 % présente un taux de saturation classique (avec $\rho_w = 1,00 \text{ g/cm}^3$) égal à 0,78. En prenant en compte la masse volumique déterminée pour cette argile ($\rho_w = 1,16 \text{ g/cm}^3$), le calcul donne un taux de saturation égal à 0,67. Ceci correspond à un remplissage de la porosité (par l'eau) moindre que prévu, alors que la masse d'eau reste constante. Dans le cas d'une migration chimique se faisant essentiellement dans le volume de la phase « eau », la vitesse de transport des éléments serait donc plus faible ;
- dans le domaine des humidités relatives jusqu'à 97 % au moins, la pression capillaire, exprimée en MPa sera plus élevée en valeur absolue (+ 15 à + 20 %), alors que le potentiel osmotique (exprimé en m) ne sera pas affecté ;
- comme corollaire des deux propriétés précédentes, la courbe capillaire reliant le degré de saturation S_r à la pression capillaire sera translatée ;
- la principale difficulté à résoudre sur les courbes capillaires $S_r = f(P \text{ capillaire})$ sera de raccorder le domaine des pressions capillaires correspondant aux humidités relatives de 5 à 97 % (i.e. de 400 à environ 4 MPa) aux pressions capillaires plus faibles (supérieures à 97 % HR), pour lesquelles l'eau mise en jeu est l'eau « libre » avec ses caractéristiques standard. Cette transition entre les deux types d'eau serait mise en évidence par une rupture de la pente de la courbe $\Omega_d = f(w)$. A partir d'une certaine valeur de w , l'évolution de Ω_d suivrait la valeur du volume spécifique de l'eau pure. Ce passage de l'état non saturé à l'état saturé reste à appréhender.

La détermination simultanée de la masse volumique de l'eau et du solide, telle que présentée lors de cette étude, a permis d'obtenir deux paramètres physiques qui sont réellement représentatifs du matériau mis en œuvre, car on a vu que la masse volumique de l'eau variait en fonction de la composition des ions de l'espace interfoliaire.

Bibliographie

- Ben Rhaiem H., Tessier D., Pons C.H. – Comportement hydrique et évolution structurale des montmorillonites lors d'un cycle de dessiccation-humectation ; partie I : Cas des montmorillonites calciques. *Clay Minerals* 21, 1986, p. 9-29.
- Berend I. – *Les mécanismes d'hydratation de montmorillonites homoioniques pour des pressions relatives inférieures à 0,95*. Thèse, Institut national polytechnique de Lorraine, Nancy, 1991, 332 p.
- Chantret F., Desprairies A., Douillet P., Jacob C., Sberg M., Trauth N. – Révision critique de l'utilisation des méthodes thermiques en sédimentologie : cas des smectites (montmorillonites). *Bulletin du Groupe français des argiles XXIII*, 1971, p. 14-2.
- Chiou C.T., Rutherford D.W. – Effect of exchanged cation and layer charge on the sorption of water and EGME vapors on montmorillonite clay. *Clays and Clay minerals* 45, 1997, p. 86-880.
- Glaeser R., Mering J. – Domaines d'hydratation homogènes des smectites. *Compte rendu de l'Académie des sciences* 267, Paris, 1968, p. 463-466.
- Jouany C. – *Transferts d'eau par évaporation dans les milieux argileux*. Thèse, université Paul-Sabatier, Toulouse, 1981, 102 p.
- Karaboni S.B.S., Heidug W., Uy J., Van Oort E. – The swelling of clay: molecular simulations of the hydration of montmorillonite. *Science* 271, 1996, p. 1102-1104.
- Kraehenbuehl F., Stoeckli H.F., Brunner F., Kahr G., Müller-Von Moss M. – Study of the water-bentonite system by vapour adsorption, immersion calorimetry and X-ray techniques – I: Micropore volumes and internal surface areas, following Dubinin's theory. *Clay Minerals* 22, 1987, p. 1-9.
- Moore D.M., Reynolds R.C. – *X-ray diffraction and the identification and analysis of clay minerals*. Oxford University Press, Oxford, 1997, 380 p., 2nd ed.
- Pons C.-H. – *Mise en évidence des relations entre la texture et la structure dans les systèmes eau-smectites par diffusion aux petits angles du rayonnement X synchrotron*. Thèse, université d'Orléans, 1980, 175 p.
- Prost R. – *Étude de l'hydratation des argiles : interactions eau-minéral et mécanisme de la rétention de l'eau*. Thèse, université Paris VI, 1975, 135 p.
- Raynal J. – *Recherche de méthodes d'analyse thermique pour le dosage des minéraux associés aux argiles*. Mémoire d'ingénieur du Conservatoire national des arts et métiers, Paris, 1989, 149 p.
- Robinet J.-C., Pasquiou A., Jullien A., Belanteur N., Plas F. – Expériences de laboratoire sur le comportement thermo-hydro-mécanique de matériaux argileux remaniés gonflants et non gonflants. *Revue française de géotechnique* 81, 1997, p. 53-80.
- Skipper N.T., Refson K., McConnel J.D.C. – Computer simulation of interlayer water in 2:1 clay. *Journal of Chemical Physics* 94, 1991, p. 434-445.
- Skipper N.T., Chang F.-R.C., Sposito G. – Monte-Carlo simulations of interlayer molecular structure in swelling clay minerals ; 2. Monolayer hydrates. *Clays and Clay Minerals* 43, 1995(a), p. 294-303.
- Skipper N.T., Sposito G., Chang F.-R.C. – Monte-Carlo simulations of interlayer molecular structure in swelling clay minerals ; 1. Methodology. *Clays and Clay Minerals* 43, 1995(b), p. 285-293.
- Tessier D. – *Étude expérimentale de l'organisation des matériaux argileux ; hydratation, gonflement et structuration au cours de la dessiccation et de la réhumectation*. Thèse, université Paris VII, 1984, 361 p.
- Touret O. – *Structure des argiles hydratées ; thermodynamique de la déshydratation et de la compaction des smectites*. Thèse, université Louis-Pasteur, Strasbourg, 1988, 170 p.
- Trauth N. – Contribution à l'étude des montmorillonites à haute température. Thèse, faculté des sciences, Strasbourg, 1964, 82 p.
- Turki F. – Gonflement et cinétique d'imbibition de quelques argiles. Thèse, université Louis-Pasteur, Strasbourg, 1983, 103 p.
- Yan L., Roth C.B., Low P.F. – Changes in the Si-O vibrations of smectites layers accompanying the sorption of interlayer water. *Langmuir* 12, 1996, p. 4442-4429.

Analyse des facteurs d'instabilité des tunnels par la méthode du calcul à la rupture *Analysis of the instability factors of tunnels by using the yield design method*

M. KHEMISSA

Université Mohamed Boudiaf de M'sila (Algérie)
BP 1470 RP, 28000 M'sila (Algérie)
khemissa_mohamed@yahoo.fr

Résumé

Cet article traite de la stabilité d'un tunnel en forme de voûte creusé dans un massif calcaire, puis revêtu d'une couche de béton non armé. L'analyse a été effectuée par le calcul à la rupture pour un revêtement constitué d'un matériau obéissant aux critères de traction-compression et de frottement sec. Les résultats obtenus semblent concorder avec ceux d'un calcul en plasticité avec un critère de type Mohr-Coulomb et confirment l'influence de certains paramètres géométriques et mécaniques du revêtement et du massif encaissant sur le coefficient de rupture caractérisant la stabilité potentielle du tunnel.

Mots clés : stabilité, tunnel, calcul à la rupture, plasticité, coefficient de rupture.

Abstract

This paper deals with the stability of a arch-shaped tunnel bored in a limestone and supported by a concrete lining with no reinforcement. The analysis was carried out by using the yield design theory, adopting for the lining material a criterion in traction-compression and in dry friction. The results obtained satisfactorily agree with some results obtained with a plasticity Mohr-Coulomb model. They confirm the influence of some geometric and mechanical parameters of both the lining and the surrounding ground on the failure coefficient that characterizes the potential stability of the tunnel.

Key words : stability, tunnel, yield calculation, plasticity, yield coefficient.

1. Introduction

La stabilité des tunnels dépend notamment de la résistance du revêtement utilisé. Les revêtements de tunnels sont souvent réalisés en béton non armé. Leur vérification à partir de méthodes de calcul des milieux continus est parfois délicate. L'étude présentée dans cet article a pour objet d'analyser par le calcul à la rupture, à l'aide du logiciel VOÛTE-SETRA de calcul à la rupture des voûtes en maçonnerie, la stabilité d'un tunnel en forme de voûte revêtu d'une couche de béton non armé. Elle vise d'abord à confronter les résultats du calcul à la rupture aux résultats du calcul en plasticité avec un critère de type Mohr-Coulomb obtenus à l'aide du code de calcul par éléments finis CESAR-LCPC. L'analyse porte ensuite sur l'influence de la résistance à la compression du revêtement, du coefficient de pression des terres, de la hauteur du massif encaissant et de la zone d'application des charges sur le coefficient de rupture qui caractérise la stabilité potentielle du tunnel.

2. Approche théorique du calcul à la rupture

Les fondements théoriques du calcul à la rupture en relation avec ce thème sont expliqués dans la littérature spécialisée (Coussy et Salençon, 1979; Delbecq, 1982; Salençon, 1983). Leur développe-

ment sort du cadre de cette étude. Aussi, n'exposera-t-on ci-après que les principes de résolution intéressant l'objet de cet article.

2.1 Position du problème

Il s'agit d'étudier la stabilité d'une voûte de géométrie donnée, encastrée à ses extrémités et revêtu d'un matériau homogène isotrope obéissant au critère de traction-compression défini par l'expression suivante :

$$\text{Sup}\{\sigma_i(\sigma_i - \sigma_c), i = 1 \text{ à } 3\} \leq 0 \quad (1)$$

où $\sigma_{i, i=1 \text{ à } 3}$ désignent les contraintes principales du tenseur des contraintes en un point quelconque de la voûte et σ_c la résistance à la compression du matériau constitutif du revêtement ; la résistance à la traction de celui-ci étant nulle. La figure 1 représente ce critère dans le plan de Mohr.

La résistance du matériau constituant le revêtement n'étant pas nécessairement constante, les joints (ou interfaces) sont caractérisés par un critère d'interface global de Coulomb (*i.e.* critère de frottement sec) défini par l'expression suivante :

$$\text{Sup}\{|\tau| - \sigma \tan \varphi ; |\tau| - \sqrt{\sigma(\sigma_c - \sigma)}\} \leq 0 \quad (2)$$

où φ est l'angle de frottement sec du matériau ; sa cohésion étant en pratique très faible, donc négligeable. La figure 2 représente ce critère dans le plan de Mohr.

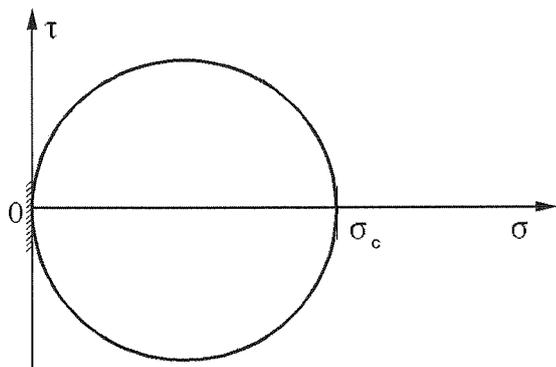


FIG. 1 Critère de traction-compression.
Traction-compression criterion.

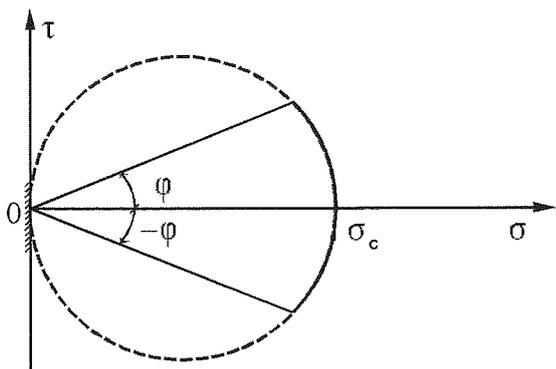


FIG. 2 Critère de frottement sec.
Dry friction criterion.

Le calcul à la rupture permet de donner un encadrement du chargement provoquant l'instabilité de la voûte. Si le chargement appliqué à la voûte est à l'extérieur du domaine des chargements potentiellement supportables, la voûte est instable. Par contre, s'il appartient à ce domaine, la voûte est potentiellement stable. Le domaine des chargements potentiellement supportables, appelé aussi domaine de stabilité potentielle, est caractérisé par un état de contraintes respectant les équations d'équilibre, les conditions aux limites sur le contour et les critères de rupture définis ci-avant.

2.2 Notion de stabilité potentielle

Si l'on découpe la voûte en un nombre fini de blocs délimités par des joints interceptant l'intrados et l'extrados

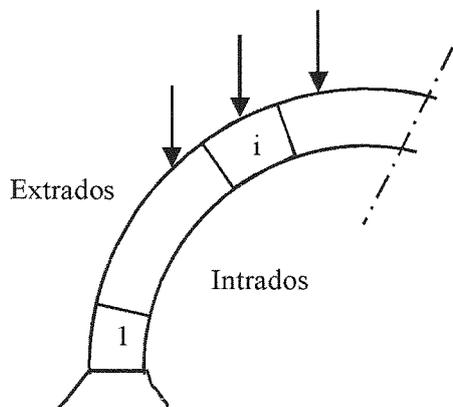


FIG. 3 Découpage de la voûte en blocs délimités par des joints.
Decomposition of the arch in blocks delimited by joints.

dos, chaque bloc doit être en équilibre grâce à l'effet des contraintes normales et tangentielles qui lui sont appliquées (Fig. 3); ces contraintes devant rester compatibles avec le critère de traction-compression du matériau constitutif des blocs et éventuellement avec le critère de frottement sec au niveau des joints. Si le chargement est potentiellement supportable, le point d'application des efforts intérieurs (moment fléchissant M, effort normal N et effort tranchant T) induits en toute section droite de la voûte se trouve à l'intérieur du domaine de stabilité potentielle. Ce domaine est défini :

- vis-à-vis du critère de traction-compression, à partir de M et N respectant l'inéquation suivante (Fig. 4):

$$|M| \leq Nh \left(1 - \frac{N}{\sigma_c S}\right) \quad (3)$$

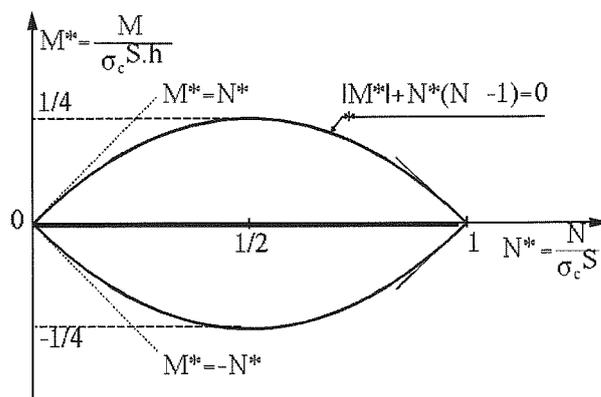


FIG. 4 Domaine de stabilité défini par le critère de traction-compression.
Domain of stability defined by the traction-compression criterion.

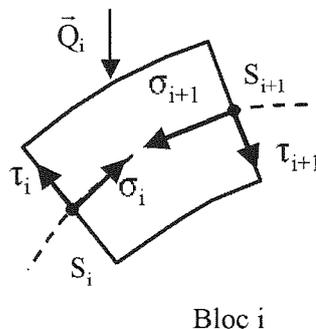
où h désigne la demi-hauteur de la section considérée et S son aire;

- vis-à-vis du critère de frottement sec, à partir de T et N respectant l'inéquation suivante (Fig. 5):

$$|T| \leq N \tan \varphi \quad (4)$$

2.3 Interprétation géométrique

L'ensemble des points d'application des efforts intérieurs (M, N, T) constitue une ligne, appelée *ligne des*



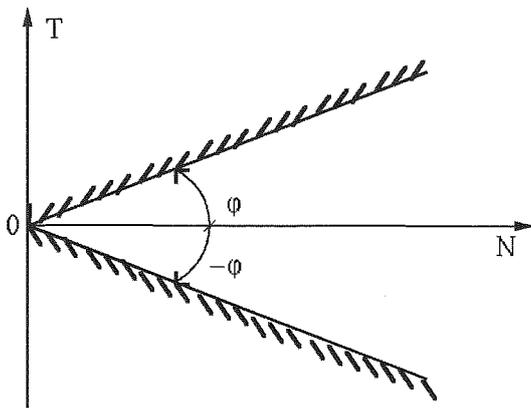


FIG. 5 **Domaine de stabilité défini par le critère de frottement sec.**
Domain of stability defined by the dry friction criterion.

centres de pression (Fig. 6), caractérisée par l'effort normal H à la clé, appelé aussi poussée horizontale à la clé, et par la cote z du point de passage de cette ligne à la clé. Lorsqu'on néglige les effets de l'effort tranchant T (ce qui est justifié ici), la stabilité potentielle de la voûte peut être analysée uniquement par rapport au critère de traction-compression.

La condition de stabilité de la voûte par rapport au critère de traction est définie par le domaine $T(H,z)$ tel que $\max[H_{\min}(z,s)] \leq H \leq \min[H_{\max}(z,s)]$ et $z_{\text{int}} \leq z \leq z_{\text{ext}}$, où $H_{\min}(z,s)$ et $H_{\max}(z,s)$ désignent les poussées horizontales minimale et maximale à la clé permettant d'assurer la stabilité de la partie de tunnel comprise entre la clé et la section S repérée par l'abscisse curviligne s par rapport à la clé et z_{int} et z_{ext} les cotes d'intrados et d'extrados. Lorsque le domaine $T(H,z)$ est vide, la voûte est instable en traction. Dans le cas contraire, il existe au moins une ligne des centres de pression interne à la voûte et par tout compressive.

La résistance à la compression du matériau constitutif des blocs a une valeur finie et la condition précédente n'est pas suffisante pour assurer la stabilité de la voûte par rapport au critère de compression. Si l'on désigne par f le taux de compression défini par l'expression suivante :

$$f = \frac{N}{2\sigma_c h - \frac{|M|}{2\sigma_c h}} \quad (5)$$

il existe au moins une section sur laquelle f est maximal. A l'intérieur du domaine de stabilité $T(H,z)$, il existe un point correspondant au minimum du taux de compression maximal. Ce minimum correspond à la ligne

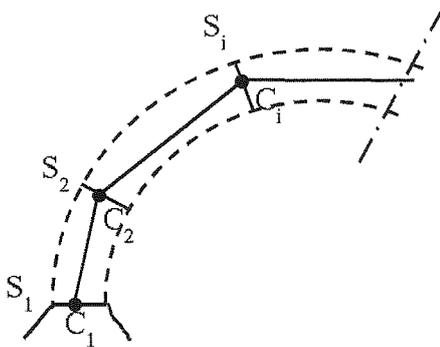


FIG. 6 **Interprétation géométrique par les lignes des centres de pression.**
Geometric interpretation by the lines of the pressure centres.

des centres de pression optimale par rapport au critère de traction-compression. Si celui-ci est inférieur à 1, il est égal à l'inverse du coefficient de rupture défini ci-après.

2.4 Définition du coefficient de rupture

On caractérise la stabilité de la voûte par un coefficient de rupture défini par :

$$F = Q_{\max}/Q \quad (6)$$

où Q_{\max} désigne le chargement maximum pour lequel la voûte est à l'état limite d'instabilité et Q le chargement réel. Si $F > 1$, la voûte est potentiellement stable ; si $F < 1$, la voûte est certainement instable.

On parle ici de coefficient de rupture et non de sécurité puisqu'il fournit soit une certitude d'instabilité, soit une présomption de stabilité. Compte tenu des incertitudes propres à la détermination des paramètres relevant de la stabilité de l'ouvrage, un coefficient de rupture $F = 3$ est choisi comme critère de stabilité potentielle. En dessous de cette valeur, le tunnel est considéré comme instable.

3. Conditions retenues et mise en œuvre des calculs

3.1 Données des calculs

Le tunnel est assimilé à une voûte constituée d'une arche circulaire reposant sur deux piédroits encastres à leur base et revêtue par une couche de béton non armé. Il est creusé dans un massif constitué de trois couches de sols. Le tableau I donne les caractéristiques géotechniques de ces trois couches.

Le béton de revêtement est caractérisé par une résistance à la compression simple $\sigma_c = 35$ MPa, un poids volumique $\gamma = 25$ kN/m³, un module d'Young $E = 3.10^4$ MPa et un coefficient de Poisson $\nu = 0,2$.

Les actions considérées comprennent le poids du revêtement, le poids du massif encaissant et une surcharge uniforme en surface $q = 200$ kPa.

Compte tenu des symétries géométrique et de chargement du cas considéré, les calculs intéressent seulement une demi-section du tunnel (Fig. 7).

3.2 Calcul à la rupture à l'aide du logiciel VOÛTE-SETRA

Le tunnel est supposé encasté à sa base. Il est découpé en blocs délimités par des joints interceptant

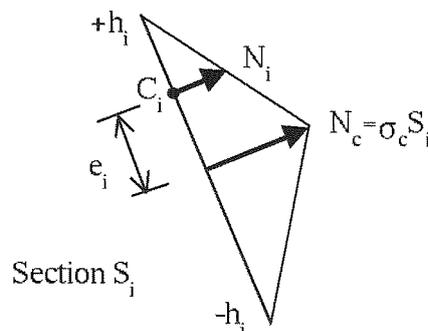


TABLEAU I

Caractéristiques géotechniques des couches de sols.

Geotechnical characteristics of the soil layers.

Couches de sols	Alluvions anciennes	Marne	Calcaire
Épaisseur h (m)	6,50	6,50	6,68
Poids volumique γ (kN/m ³)	20	20	22
Module d'Young E (MPa)	50	50	1 000
Coefficient de Poisson ν	0,3	0,3	0,3
Angle de frottement interne φ (°)	35	30	30
Cohésion c (kPa)	0	20	

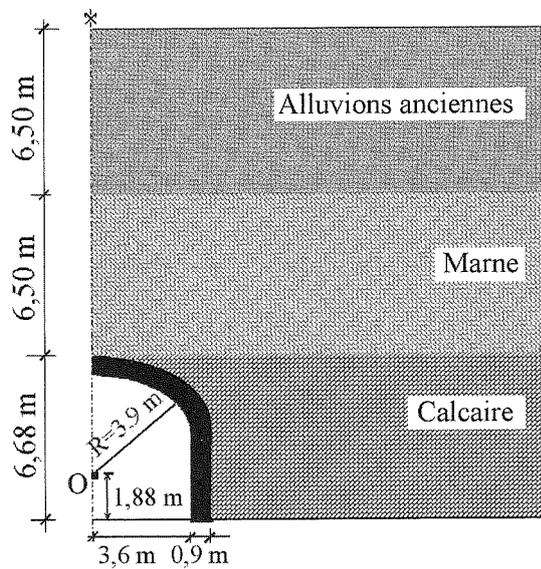


FIG. 7 Coupe transversale analysée.
Cross-section analyzed.

l'intrados et l'extrados (Fig. 8). La zone d'application des charges, dite zone d'influence, est délimitée par un plan issu du piedroit du tunnel et orienté d'un angle $\alpha = \pi/4 + \varphi/2$ par rapport à l'horizontale (Fig. 9).

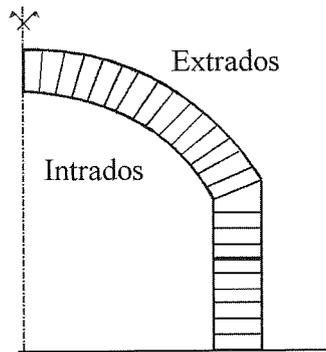


FIG. 8 Discretisation du tunnel.
Discretization of the tunnel.

3.3 Calcul en plasticité à l'aide du code CESAR-LCPC

Une synthèse détaillée des études rhéologiques et numériques réalisées sur les lois de comportement des géomatériaux et sur les algorithmes de résolution implémentés dans le code CESAR-LCPC, ainsi que les applications possibles aux ouvrages réels, a été exposée par Mestat (1993, 1994). Aussi, ne décrira-t-on ci-après que les principes de calcul intéressant l'objet de cet article.

La figure 10 présente le maillage préparé à l'aide du

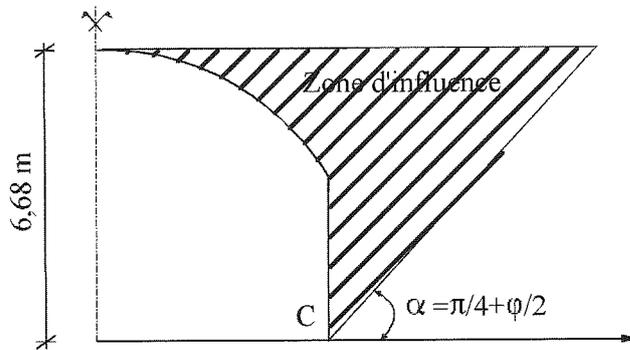


FIG. 9 Zone d'application des charges.
Zone of application of the loads.

pré-processeur MAX-2D du code CESAR-LCPC. Il est divisé en quatre groupes, représentant le revêtement du tunnel et les trois groupes de sols. Ces quatre groupes sont constitués chacun d'éléments triangulaires à six nœuds. Les conditions aux limites imposées sont définies par des déplacements horizontaux sur les bords latéraux et verticaux sur la base inférieure du maillage nuls.

Le tunnel est supposé être excavé en pleine section. L'état initial est caractérisé par des contraintes de type géostatique. Les contraintes servant à générer les forces de déconfinement sont calculées par la méthode convergence-confinement (Panet, 1995), pour un taux de déconfinement λ_d compris entre 0 et 1 et appliqué par incréments de 10 % (chaque valeur de λ_d correspond à une valeur donnée de l'instant de pose du revêtement). Les phases de calcul considérées ici sont donc les suivantes :

- initiation des contraintes supposées géostatiques ($\lambda_d = 0$);
- excavation de la section du tunnel : application des forces fictives destinées à simuler le déconfinement du front de taille avant installation du revêtement ($0 < \lambda_d < 1$);
- mise en place du revêtement et application du complément d'efforts d'excavation ($\lambda_d = 1$).

Les lois de comportement adoptées sont l'élasticité linéaire pour le revêtement et la couche de calcaire et l'élastoplasticité avec un critère de type Mohr-Coulomb pour les couches de marne et d'alluvions. L'algorithme de calcul employé est basé sur la méthode des contraintes initiales pour le calcul des efforts internes et sur un procédé itératif de type Newton-Raphson modifié pour la résolution du système matriciel global.

4. Résultats des calculs et discussion

4.1 Validation de l'approche utilisée

Le calcul à la rupture à l'aide du logiciel VOÛTE-SETRA donne directement le coefficient de rupture F

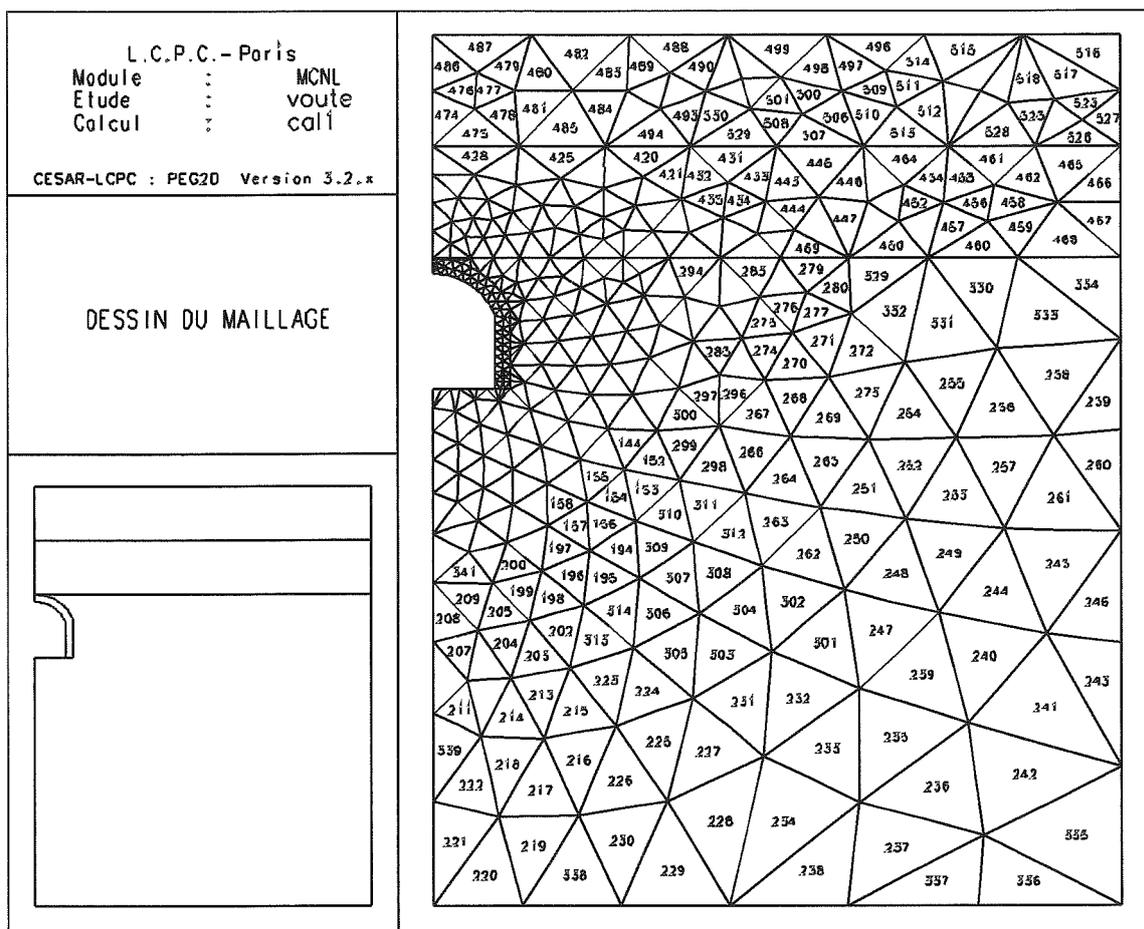


FIG. 10 Maillage du tunnel et du massif encaissant.
 Mesh of the tunnel and the surrounding ground.

et le dessin des lignes des centres de pression pour les critères de traction (Fig. 11a à 11d) et de compression (Fig. 11e à 11g) définis plus haut, ainsi que le dessin de la ligne des centres de pression optimale résultant de la combinaison de ces deux critères (Fig. 11h); H_{\min} et H_{\max} étant les poussées horizontales minimale et maximale à la clé, z_{\min} et z_{\max} les cotes de leur point de passage dans cette section.

Le calcul en plasticité à l'aide du code CESAR-LCPC ne donne pas directement le coefficient de rupture F . Celui-ci est défini par le rapport $F = \sigma_c / \sigma_{\max}$, où σ_{\max} désigne la contrainte normale maximale sollicitant le tunnel. La figure 12 présente l'évolution de σ_{\max} et de F en fonction du taux de déconfinement λ_d .

Le calcul à la rupture conduit à un coefficient de rupture $F = 5,95$. Le calcul en plasticité donne un coefficient de rupture variant entre $F = 9,76$ (pour $\lambda_d = 0$) et $F = \infty$ (pour $\lambda_d = 1$). Ces résultats permettent de constater que le calcul à la rupture, comme le calcul en plasticité, conduit à la stabilité potentielle du tunnel. Toutefois, le calcul en plasticité donne des valeurs de F supérieures à celles obtenues par le calcul à la rupture. Ceci provient vraisemblablement du fait que le modèle de comportement permet au terrain de reprendre une partie des efforts, le tunnel étant de ce fait moins chargé.

4.2 Influence des caractéristiques géométriques et mécaniques

On considère maintenant, pour simplifier les calculs, que le tunnel est creusé dans un massif de sol

homogène de caractéristiques comparables à celles de la couche de calcaire. L'analyse de l'influence des paramètres géométriques et mécaniques considérés sur le coefficient de rupture F est présentée ci-après.

4.2.1 Influence de la résistance à la compression du revêtement

La figure 13 donne l'influence de la résistance à la compression σ_c du béton de revêtement sur le coefficient de rupture F . Ces résultats montrent que F varie linéairement avec σ_c et semblent indiquer que le tunnel est potentiellement stable pour $\sigma_c > 12,75$ MPa.

4.2.2 Influence du coefficient de pression des terres

La figure 14 donne l'évolution du coefficient de rupture F en fonction du coefficient de pression des terres K_s variant entre 0 et 2. Ces résultats montrent que F augmente avec K_s jusqu'à $F = 8,5$ pour $K_s = 1,25$, puis décroît jusqu'à $F = 2,69$ pour $K_s = 2$. On peut alors dire que :

- le tunnel est potentiellement stable pour $0,46 \leq K_s \leq 1,97$;
- pour $K_s < 0,46$, la pression latérale au niveau des pénétrations est faible et le confinement latéral du tunnel par le massif encaissant n'empêche pas le mécanisme de rupture de se produire;
- pour $K_s > 1,97$, la pression latérale est trop forte et le tunnel devient instable par enfoncement des pénétrations.

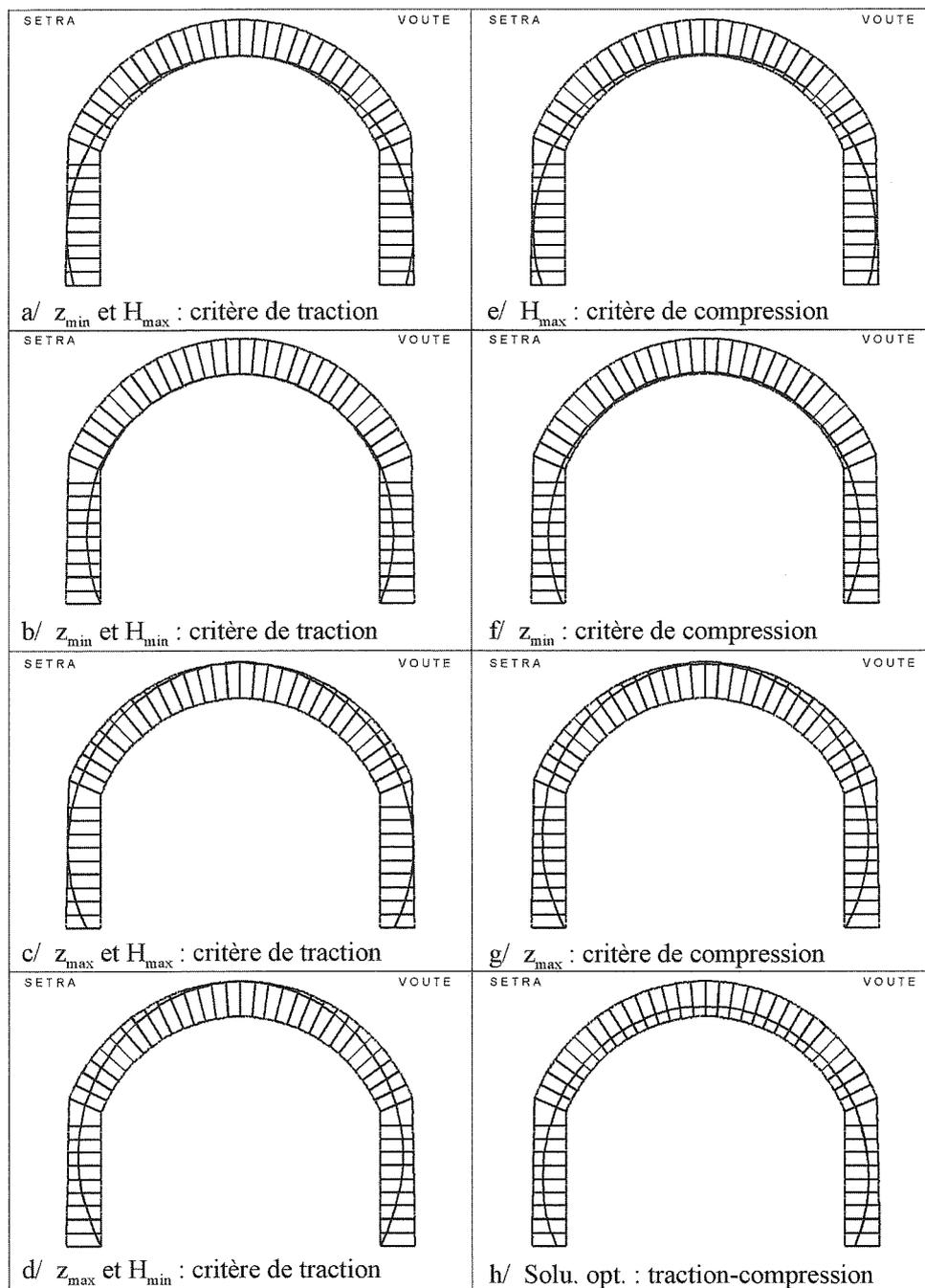


FIG. 11

Position de la ligne des centres de pression pour différents critères de rupture.
Position of the line of the pressure centres for different rupture criteria.

4.2.3 Influence de la hauteur du massif encaissant

La figure 15 donne les valeurs du coefficient de rupture F pour une hauteur du massif encaissant comprise entre sa hauteur choisie comme référence dans cette étude ($h = 19,68$ m) et le toit du tunnel ($h = 6,68$ m). Ces résultats montrent que, quelle que soit la hauteur du massif encaissant, le tunnel demeure stable ($F > 3$). On constate toutefois une forte réduction de F pour $h = 6,68$ m (couverture nulle); le chargement provenant alors seulement du poids propre de la voûte.

4.2.4 Influence de la zone d'application des charges

La figure 16 donne l'évolution du coefficient de rupture F en fonction de l'étendue x_f de la zone d'applica-

tion des charges au-dessus de la voûte correspondant à différentes valeurs de l'angle α (donc la valeur de l'angle de frottement interne ϕ), qui délimite la zone d'influence du tunnel dans le terrain encaissant (la valeur de référence choisie correspondant à $\alpha = \pi/4 + \phi/2$). Les valeurs de F obtenues sont indépendantes de x_f pour $\alpha < 65^\circ$ ($x_f > 4,47$ m). Si toutefois on considère le cas d'une charge d'étendue limitée au-dessus de la voûte, on peut arriver à une réduction importante de F , qui commence à diminuer à partir de $x_f < 4,47$ m et s'annule pour $x_f = 4,3$ m. Ces résultats montrent que le tunnel devient instable pour $x_f < 4,44$ m ($F < 3$). Cette forte réduction de la valeur de F résulte vraisemblablement de la perte de confinement latéral des piédroits du tunnel qui lui est associée. La figure 17 donne les lignes des centres de pression pour quelques valeurs

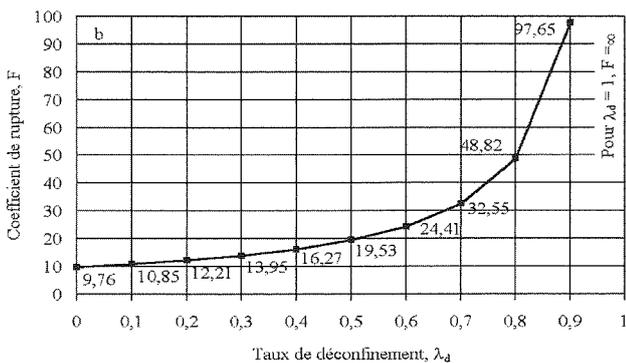
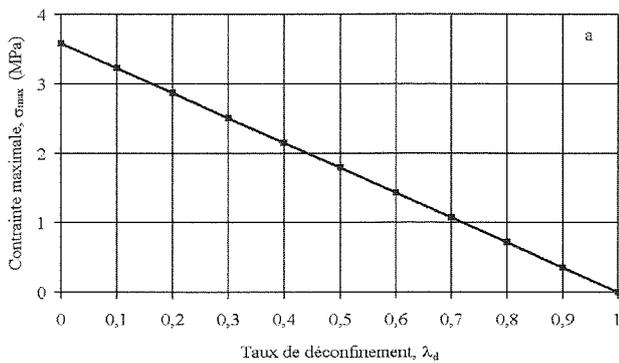


FIG. 12 Évolution de la contrainte normale maximale σ_{max} sollicitant le tunnel (a) et du coefficient de rupture F (b) en fonction du taux de déconfinement λ_d .
Evolution of the maximal normal stress σ_{max} applied on the tunnel (a) and of the yield coefficient F (b) according to the decompression ratio λ_d .

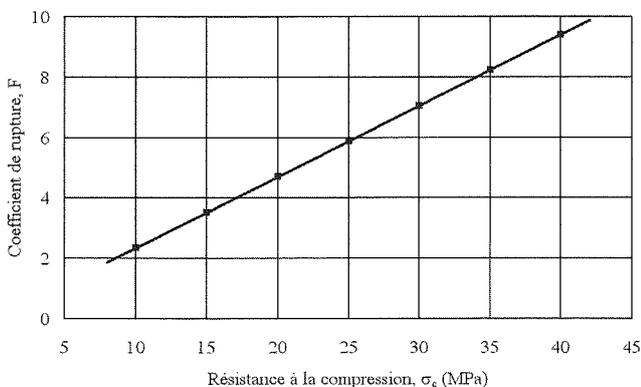


FIG. 13 Influence de la résistance à la compression du revêtement sur le coefficient de rupture.
Influence of the resistance to the compression of the coating on the yield coefficient.

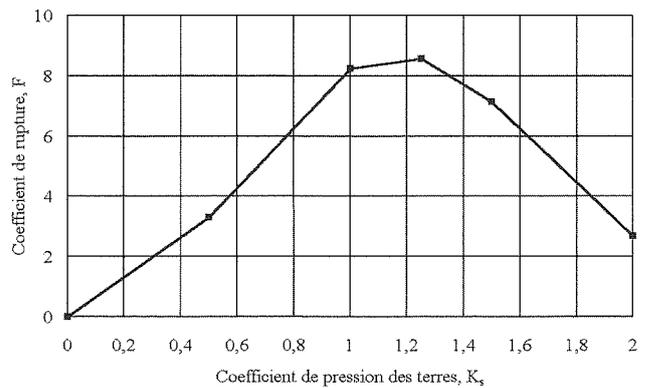


FIG. 14 Influence du coefficient de pression des terres sur le coefficient de rupture.
Influence of the coefficient of earth pressure on the yield coefficient.

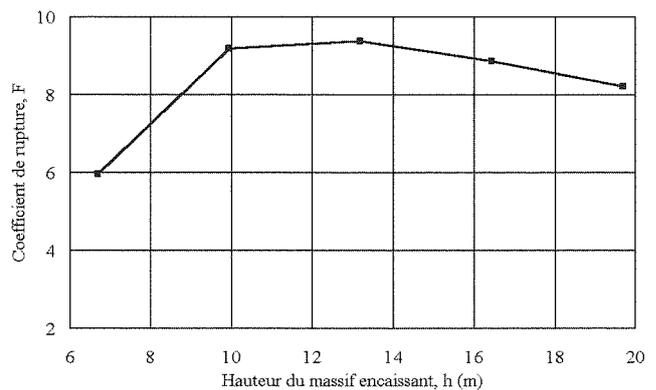


FIG. 15 Influence de la hauteur du massif encaissant sur le coefficient de rupture.
Influence of the height of the surrounding ground on the yield coefficient.

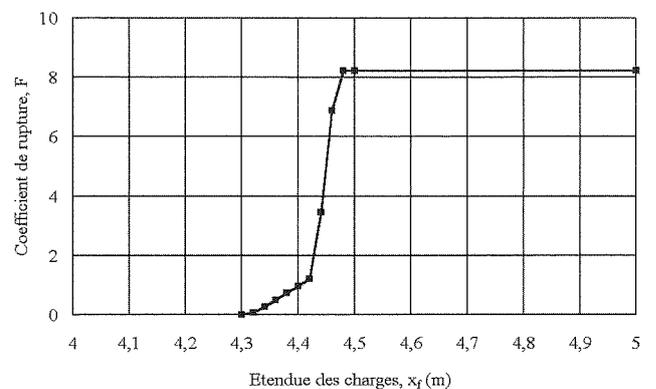


FIG. 16 Influence de l'étendue des charges sur le coefficient de rupture.
Influence of the load extent on the yield coefficient.

de l'étendue des charges x_f et les valeurs du coefficient de rupture F correspondantes. On peut observer que le point de passage de ces lignes à la clé et aux naissances est d'autant plus proche de l'extrados que F est faible (zones de traction).

On notera par ailleurs que l'application d'une charge latérale équivalente à l'action du massif encaissant conduit à la stabilité du tunnel ($F = 8,28$), quelle que soit la valeur de l'étendue des charges x_f comprise entre 4,3 m (étendue correspondant à $F = 0$) et 4,5 m (demi-largeur du tunnel). Ce résultat confirme l'effet de confinement du massif encaissant sur les piédroits du tunnel.

5. Conclusion

Cette étude avait pour finalité de vérifier par le calcul à la rupture la stabilité d'un tunnel en forme de voûte creusé dans un massif calcaire, puis revêtu d'une couche de béton non armé. Elle a permis dans une première étape de comparer les prévisions de stabilité du tunnel par le calcul à la rupture à celles données par le calcul en plasticité avec un critère de type Mohr-Coulomb. La comparaison des résultats obtenus montre que les deux approches concluent à la stabilité du tunnel. Le calcul en plasticité permet néanmoins de tenir

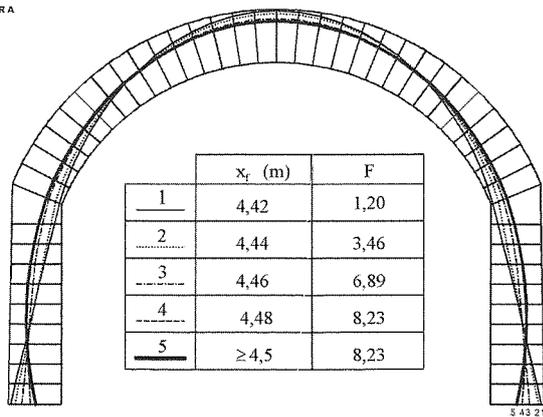


FIG. 17 Lignes des centres de pression pour quelques valeurs de l'étendue des charges.

Lines of the pressure centres for some values of the load extent

compte de la redistribution des contraintes avant la pose du soutènement et conduit par conséquent à des valeurs du coefficient de rupture F supérieures à celles données par le calcul à la rupture. Ainsi, pour $\lambda_d = 0$ (ce qui constitue l'hypothèse adoptée implicitement dans le calcul à la rupture), la valeur de F donnée par le calcul en plasticité est supérieure à celle obtenue par le calcul à la rupture.

Cette étude a permis dans une seconde étape d'analyser l'influence de certains paramètres géométriques et mécaniques sur le coefficient de rupture qui caractérise la stabilité du tunnel. Les résultats obtenus font apparaître que deux paramètres sont prépondérants : le coefficient de pression des terres K_s et l'étendue de la zone d'application des charges x_r . Ces deux facteurs interviennent par l'intermédiaire de la poussée des terres sur les piédroits du tunnel. Lorsque la poussée des terres n'est pas assez importante (K_s trop petit ou x_r trop faible) ou trop importante (K_s trop grand), le tunnel est instable. En effet, quand la pression latérale exercée par le massif encaissant contre les piédroits du tunnel est insuffisante, ces derniers ne peuvent résister aux efforts exercés en clé de voûte. Quand elle est trop importante, ils s'effondrent. Les résultats des calculs concluent par ailleurs que la hauteur du terrain de couverture intervient dans une moindre mesure dans la stabilité du tunnel et que le coefficient de rupture augmente linéairement avec la résistance à la compression du béton de revêtement.

REMERCIEMENTS

Cet article est extrait d'une étude menée au Laboratoire central des ponts et chaussées conjointement avec le bureau SIMEC-SOL et a bénéficié de l'appui de MM. E. Leca et Ph. Mestat.

Bibliographie

- CESAR-LCPC – Mode d'emploi. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris, Section des modèles numériques, Service de mécanique. Version 3.2.1, 1992.
- Coussy O., Salençon J. – Analyse de la stabilité des ouvrages en terre par le calcul à la rupture. *Annales des ponts et chaussées*, 4^e trimestre, 1979, p. 7-35.
- Delbecq J.-M. – Analyse de la stabilité des voûtes en maçonnerie par le calcul à la rupture. *Journal de mécanique théorique et appliquée*, vol.1 (1), 1982, p. 91-121.
- Mestat Ph. – *Lois de comportement des géomatériaux et modélisation par la méthode des éléments finis*. Études et recherches des Laboratoires des Ponts et Chaussées, série géotechnique, GT 52, 1993, 192 p.
- Mestat Ph. – *Validation du progiciel CESAR-LCPC en comportement mécanique non linéaire*. Vol. 1 : Fondations superficielles et tunnels. Études et recherches des Laboratoires des Ponts et chaussées, série géotechnique, GT 58, 1994, 176 p.
- Panet M. – *Le calcul des tunnels par la méthode convergence-confinement*. Presses des Ponts et Chaussées, Paris, 1995, 182 p.
- Salençon J. – *Calcul à la rupture et analyse limite*. Presses des Ponts et Chaussées, Paris, 1983, 368 p.
- VOÛTE-SETRA. – *Manuel de référence*. Service d'études techniques des routes et autoroutes, Bagnex, Département des ouvrages d'art. Version 1.0, 1993.

Contribution à l'identification des sols effondrables A contribution to the identification of collapsible soils

K. ABBECHÉ

Département de génie civil
Université de Batna
Rue Boukhrouf
05000 Batna Algérie

L. MOKRANI

Département de génie civil
Université de Sétif
019000 Sétif Algérie

A. BOUMEKIK

Département de génie civil
Université de Constantine
025000 Constantine Algérie

Résumé

L'étude de l'effondrement des sols sous l'effet de l'inondation est un problème majeur en mécanique des sols. La majorité des travaux effectués sur les paramètres qui gouvernent l'effondrement des sols ont été consacrés à l'influence de la densité sèche initiale, de la teneur en eau, du degré de saturation et de la charge appliquée. Peu de travaux ont concerné l'étude de l'influence de la compacité, de l'indice de consistance et de la fraction argileuse ($% < 2 \mu\text{m}$). Cette étude expérimentale conduite sur des sols reconstitués a pour but d'étudier l'influence de ces paramètres sur l'effondrement et de proposer une méthode d'identification de ce type de sols.

Mots clés : sols effondrables, indice de densité, indice de consistance, fraction argileuse.

Abstract

The study of the collapse of soils under wetting is a major problem in soil mechanics. Most of the research works conducted on the parameters that govern soil collapse have been concentrated on the effects of the initial dry density, water content and applied load. Few works have been devoted to the influence of compacity, of the consistency index and of the clay fraction ($% < 2 \mu\text{m}$) on the soil collapse susceptibility. This experimental study, conducted on reconstituted soils, considers the influence of these parameters on collapse soils and proposes a method of identification.

Key words : collapsible soils, density index, consistency index, clay fraction.

1. Introduction

Des désordres importants causés par des effondrements (ou affaissements) de sols sous l'effet d'infiltrations d'eau ont été observés dans plusieurs régions du monde, notamment en zones arides ou semi-arides. Récemment, les observations faites dans les régions de Biskra et d'Hassi Messaoud (Algérie) en constituent une bonne illustration.

A Biskra, plusieurs bâtiments d'habitation ont subi des dégradations importantes causées par un effondrement du sol essentiellement dû aux infiltrations des eaux (CTC Biskra, 2002). Lors de l'étude géotechnique pour la réalisation d'une station de compression du gaz naturel à Hassi Messaoud, il a été observé que les sols de fondation présentaient une nature effondrable. Cette étude a montré que le site était composé de deux couches.

La première couche, de 3 m d'épaisseur, en limon argileux, possède les caractéristiques suivantes : teneur en eau $w_0 = 5,6 \%$, degré de saturation

$S_r = 15,3 \%$, limite de liquidité $w_L = 25,9 \%$, et indice de plasticité $I_p = 9,9 \%$; les résultats des essais œdométriques sur sol saturé indiquent que les modules sont cinq fois inférieurs à ceux obtenus à l'état naturel, ce qui a conduit les ingénieurs à considérer que cette couche était effondrable.

La seconde couche, de 1,95 m d'épaisseur, est un limon argileux avec traces de sable. Les essais effectués montrent que ce sol présente un degré de saturation plus élevé, un poids volumique sec $\gamma_d = 18 \text{ kN/m}^3$ et une forte cohésion à l'état sec. Ce sol a été considéré comme non susceptible à l'effondrement, vu la faible variation du module œdométrique; il perd cependant une grande partie de sa cohésion en cas de saturation.

La solution adoptée à Hassi-Messaoud a consisté à substituer la première couche par un matériau granulaire compacté et à prendre des mesures particulières pour éviter les infiltrations d'eau dans la seconde couche (LNHC Batna, 2000).

Les sols effondrables sont des sols non saturés pouvant subir un réarrangement intergranulaire accompagné d'une diminution brusque et importante de leur volume après avoir été inondés. Les tassements excessifs qui en résultent ont motivé l'étude de ce type de sols. Certains chercheurs se sont penchés sur les méthodes d'identification et de traitement, comme Barden (1973), Jennings et Knight (1975) et Ayadat (1996, 1998). D'autres études, au contraire, ont été consacrées aux mécanismes d'effondrement (*collapse* en anglais) par Knight (1961), Barden *et al.* (1969), Ganéshan (1982), Ayadat *et al.* (1998), Cui et Magnan (2000).

Selon Dudley (1970), deux types d'effondrement peuvent se présenter. Dans le cas où la structure est cimentée, l'effondrement ne dépend plus de l'humidification, mais du niveau de contrainte appliquée. En revanche, si le sol est constitué de grains liés avec des matériaux fins (argiles ou limons) qui induisent des forces de liaisons importantes dues à la succion ou à la cimentation, l'humidification conduit à une annulation de la succion qui entraîne une diminution importante de la résistance et favorise ainsi l'effondrement, si la contrainte mécanique est suffisamment grande. Cette description du mécanisme d'affaissement a été confirmée par les travaux de Cui et Magnan (2000). En se basant sur le critère de Mohr-Coulomb généralisé, ces auteurs ont montré que l'effondrement est contrôlé par plusieurs facteurs, à savoir : la minéralogie des matériaux constitutifs, la fraction argileuse, la granulométrie, la teneur en eau naturelle, l'indice des vides, la dimension et la forme des pores, les éléments de cimentation ainsi que la nature et la concentration des ions dans l'eau interstitielle. Ceci confirme les conclusions de Dudley (1970). Morgenstern et De Matos (1975), Zur et Wiseman (1973) et Ganéshan (1982) ont démontré que les faibles teneurs en eau constituent l'une des principales causes de l'effondrement. Milovic (1969), Markin (1969), Booth (1975), Ting (1979) et Ganéshan (1982) ont mis en évidence l'influence importante de la densité sèche initiale, de l'indice des vides et du degré de saturation sur le comportement des sols effondrables. Markin (1969), Prusza et Choudry (1979) proposent une limite supérieure du degré de saturation initial ($S_r = 60\%$ à 65%) au-delà de laquelle l'affaissement n'apparaît plus. Les études menées par Mishu (1963), Booth (1975), (1977) et Ganéshan (1982) ont abouti à une limite du degré de saturation légèrement inférieure ($S_r = 50\%$ à 60%) et ont montré que le risque d'affaissement des sols ayant

un degré de saturation supérieur à cette limite diminue considérablement. Dans ce cas, l'affaissement devient indépendant du chargement appliqué. Dans leurs études, Booth (1975), Cox (1978) et Lawton (1989) ont observé que, pour une densité sèche donnée, la surcharge pour laquelle l'effondrement est maximal est inversement proportionnelle à la teneur en eau naturelle du sol. Peu de travaux ont été développés jusqu'à présent quant à l'influence de l'indice de densité, de l'indice de consistance et du pourcentage des particules fines sur l'affaissement des sols. Le but de la présente recherche est la contribution à l'étude de l'influence de ces paramètres essentiels sur l'effondrement des sols.

2. Matériaux et essais

Les essais ont été effectués sur 11 sols reconstitués en laboratoire. Ces sols sont composés de sables et de particules fines en différentes proportions, pour lesquels l'application des différents critères d'effondrement, rapportés par Luttengeer et Saber (1988), montre une susceptibilité à l'effondrement. Les caractéristiques des sols reconstitués sont données dans le tableau I. Les courbes granulométriques sont représentées sur la figure 1. Le sable utilisé dans la reconstitution provient de la rivière de Liwa de la région de Biskra. Le sol fin ($D < 80 \mu\text{m}$) utilisé est extrait de Sidi-Maansar de la région de Timgad (Algérie). Ces sols ainsi reconstitués présentent de bonnes caractéristiques mécaniques lorsqu'ils sont à de faibles teneurs en eau ($w_0 = 2\%$, 4% , 6%). Cependant, à une contrainte constante de 200 kPa, une inondation engendre d'importantes variations de volume. Ce comportement est représenté par le diagramme de la figure 2. Jennings et Knight (1975) ont suggéré quelques valeurs du potentiel C_p en fonction de l'importance de l'affaissement (voir tableau II).

La reconstitution est réalisée par compactage dans un moule œdométrique standard à une teneur en eau et un poids volumique sec fixés au préalable. Les essais sont effectués sur les sols à différentes teneurs en eau et indice de densité.

$$I_D = (e_{\max} - e) / (e_{\max} - e_{\min})$$

Les paramètres retenus sont :

- teneurs en eau : 2 %, 4 % et 6 %
- indices de densité : 10 %, 30 % et 50 %.

TABEAU I Caractéristiques géotechniques des sols.
Geotechnical characteristics of soils.

Matériaux	Caractéristiques										
Sable	Équivalent de sable : 70 % Granulométrie comprise entre 0,08 et 2 mm, dont 3,8 % < 0,08 mm Coefficient d'uniformité de 2,5 Coefficient de courbure de 0,56										
Fraction argileuse	La fraction argileuse (% < 2 μm) est de 32 % Limite de liquidité $w_L = 41,50\%$ Limite de plasticité $w_p = 28,9\%$ Densité spécifique des grains $G_s = 2,7$										
Sol	S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7	S8	S9	S10	S11
% Sable	100	90	80	70	60	50	40	30	20	10	00
% < 80 μm	00	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
e_{\max}	0,765	0,773	0,817	0,828	0,846	0,913	0,955	1,007	1,035	1,184	1,472
e_{\min}	0,458	0,452	0,436	0,408	0,403	0,396	0,383	0,367	0,350	0,333	0,327
w_L %	/	13,7	15,1	16,1	19,3	21,4	26,8	34,0	34,3	40,6	41,5
w_p %	/	8,4	10,9	11,4	11,9	13,6	15,2	22,0	22,6	23,7	28,9

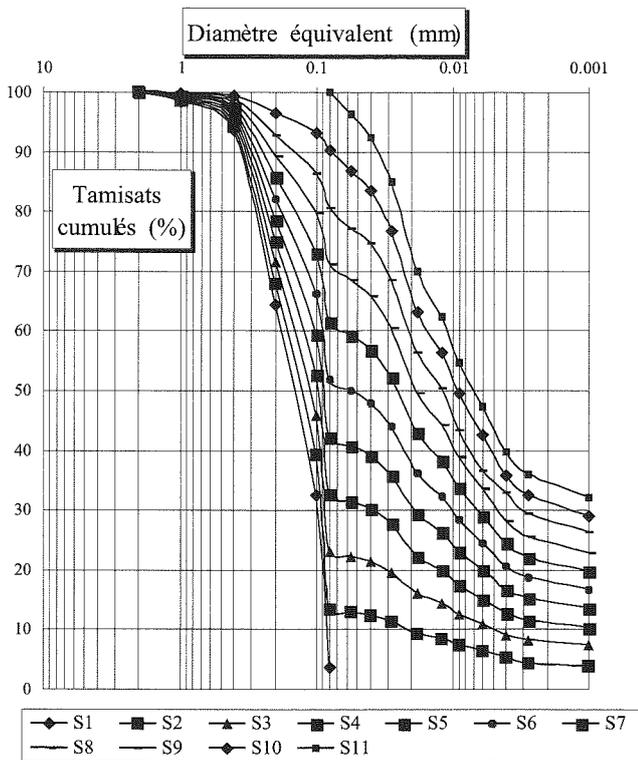


FIG. 1 Courbes granulométriques des matériaux. Grain size distribution curves.

3. Résultats et analyses

Une série d'essais a été réalisée dans le but de vérifier si ces sols possèdent les propriétés connues des sols effondrables naturels. Les résultats obtenus montrent clairement que les effondrements des différents sols s'inscrivent dans la classification de Knight et Jennings (1975). En effet, pour les sols S1 jusqu'au S11 les potentiels C_p varient de 0,16 % à 12,55 % pour une teneur en eau $w_0 = 2$ %, de 0,13 % à 5,73 % pour une teneur en eau $w_0 = 4$ % et de 0,045 % à 3,63 % pour une teneur en eau $w_0 = 6$ %. Ces résultats correspondent aux rubriques allant de « pas de risque » à « troubles sévères » (Tableau II). Par contre, quand la teneur en eau augmente, le potentiel d'affaissement décroît voire même s'annule au-dessus d'une certaine valeur. On a constaté que, pour une teneur en eau donnée, le potentiel d'effondrement décroît avec l'augmentation du poids volumique initial. Ces résultats concordent avec ceux de Lawton (1989), Barden *et al.* (1961) Holtz et Hilf (1961), Ayadat *et al.* (1998). De ce fait, on remarque que les sols préparés artificiellement possèdent un comportement analogue à ceux rencontrés *in situ*, ce qui justifie le programme d'essais adopté.

TABLEAU II Valeurs du potentiel d'effondrement selon Jennings et Knight (1975). Values of collapse potential according to Jennings & Knight (1975).

C_p	Évaluation du risque
0 % à 1 %	Pas de risque
1 % à 5 %	Troubles modérés
5 % à 10 %	Troubles
0 % à 20 %	Troubles sévères
> 20 %	Troubles très sévères

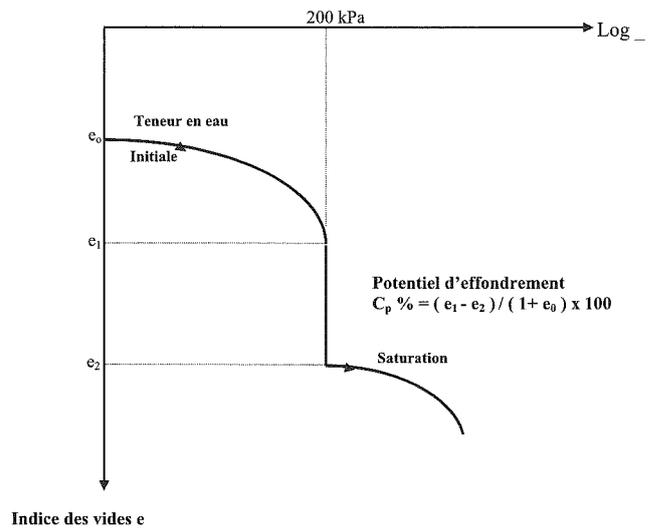


FIG. 2 Courbe œdométrique typique d'un sol effondrable d'après Knight et Jennings (1975). Typical oedometric curve of a collapsing soil (Knight and Jennings 1975).

3.1 Influence de I_L et I_c sur le coefficient de susceptibilité à l'effondrement C_p

L'indice de liquidité I_L est donné par la relation $I_L = w_0 - w_p / I_p$, où w_0 , w_p et I_p sont respectivement la teneur en eau initiale, la limite de plasticité et l'indice de plasticité. Les résultats obtenus en utilisant cette relation pour les différents sols aux différents teneurs en eau sont représentés par la figure 3. On note qu'un sol est sujet au phénomène de l'effondrement si son indice de liquidité est négatif ($I_L < 0$), ce qui confirme les résultats de Prikloński (1952) et d'Ayadat et Ouali (1999).

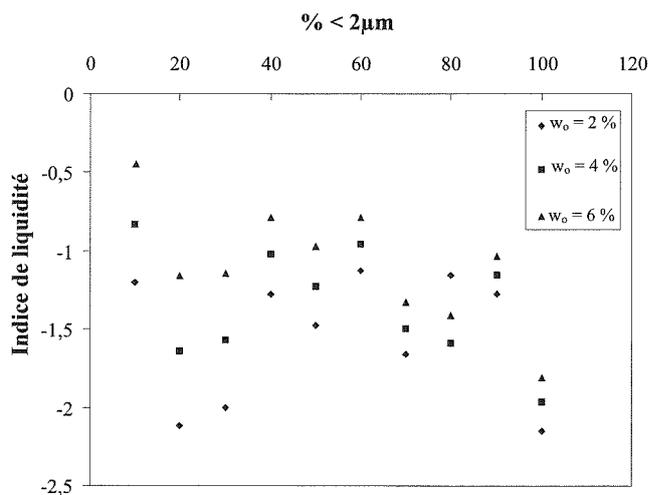


FIG. 3 Variation de l'indice de liquidité en fonction de la fraction argileuse (% < 2 μm). Changes of the liquid index versus clay fraction.

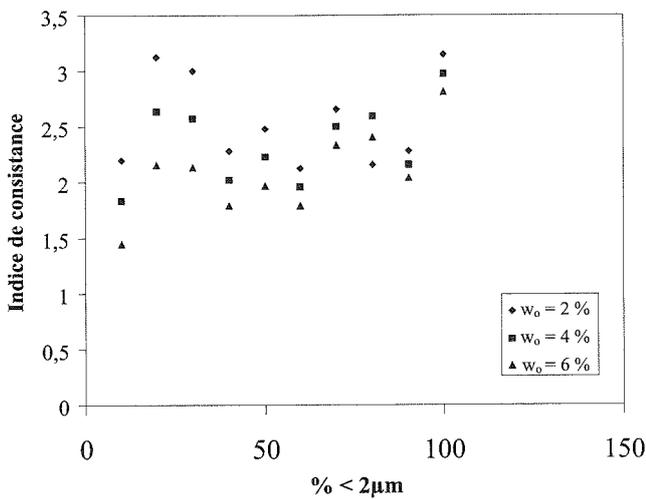


FIG. 4 Variation de l'indice de consistance en fonction de la fraction argileuse (<math>< 2\mu\text{m}</math>).
Change of the consistency index versus clay fraction.

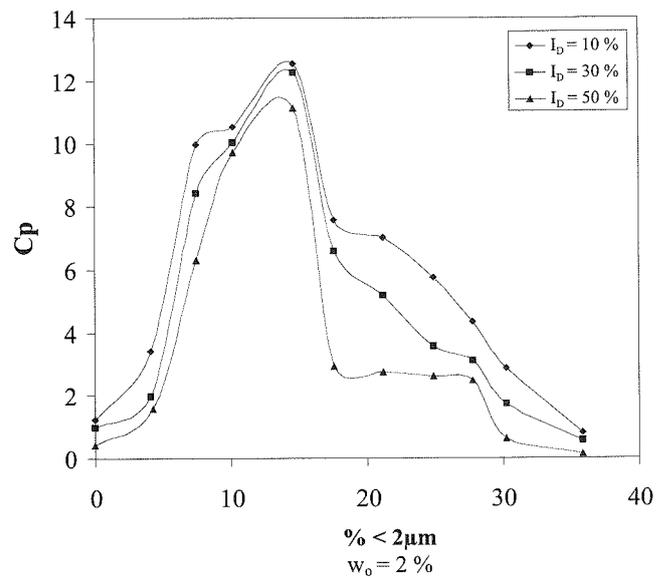


FIG. 5a Variation du potentiel d'effondrement C_p en fonction de la fraction argileuse (<math>< 2\mu\text{m}</math>).
Change of the collapse potential C_p versus clay fraction (<math>< 2\mu\text{m}</math>).

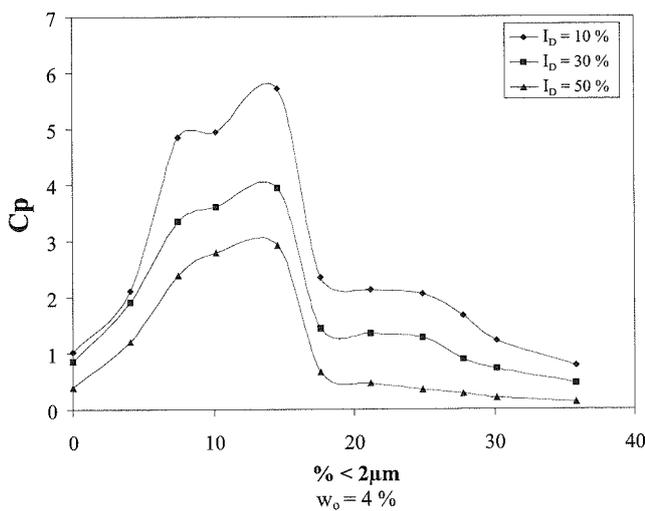


FIG. 5b Variation du potentiel d'effondrement C_p en fonction de la fraction argileuse (<math>< 2\mu\text{m}</math>).
Change of the collapse potential C_p versus clay fraction (<math>< 2\mu\text{m}</math>).

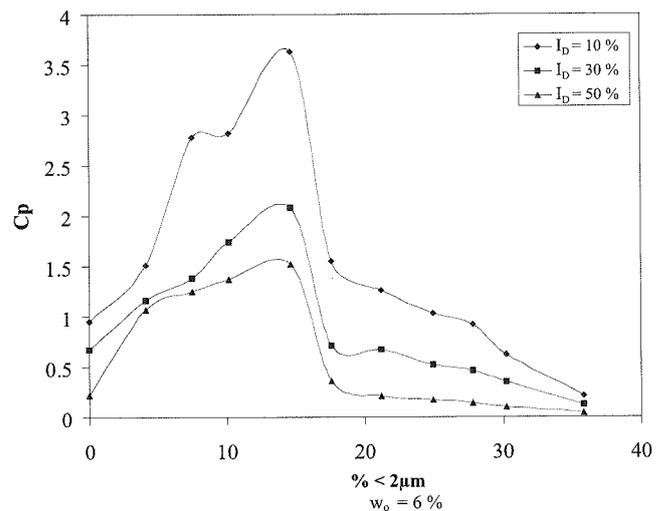


FIG. 5c Variation du potentiel d'effondrement C_p en fonction de la fraction argileuse (<math>< 2\mu\text{m}</math>).
Change of the collapse potential C_p versus clay fraction (<math>< 2\mu\text{m}</math>).

En considérant l'indice de consistance ($I_c = 1 - I_L$), on constate qu'un sol est susceptible de s'affaisser si son indice de consistance est supérieur à 1 ($I_c > 1$) comme le montre le graphique de la figure 4.

3.2 Influence de l'indice de densité sur le coefficient de susceptibilité à l'effondrement C_p

L'influence de l'indice de densité sur le potentiel d'affaissement des sols est présentée sur les figures 5 a, b, c. On constate que le coefficient C_p décroît lorsque la compacité augmente, quels que soient le type de sol et la teneur en eau considérés. On remarque aussi que pour un indice de densité donné, le potentiel d'effon-

drement diminue quand la teneur en eau augmente. Pour $I_D = 50\%$ et $w_0 = 6\%$, voisine de la teneur en eau optimale de la majorité des sols étudiés, la figure 5c montre qu'à l'exception des quatre sols (S2, S3, S4 et S5), tous les sols testés ont un coefficient $C_p < 1$ et sont donc non effondrables. De ce fait, on a jugé utile de tester ces derniers sols avec un indice de densité plus important ($I_D = 70\%$). Les résultats obtenus sont présentés sur les figures 6, a, b, c, d. On peut constater sur ces figures que, pour une teneur en eau $w_0 = 6\%$, le potentiel d'effondrement est négligeable lorsque l'indice de densité I_D est supérieur à 65%. On note aussi que l'augmentation du potentiel d'affaissement est d'autant plus importante que le sol est lâche et avec une faible teneur en eau initiale.

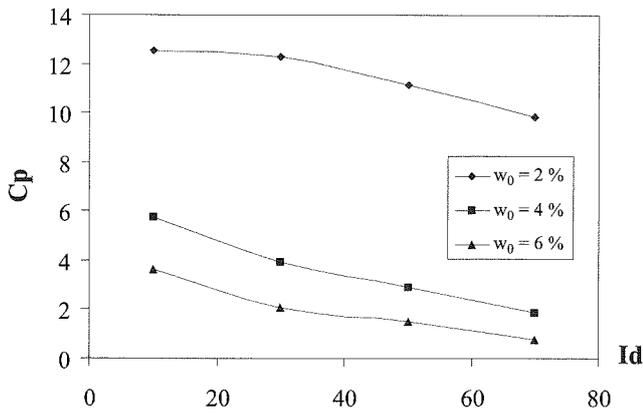


FIG. 6a Variation du potentiel d'effondrement C_p en fonction de l'indice de densité I_d pour le sol S5.
Collapse potential variation C_p versus density index I_d , soil S5.

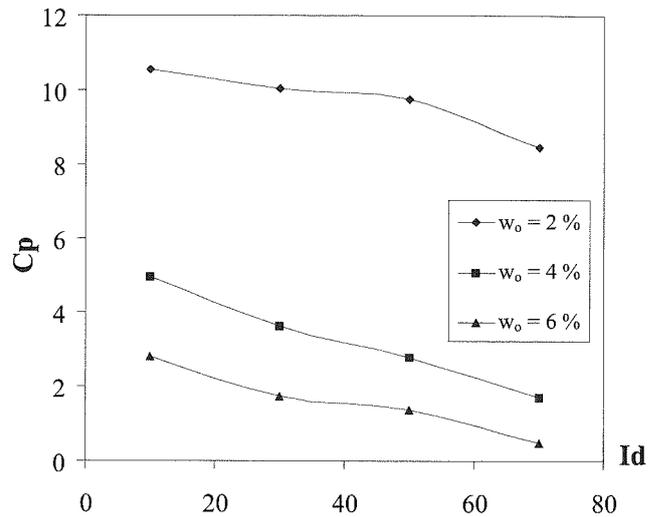


FIG. 6b Variation du potentiel d'effondrement C_p en fonction de l'indice de densité I_d pour le sol S4.
Collapse potential variation C_p versus density index I_d , soil S4.

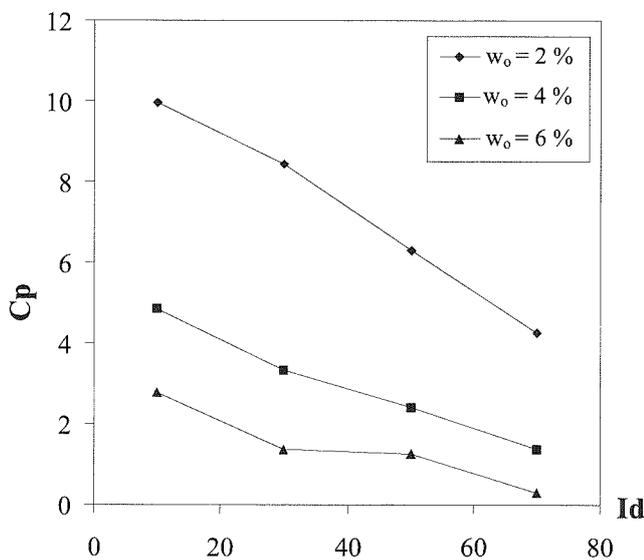


FIG. 6c Variation du potentiel d'effondrement C_p en fonction de l'indice de densité I_d pour le sol S3.
Collapse potential variation C_p versus density index I_d , soil S3.

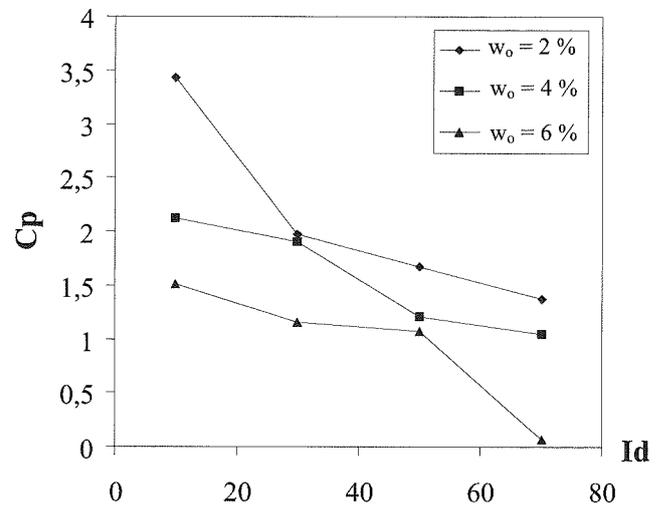


FIG. 6d Variation du potentiel d'effondrement C_p en fonction de l'indice de densité I_d pour le sol S2.
Collapse potential variation C_p versus density index I_d , soil S2.

3.3

Influence des particules fines sur le coefficient de susceptibilité à l'effondrement C_p

Les figures 5 a, b, c illustrent l'influence des particules fines ($\% < 2 \mu\text{m}$) sur C_p . On constate que l'affaissement des sols dépend de la teneur en argile présente dans leur structure, ce qui confirme l'observation faite par Lawton *et al.* (1992). A partir de ces graphiques, il est clair que le potentiel de l'effondrement est négligeable quand le taux d'argile dans le squelette solide est supérieur à 30 %. Au-dessous de 5 %, il peut y avoir un effondrement qui demeure faible, tandis que le maximum d'effondrement est atteint au voisinage de 15 %. Ce résultat s'inscrit dans l'intervalle établi par Lawton *et al.* (1992) qui ont indiqué que le maximum du potentiel d'effondrement est obtenu lorsque la fraction argileuse est comprise entre 10 % et 40 %. La clas-

sification proposée ici sur le tableau III permet d'identifier les sols qui sont sujets au phénomène d'effondrement.

4. Conclusion

TABLEAU III Classification proposée des sols effondrables.

Proposed classification for collapsible soils.

Fraction argileuse ($\% < 2 \mu\text{m}$), limite de liquidité w_L (%)	Susceptibilité
$5\% < (\% < 2 \mu\text{m}) < 15\%$ $w_L < 20\%$	L'effondrement est très probable
$15\% < (\% < 2 \mu\text{m}) < 30\%$ $15\% < w_L < 30\%$	L'effondrement est probable
$(\% < 2 \mu\text{m}) > 30\%$ $w_L > 35\%$	Pas d'effondrement

Les conclusions principales qu'on peut tirer de cette étude se résument comme suit :

- un sol est susceptible à l'effondrement si, au moins, l'un des critères suivants est vérifié : $I_L < 0$ ou $I > 1$;
- on estime qu'un sol n'est pas effondrable si son indice de densité I_D est supérieur à 65 % avec une teneur en eau initiale proche de la teneur en eau optimale ;

- le potentiel d'effondrement d'un sol dépend principalement de sa fraction argileuse ($\% < 2 \mu\text{m}$) ;
- il est possible de prévoir la susceptibilité d'effondrement d'un sol au laboratoire en se basant sur la granulométrie, d'une part, et les limites d'Atterberg, d'autre part, conformément aux résultats indiqués au paragraphe 3.3.

Bibliographie

- Ayadat T., Belouahri B. - Influence du coefficient d'uniformité sur l'amplitude et le taux de l'affaissement des sols. *Revue française de géotechnique*, n° 76, 3^e trimestre 1996, p. 25-34.
- Ayadat T., Bensalem A., Benkerri A. - Traitement d'un sol affaissable par la chaux. *Revue française de géotechnique*, n° 77, 4^e trimestre 1996, p. 69-72.
- Ayadat T., Belouahri B., Ait ammar R. - La migration des particules fines comme approche d'explication du mécanisme de l'effondrement des sols. *Revue française de géotechnique*, n° 83, 2^e trimestre 1998, p. 1-9.
- Ayadat T., Dahli M., Maiz A.K. - Traitement d'un sol effondrable par un liant hydrocarboné (bitume). *Revue française de géotechnique*, n° 83, 2^e trimestre 1998, p. 1-7.
- Ayadat T., Ouali S. - Identification des sols affaissables basée sur les limites d'Atterberg. *Revue française de géotechnique*, n° 86, 1^{er} trimestre 1999, p. 53-56.
- Barden L., Madedor A.O., Sides G.R. - Volume change characteristics of unsaturated clay. *Journal of SMFE, ASCE*, vol. 95, SM1, 1969, p. 33-49.
- Barden L., Mc Gown A., Collins K. - The collapse mechanism in partly saturated soil. *Engineering Geology*, 1973, p. 49-60.
- Booth A.R. - The factors influencing collapse settlement in compacted soils. *Proc. 6th Reg. Conf. for Africa on Soil Mech. and Found. Eng.*, Durban, South Africa, 1975, p. 57-63.
- Booth A.R. - *Collapse settlement in compacted soils*. CSIR research report 321, NITRR Bulletin 13, Pretoria, South Africa, 1977.
- Cox D.W. - Volume change of compacted clay fill. *ICE Conf. on Clay fills*, 1978, p. 79-86.
- CTC Biskra - Intervention du directeur du contrôle technique de construction (CTC) de Biskra, 2^e coll. maghrébin en génie civil, 10 et 11 décembre 2002, Biskra, Algérie.
- Cui Y.-J., Magnan J.-P. - *Affaissements locaux dus à l'infiltration d'eau en géomécanique environnementale*. Chapitre n° 6 « Risques naturels et patrimoine ». Ed. Hermès, 2000, p. 139-164.
- Dudley J.H. - Review of collapsing soils. *J. Soil Mech. and Found. Div.*, ASCE, 96, n° SM3, 1970, p. 925-947.
- Ganeshan V. - *Strength and collapse characteristics of compacted residual soils*. Thesis (M.E), Asian Institute of Technology, Bangkok, Thailand, 1982.
- Holtz W.G., Hilf J.W. - Settlement of soil foundation due to saturation. *Proc. 5th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng.*, vol. 3, 1961, p. 673-679.
- Jennings J.E., Knight K. - A guide to construction on or with materials exhibiting additional settlement due to collapse of grain-structure. *Proc. 6th. Reg. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng. for Africa*, 1975, p. 99-105.
- Knight K. - Collapsing behavior of residual soils. *Proc. 7th Southeast Asian Geotech. Conf.*, Hong Kong, 1982, p. 915-930.
- Lawton E.C., Fragaszy R.J., James H.H. - Collapse of compacted clayey sand. *J. of Geotech. Eng.*, ASCE, vol. 155, n° 9, 1989, p. 1252-1267.
- Lawton E.C., Fragaszy R.J., Hetherington M.D. - Review of wetting-induced collapse in compacted soil. *J. of Geotech. Eng.*, ASCE 118, n° 9, 1992, p. 1376-1394.
- LNHC - Projet extension des gazoducs à Hassi Messaoud - Rapport de reconnaissance de sol. Laboratoire national de l'habitat et de la construction de Batna, Algérie, 2000.
- Lutenegger A.J., Saber R.T. - Determination of collapse potential of soils. *Geotech. Testing J.* 11, n° 3, 1988, p. 173-178.
- Markin B.P. - Discussion on standard criteria of sag in loess soils. *Soil Mechanics and Foundations Engineering*, n° 2, 1969, p. 137.
- Milovic - Engineering properties of loess and other collapsible structures. *Proc. 7th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng.*, Moscow, 1969.
- Mishu L.P. - *Collapse in one-dimensional compression of compacted clay on wetting*. MSc Thesis, Purdue University, at West Lafayette, 1963.
- Morgenstern N., De Matos M.M. - Stability of slopes in residual soils. *Proc. 5th. Pan American Conf. on Soil Mech. and Found. Eng.*, Buenos Aires, Argentina, 3, 1975, p. 367-383.
- Prikloński V.A. - *Gruntovedenie Vtoriaia Chast. Soil Science II Gasgedizdat*, Moscow, 1952, p. 371.
- Prusza A., Choudry T. - Collapsibility of residual soils. *Proc. 13th Congress on Large Dams*, New Delhi, India, Q. 49, R. 9, 1979, p. 117-130.
- Ting W.A. - Consolidation of a partially saturated residual soil. *Proc. 6th Asian Reg. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng.*, Singapore, vol. 1, 1979, p. 95-98.
- Zur A., Wieseman C. - Study of collapse phenomena of an undisturbed loess. *Proc. 8th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng. Moscow, USSR*, vol. 2, part 2, 1973, p. 265-269.