

Comportement des barrages fondés sur des argiles fortement consolidées

Rupture de la digue d'Aznalcóllar¹

E. ALONSO

Departamento de Ingeniería del Terreno, Cartográfica y Geofísica
Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona (Espagne)

Résumé

Cet article présente la rupture du barrage d'Aznalcóllar fondé sur des argiles surconsolidées et fortement plastiques. Le barrage en enrochements a glissé en avant et a laissé s'écouler des déchets saturés d'acides. La géologie et les propriétés géotechniques du site sont décrites. Les études géotechniques ont comporté un programme d'essais en laboratoire sur les déchets résiduels et les argiles surconsolidées. Une analyse des conditions qui ont conduit à la rupture du barrage est réalisée. Les pressions interstitielles, existant dans l'argile à l'instant de la rupture, ont été estimées. Des analyses d'équilibre limite et des calculs par éléments finis ont été appliqués pour analyser à rebours la rupture et pour évaluer des paramètres représentatifs de la résistance au cisaillement le long de la surface de rupture. Le mouvement du glissement du barrage d'Aznalcóllar, après le début de la rupture, est étudié et un modèle simple du glissement est proposé. Ce modèle est capable de bien reproduire la distance parcourue par le barrage. L'analyse fournit des enseignements sur des aspects inconnus du glissement (accélération, vitesse maximale, facteurs qui ont conduit à son arrêt). L'article se conclut par une discussion finale sur les principales causes de la rupture du barrage d'Aznalcóllar.

Mots-clés : argiles, barrage, rupture, glissements, modèles, pression interstitielle, résistance au cisaillement.

Behaviour of dams founded on strongly overconsolidated clays

Aznalcóllar dam failure

Abstract

This article describes the failure of Aznalcóllar dam founded on the overconsolidated high-plasticity clay. The rockfill dam slid forward and released a flow of acid-saturated tailings. The geology and geotechnical properties of the site are presented. The geotechnical studies involved a laboratory testing programme on the tailings materials and overconsolidated clays. An analysis of the conditions that led to the failure of the dam is made. Pore water pressures prevailing in the foundation clay at the time of failure have been established. Both limit equilibrium and finite element analysis are used to back-analyse the failure and to derive representative strength parameters along the failure surface. The motion of the Aznalcóllar dam slide, after the initiation of failure, is examined and a simple sliding model is presented. The model is able to reproduce closely the distance travelled by the dam. The analysis also provides some information on several unknown aspects of the motion (acceleration, maximum velocity, factors which stopped the motion). The article concludes with a final discussion on the most important reasons for the failure of the Aznalcóllar dam.

Key words: clays, dam, failure, landslide, models, pore pressure, shear strength.

NDLR : Les discussions sur cet article sont acceptées jusqu'au 01/02/2010.

⁽¹⁾ Texte de la 2^e Conférence Coulomb prononcée devant le Comité de mécanique des sols, le 9 octobre 2003.

Introduction

Les argiles surconsolidées, spécialement celles qui possèdent une plasticité élevée, ont des caractéristiques qui posent des difficultés géotechniques, pratiques et théoriques considérables. A l'origine de ces difficultés, on peut signaler les caractéristiques suivantes :

- la faible perméabilité des formations. Cela se traduit par des temps très importants de dissipation des pressions interstitielles initiales, générées lors des processus de charge et/ou décharge associés aux travaux. En conséquence, ces travaux se produisent majoritairement pendant ces périodes transitoires de dissipation de pressions interstitielles. De nombreux exemples d'une telle situation ont déjà été identifiés dans plusieurs travaux classiques ;

- la fragilité du matériau dans sa masse. La structure de l'argile et, dans beaucoup de cas, la cimentation associée aux sels, carbonates et sulfates, expliquent partiellement cette fragilité. En conséquence, la résistance au cisaillement passe initialement par un pic bien marqué puis diminue très rapidement. Cette chute post-pic peut avoir lieu pour de petits déplacements relatifs (fractions de mm), tandis que la totalité de la réduction de la résistance au cisaillement s'étend d'une façon plutôt graduelle à mesure que les déplacements de cisaillement relatif s'accumulent sur la surface de cisaillement. On atteint ainsi un état résiduel caractérisé par des angles de frottement résiduel bas, contrôlés par la minéralogie de l'argile et sa proportion dans le sol. Cette fragilité favorise les phénomènes de rupture progressive, de telle sorte que, généralement, on ne pourra pas compter sur la contribution simultanée de la résistance de pic tout au long d'une surface de glissement potentielle ;

- la présence de discontinuités dans la masse. Cela situe les argiles surconsolidées dans une classe de matériaux intermédiaires entre sol et roche, généralement dénommée « sols indurés » ou « roches tendres ». Les joints ou plans singuliers (en particulier ceux de sédimentation) peuvent offrir des résistances au cisaillement sensiblement inférieures à celles mesurées dans les essais de cisaillement qui affectent le sol dans sa masse. Cette réduction dépend majoritairement de l'histoire tectonique de la formation et se manifeste dans certains cas par la présence de symptômes de cisaillements préexistants (stries, plans polis). Les plans qui ont une grande continuité deviennent ainsi des surfaces dangereuses face aux glissements, car ils offrent la possibilité d'un mécanisme de rupture cinématiquement admissible.

Ces aspects font que l'application de certains concepts ou méthodes classiques de calcul de mécanique des sols, développés pour les matériaux granulaires idéaux ou les argiles remaniées, sont inadéquats. Ainsi, pour ce qui concerne la résistance, l'analyse drainée stationnaire est probablement peu représentative des conditions des travaux à court et moyen termes, qui peuvent être critiques. En plus, les paramètres de résistance doivent incorporer la fragilité de l'argile, qui peut causer une rupture progressive, ainsi que la présence de discontinuités. Par ailleurs, l'analyse à court terme, basée sur des résistances non drainées (compression simple, triaxiale UU et CU) n'est pas mieux adaptée quand elle introduit une caractéristique « de masse » (telle que mesurée habituellement sur les échantillons),

qui tend à être très supérieure à la résistance le long des plans singuliers et à celle mobilisée lors d'une rupture progressive.

La réponse à ces questions génère aussi des difficultés théoriques très importantes, qui font que, dans la pratique, il est difficile d'identifier a priori les situations dangereuses. L'analyse détaillée de cas réels où ces phénomènes ont joué un rôle essentiel prend donc une importance toute particulière pour avancer dans la connaissance. La récente rupture de la digue de retenue de stériles d'Aznalcóllar est un de ces cas.

La digue d'Aznalcóllar Géologie de l'emplacement

Géologie générale

Les investigations menées suite à la rupture de la digue d'Aznalcóllar ont permis d'examiner en détail la géologie du site et, spécialement, les caractéristiques géologiques des matériaux impliqués dans le glissement. La digue d'Aznalcóllar se situe sur des terrains quaternaires et miocènes du bord septentrional de la dépression du fleuve Guadalquivir. Les matériaux miopliocènes se sont déposés sur une base de schiste et quartz d'âge primaire qui constitue le substrat peu perméable du site. Sous ce substrat, se sont déposées, du niveau inférieur au supérieur :

- une unité basale, détritique, formée de graviers, sables, et grès. Ce sont des niveaux perméables qui forment l'aquifère de Niebla-Posadas ;

- des argiles bleues du Guadalquivir. Il s'agit d'un dépôt massif d'argiles d'origine marine, aussi connues sous le nom de « marnes bleues » du fait qu'elles ont des proportions significatives de calcite, généralement sous forme de fossiles. Sa puissance augmente en direction S-SE vers l'intérieur du bassin. Au niveau du site, elle serait de quelque 70 m.

Les argiles de cette formation sont plastiques, de couleur bleu-gris, avec une stratification difficilement reconnaissable où prédominent les minéraux argileux (70 % du total). La fraction restante est formée de calcite (20 %), quartz (8 %) et d'autres minéraux. Parmi les minéraux argileux, prédominent la smectite (50 % du total), l'illite et la kaolinite. Il y a beaucoup de nodules d'oxyde de fer à l'intérieur des carapaces fossilifères. Proche du toit, dans les quelques mètres supérieurs, ces argiles deviennent altérées. Les phénomènes d'oxydation s'intensifient et les signes de circulation d'eau le long des diaclases, généralement subverticales, sont plus évidents. L'altération superficielle conduit à une modification de la microstructure de l'argile et à une perte de plasticité qui ont été examinées en détail par certains auteurs (Tsige, 1998).

On a aussi décrit des épisodes tectoniques récents (pendant le Miocène supérieur, le Pliocène et le Quaternaire) qui ont affecté les dépôts tertiaires du bassin du Guadalquivir (Rodriguez Vidal, 1989 ; Rodriguez Vidal et Flores Hurtado, 1991). La configuration des diaclases des argiles du Guadalquivir aurait son origine dans des mouvements survenus le long de fractures profondes de la base et qui se seraient transmis aux

matériaux de la couverture tertiaire. On peut distinguer deux étapes : l'une en extension datant du Mio-pliocène et l'autre de signe contraire, c'est-à-dire, en compression (en direction approximative N-S) et quaternaire. Ces mouvements sont responsables de la formation de diaclases subverticales, qui seront décrites en détail plus loin.

2.2

Stratigraphie

Sur la figure 1 on a dessiné le profil géologique transversal du bassin de pyrites depuis la digue occidentale jusqu'aux terrasses du fleuve Agrio. On observe la faible inclinaison (2-4 degrés) du contact

entre les sables basaux du miocène et la base paléozoïque de schiste. Un piézomètre installé à ce niveau a détecté une hauteur de pression d'eau proche de 85 m, c'est-à-dire que le niveau piézométrique de cet aquifère profond coïncide approximativement avec la surface du terrain. Au-dessus des sables, il y a une couche puissante d'argiles bleues et, au-dessus d'elles, des matériaux quaternaires.

Les carottes et échantillons extraits des argiles bleues du Guadalquivir mettent en évidence un matériau très homogène, massif, de couleur gris plomb, sauf dans les mètres situés immédiatement sous le toit de la formation où le matériau est plutôt ocre. Dans les mètres inférieurs de la base de la formation le caractère limono-sableux de l'argile augmente. Une caractéristique de cette argile est sa richesse en microfaune

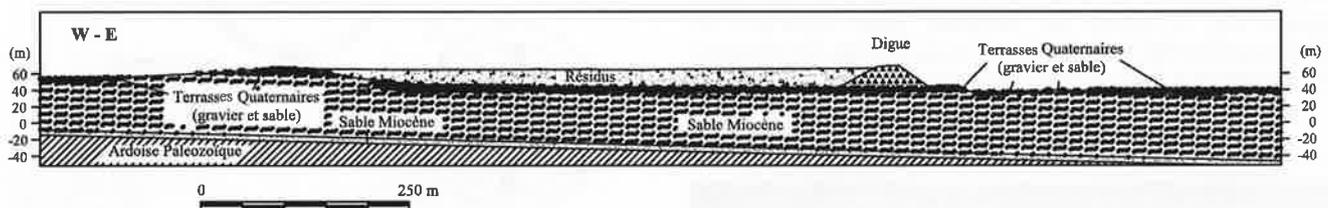
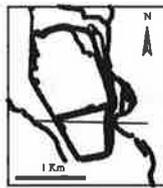


FIG. 1 Profil géologique transversal du bassin de stériles. Dans la série stratigraphique, on peut distinguer deux discordances, l'une avec un grand angle, entre la base paléozoïque et les unités miocènes, et l'autre avec un angle faible, entre ces dernières et les dépôts quaternaires. La série miocène présente une inclinaison entre 2 et 4 degrés vers le S-SE. Le profil est transversal à l'axe de la digue et montre la situation avant de la rupture.



FIG. 2 Stratification des argiles bleues. Joints horizontaux observés dans un affleurement du fleuve Agrio.

fossile et en grains de pyrite limonitisée de 1-2 mm. Dans les carottes récemment extraites et saturées, il est difficile de distinguer des détails structuraux. Pour les identifier, il convient d'exposer les surfaces qui viennent d'être cisailées (avec une spatule ou un couteau) à un séchage partiel. Cela donne une idée du caractère homogène de la formation.

La météorisation superficielle a une puissance variable et est clairement caractérisée par la couleur beige de l'argile. Dans les sondages perforés, cette frange altérée a une épaisseur variable entre 2 et 5 m sous la terrasse fluviale. La météorisation peut atteindre des profondeurs plus grandes (10-15 m) le long des diaclases, qui peuvent être reconnues par les patines ocre qui les tapissent. L'extension de l'oxydation, en direction perpendiculaire aux diaclases peut être de 20-30 cm. Les argiles météorisées qui affleurent sont grises et beige-blanc, comme le montrent les affleurements qui apparaissent dans le bassin du fleuve Agrio, au NE du bassin de stériles (Fig. 2).

Les plans de stratification se détectent avec difficulté, du fait du caractère massif de la formation. Néanmoins, on a pu identifier, moyennant des critères divers, tels que l'observation des alignements des micronodules de limonite ou des joints parallèles qui ressortent lors d'un séchage plus intense (Fig. 3), la présence de couches ou niveaux plus obscurs et l'orientation des fossiles. Dans tous les cas, on observe le caractère subhorizontal des plans de sédimentation.



FIG. 3 Stratification des argiles bleues : joints subhorizontaux avec espacements de 10-15 mm observés sur la carotte.

Appartenant au Quaternaire, on a identifié cinq terrasses alluvionnaires du fleuve Agrio, disposées d'une façon échelonnée. Elles reposent directement sur le substrat argileux. La digue du bassin de stériles, du côté oriental, repose sur la terrasse T3. Cette terrasse a une couche mince supérieure de limons sableux en couleur brun-rouge (80-100 cm), suivie d'une couche plus puissante (3,30-3,60 m) de gravier arrondi de schiste et quartzite dans une masse limono-sableuse brun-rouge. Le contact avec les argiles inférieures est légèrement discordant puisque la terrasse est presque horizontale. Ce contact est érosif et peut montrer des ondulations locales. Son épaisseur, qui a été mesurée dans beaucoup des sondages perforés, peut varier entre 4 et 6 m.

Structure des argiles miocènes

On n'a identifié que deux types de discontinuités systématiques dans les argiles : les plans de sédimentation et les diaclases verticales ou quasi verticales. On a observé des diaclases dans les affleurements du lit dévié du fleuve Agrio et dans des tranchées d'observation proches du front de glissement. Sur la figure 4, on réunit les observations effectuées dans une de ces tranchées.

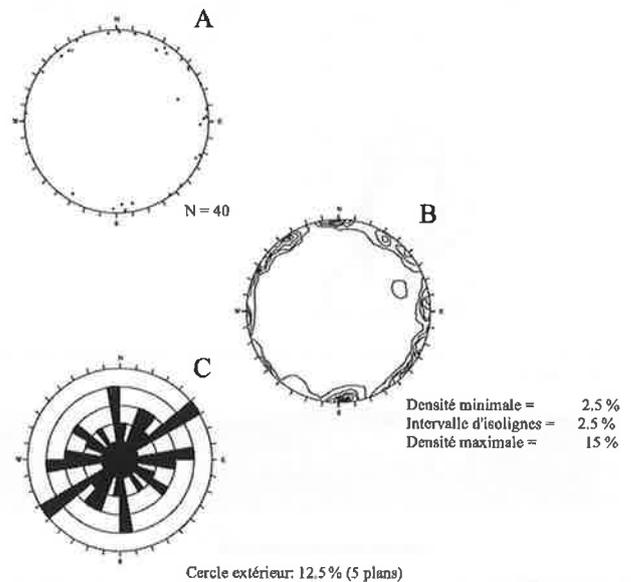


FIG. 4 (a) Diagramme de pôles, (b) densité et (c) orientation de diaclases quasi verticales des argiles bleues.

Une caractéristique commune à toutes les observations est que les diaclases sont presque verticales (inclinaison qui varie entre 80 et 90 degrés). On distingue trois familles dont la prédominante est orientée selon la direction NE-SW. D'autres caractéristiques mesurées dans les diaclases sont : espacement de 30-40 cm, continuité supérieure à 2-5 m et surface très polie, parfois avec des stries fines, et des rainures allant jusqu'à 10 mm d'épaisseur et parallèles aux stries. Les stries dans les diaclases suggèrent l'existence de glissements avec une forte composante verticale.

Le flux brusque de stériles qui a succédé à la rupture a entraîné dans sa phase finale de grands blocs d'argile qui ont été disséminés en un large éventail. Ces blocs flottaient sur le flux de vase, probablement parce que leur densité était inférieure à celle des stériles fluidifiés. Ils sont restés exposés à l'air pendant un certain temps ce qui a permis d'observer en détail la structure de l'argile. Sur la figure 5, on observe l'un de ces blocs, de forme étonnamment parallélépipédique et aux arêtes très marquées. Les plans qui délimitent ces blocs doivent correspondre à la structure décrite précédemment de diaclases et de plans de sédimentation. Ainsi, le plan qui apparaît sur le devant de la photographie, en beige, peut correspondre à une diaclase recouverte par une patine d'oxydation associée probablement à des écoulements d'eau. Ce plan dans sa situation originale serait vertical.



FIG. 5 Bloc d'argile porté par le courant de vases qui eu lieu après la rupture de la digue.

Généralement, l'inclinaison oscille entre 2 et 4 degrés vers le SE ou le S-SE. Ces orientations sont cohérentes avec l'orientation régionale des matériaux miocènes. Dans les affleurements du fleuve Agrio on a mesuré des plans continus de dizaines de mètres (12-30 m). Cette observation s'arrête seulement dans les zones météorisées ou couvertes de colluvions, ce qui implique une grande continuité des plans de sédimentation. L'espacement est très variable. Les plans de stratification peuvent être regroupés en bandes de plans très proches les uns des autres (centimètres) et séparées par des tronçons de matériau intact. Cette morphologie peut être observée dans les affleurements du fleuve Agrio et dans les sondages. L'espacement des plans d'une bande est petit (5-15 mm) et l'épaisseur moyenne de ces dernières peut être de 45 cm. L'espacement entre les bandes varie entre 0,4 et 4,6 m (une moyenne de 2,3 m). Ces valeurs sont purement illustratives car elles se basent sur un nombre limité d'observations. Dans les carottes, les plans de sédimentation sont plans et lisses, polis, avec la présence occasionnelle de patines. Dans les affleurements du fleuve Agrio, où la météorisation est faible, on a observé des plans lisses et striés (Fig. 6), même si la rugosité de ces dernières est apparue faible.



FIG. 6 Plan de stratification lisse et strié dans le bassin du fleuve Agrio.

Il est difficile de décider, lorsqu'on analyse les données recueillies, si les plans de sédimentation ont été soumis, dans leur histoire géologique, à des mouvements relatifs de cisaillement capables de réduire la résistance disponible jusqu'à des valeurs résiduelles. Probablement, ces phénomènes n'ont pas connu un développement généralisé. Mais, il reste certain que les plans de sédimentation, d'une grande continuité, sont des surfaces de faiblesse par rapport à la masse d'argile intacte. En fait, comme on discutera plus loin, les caractéristiques géométriques de la rupture semblent être directement en rapport avec l'orientation des plans de sédimentation.

3

Description de la rupture de la digue d'Aznalcóllar

3.1

Aspects généraux

La digue de stériles d'Aznalcóllar a approximativement une forme rectangulaire et une surface de quelque 200 ha (Fig. 7). Elle est divisée en deux parties par une jetée. La zone Sud était employée pour le stockage des résidus de pyrites et la zone Nord pour le stockage des résidus de pyroclastes (même si tout récemment on y a stocké aussi des résidus de pyrites).

La rupture de la digue, immédiatement au nord de la jetée qui séparait les bassins N et S, s'est produite à cause d'un glissement profond de type translationnel ayant une surface de rupture principale située dans les argiles bleues. La surface de rupture affecta une section de quelque 600 m de digue et sa base immédiate (terrasse fluviale T3 et une couche inférieure d'argile de quelque 10 m de puissance). Ce mouvement déplaça la digue de quelques dizaines de mètres vers l'est sans presque la déformer (Fig. 8). Le mouvement affecta presque toute la digue E de retenue du bassin de pyrites et une petite section additionnelle, vers le Nord, appartenant au bassin de pyroclastes. Le mouvement s'arrêta brusquement à quelque 150 m au nord de l'intersection de l'axe de la jetée de séparation des bassins et de la digue périmétrale. En ce point, l'orientation de la digue périmétrale était clairement vers le NNW, ce qui supposait un changement d'orientation de l'axe de la digue de quelque 20 degrés par rapport à celui de la digue SE. Le glissement différentiel entre les deux sections de la digue causa une déchirure dans la digue périmétrale, qui a permis le déversement des stériles comme s'il s'agissait d'une coulée fluidifiée de boues. Le glissement vers l'est de la digue périmétrale brisa la connexion de la jetée centrale avec la digue périmétrale, entraînant également une sortie des résidus du bassin de pyrites. La brèche qui a été ouverte fonctionna comme une lance ou portillon dirigé vers le NE, ce qui explique que la coulée de boues remonta, de presque 1 km, dans le bassin du fleuve Agrio.

Suite à la coulée initiale, des boues se sont déposées à côté de la brèche ouverte dans la digue, où l'on pouvait observer des blocs en enrochement provenant de la digue et même des blocs d'argile bleue. L'érosion associée au déversement changea la forme initiale de la brèche de la digue et l'augmenta, ce qui eut comme conséquence de canaliser progressivement le courant de boue vers l'est.

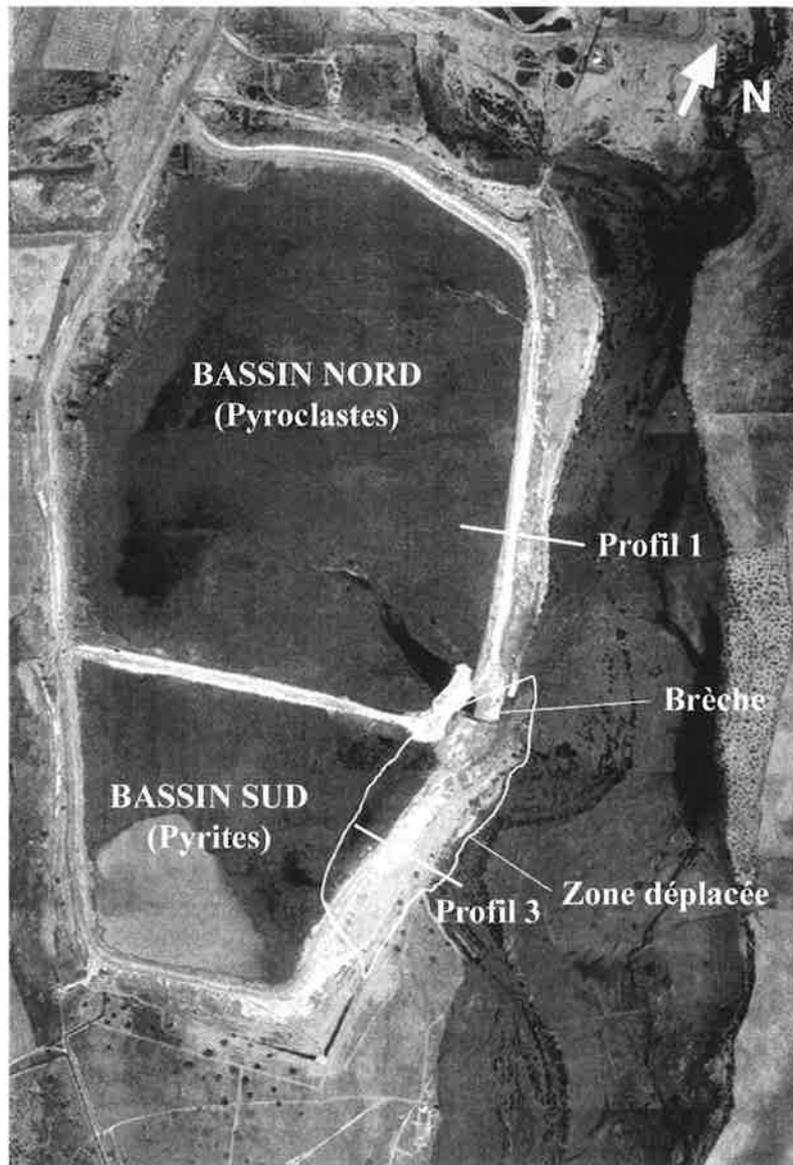


FIG. 7 Plan du bassin de stériles d'Aznalcóllar.

La rupture qui eut lieu dans la matinée du 25 avril 1998 fut apparemment rapide. En effet, la ronde d'inspection effectuée à 0 h 30 n'a pas signalé des signes anormaux de comportement. A 1 h, on a détecté une panne électrique qui affecta le côté oriental du pied de la digue. A 3 h 00, on a découvert que la digue était craquelée et le niveau de boue dans le bassin de pyroclastes avait descendu brusquement. La rupture dura sûrement moins d'une demi-heure (entre 0 h 30 et 1 h).

3.2

Déplacements et déformations de la digue

La comparaison entre la position originale de la digue et après la rupture a permis de connaître précisément les mouvements produits. Cette information est dessinée sur la figure 8. Dh et Dv sont les déplacements horizontaux et verticaux. La digue a glissé vers l'est avec des directions variables entre 93 et 100 degrés et sans subir de distorsion ni de changement de niveau.

Le déplacement le plus grand, de plus de 50 m, correspond à la section centrale de la digue glissée. Cette section est la plus proche du méandre du fleuve Agrio. Une comparaison des détails topographiques de la digue avant et après le mouvement permet aussi d'estimer précisément les déplacements horizontaux d'une série de points tout au long de la digue. On a dessiné des segments droits qui montrent les détails du mouvement. Du côté nord de la brèche, la digue n'a presque pas subi de mouvement. La forme de la brèche (côté nord) et l'orientation des diaclases subverticales dans l'argile suggèrent que la rupture a traversé la digue le long d'une diaclase prédominante orientée NE-SW. Cette diaclase marquerait la limite nord du mouvement.

Les glissements verticaux mesurés dans les bornes sont dirigés vers le bas (on les a représentés avec un signe négatif sur la figure 8) et sont petits (1,4-2,4 m) si on les compare avec les déplacements horizontaux. Les pentes qu'on calcule pour ces mouvements (3,3 degrés, 1,6 degré, 2,9 degrés, 4 degrés...) suggèrent que l'ensemble a glissé le long des plans de stratification.

Au nord de la brèche, les forces de cisaillement se sont réduites rapidement lorsque les lèvres de la fracture initiale se sont séparées. C'est-à-dire que la section de la digue stable au nord a été soumise à un effort déstabilisant moins grand que celui associé à un simple cisaillement, au droit de la brèche initiale. Le schéma de la figure 9 suggère que la brèche initiale peut avoir eu une largeur en couronnement de quelque 14 m. S'il n'y avait pas eu un mouvement d'ouverture qui impliquait l'orientation différente du vecteur de glissement et la direction de la diaclase limite du glissement, il est probable que la brèche ne se serait pas produite, en raison de la largeur considérable de la digue dans la section brisée (45 m) (Fig. 8). Après la rupture initiale, le déversement augmenta la taille de la brèche et modifia sa forme de telle sorte que le bord méridional s'est orienté progressivement vers l'est en cherchant la pente maximale, vers le bassin de fleuve Agrio.

3.3

Tête du glissement à l'intérieur du bassin

Le glissement provoqua une dépression dans le bassin de stériles de pyrite, dont l'extension est identifiable malgré l'érosion postérieure, qui eut lieu lorsque les stériles fluidifiés sortirent du bassin sous forme d'un courant de boue. La falaise de la tête du glissement fait limite à l'ouest avec cette dépression et on peut observer un certain alignement droit N-S sur la figure 10.

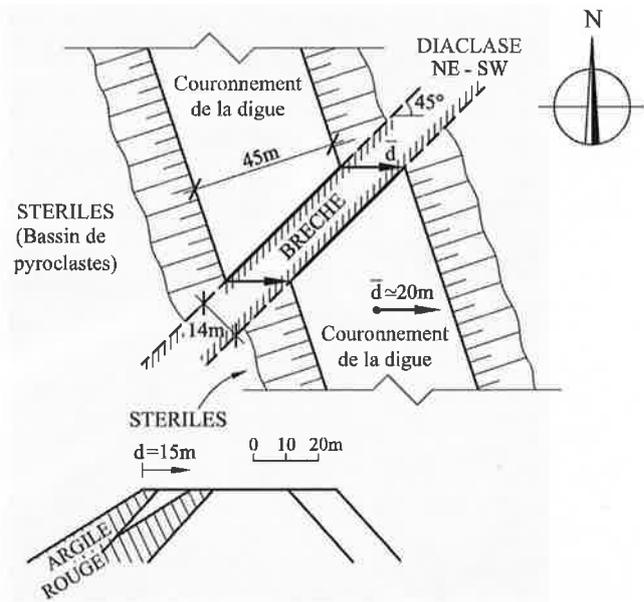


FIG. 9

(a) Schéma du mécanisme d'ouverture de la brèche. La diaclase indiquée (NE-SW) marque, dans les argiles, la limite nord du glissement. Au sud de cette diaclase, la digue glisse essentiellement vers l'est (glissement d) ; (b) Un glissement pur de cisaillement dans le plan de rupture n'aurait pas ouvert une brèche franche en la digue et probablement aurait évité la coulée brusque des boues.

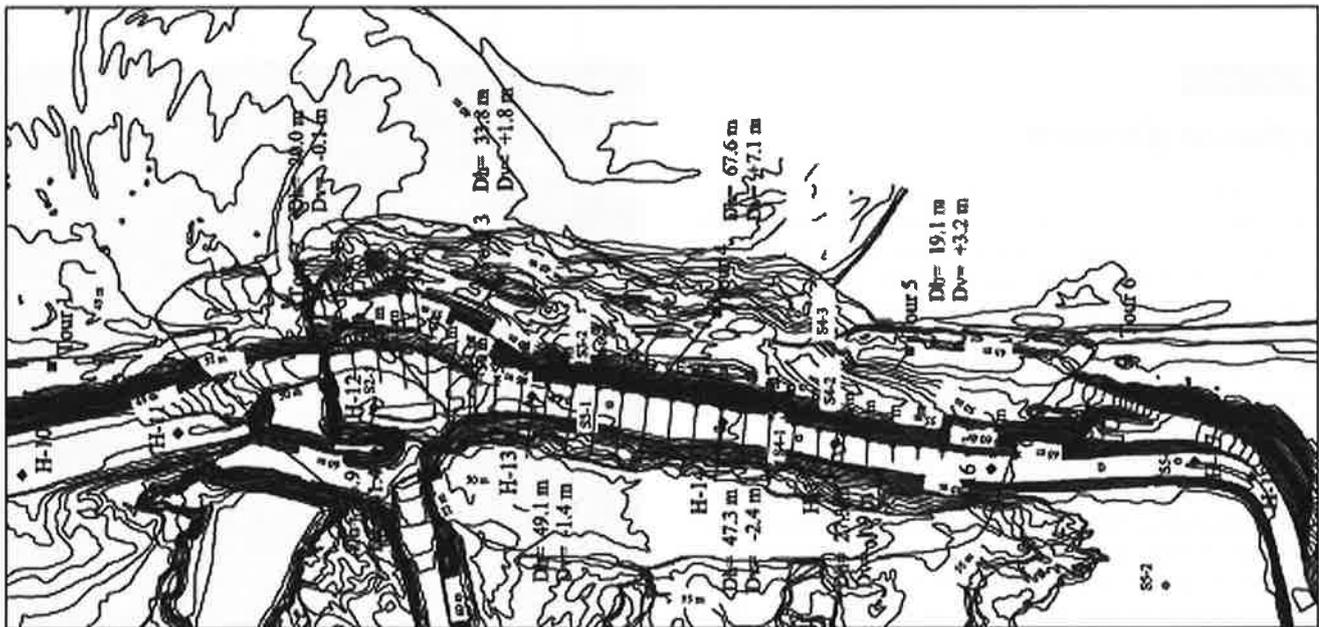


FIG. 8

Position de la digue avant et après la rupture. On a indiqué les déplacements des jalons topographiques et des tours électriques (Dh : déplacement horizontal, Dv : déplacement vertical, négatif lorsqu'il descend). On montre les déplacements horizontaux observés en d'autres points supplémentaires.

Les résidus ont été capables de maintenir les talus presque verticaux, ce qui explique que la falaise en tête du glissement soit située à quelque 100 m du couronnement de la digue. Sa hauteur totale à côté de la jetée qui séparait les deux bassins est approximativement de 19m. On observa des volcans de boue disséminés au fond de cette dépression, et qui démontrent la liquéfaction des

stériles lors du mouvement. La dépression, qui augmenta progressivement en amont du pied de la digue pendant le glissement, a conduit à la formation de fissures et ruptures sur les deux côtés (W et E). La première rupture affecta les résidus et une partie de l'argile, tandis que la seconde affecta le pied de la digue et une partie des niveaux inférieurs d'argile.

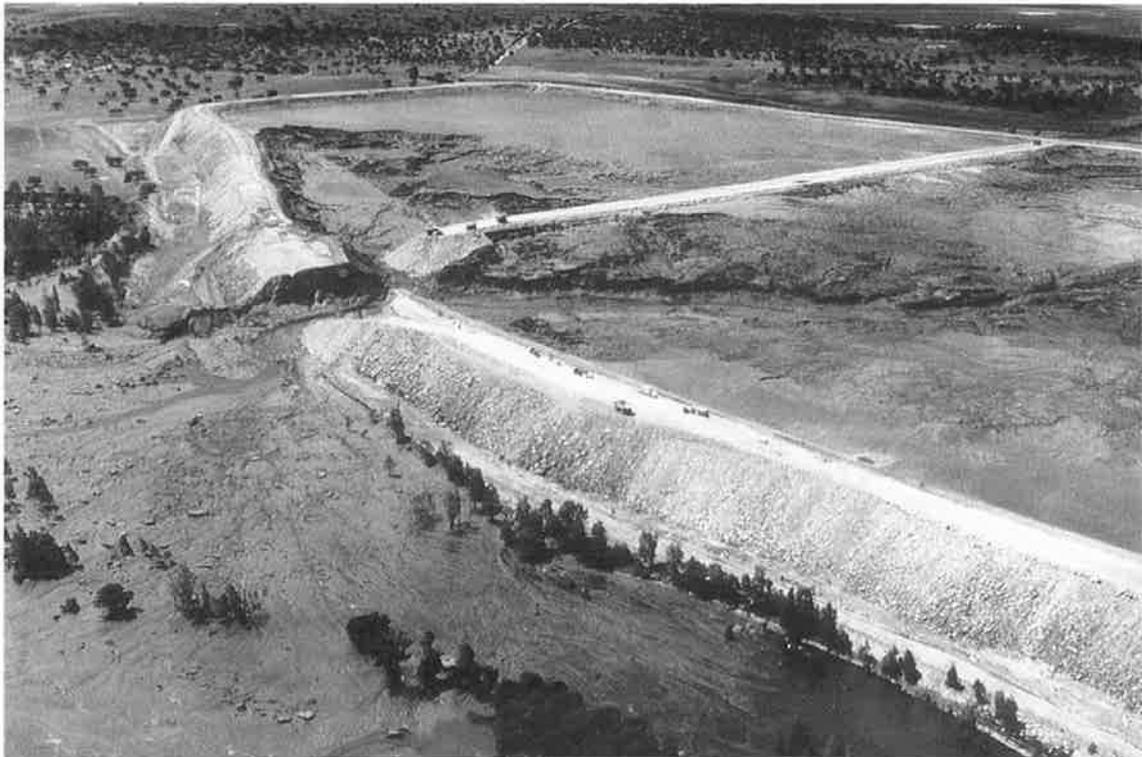


FIG. 10 Vue vers le SW de la zone glissée. On observe la cicatrice en tête du glissement, définie par un escarpement droit. Les escarpements en arc qu'on observe à l'intérieur du bassin de pyrites à l'ouest - à droite - de cette cicatrice correspondent à des glissements secondaires, formés après le glissement qui affecta la digue. Ces glissements ont contribué à la vidange du bassin. A gauche de la brèche, on observe clairement le cône de coulée avec des blocs de dimensions métriques.

3.4

Le pied du glissement

Le pied du mouvement fut rapidement détruit à cause de la construction des bermes et l'enlèvement des boues. Les photographies prises après la rupture et la topographie disponible aident néanmoins à reconstruire sa morphologie. Les échantillons prélevés ont permis d'examiner les aspects de la structure du pied du mouvement. Le mouvement a provoqué des renflements parallèles aux remblais. La surface du terrain apparaît pliée et crevassée (Fig. 11).

Le mouvement de l'ensemble n'était pas rectiligne et montrait une certaine rotation vers le Sud. Le niveau du terrain augmente néanmoins au pied des remblais, selon la morphologie bombée qu'on a mentionnée auparavant. On a mesuré une augmentation de 7 m au point de la zone centrale du glissement où les déplacements horizontaux étaient maximaux. Les observations faites sur les échantillons ont démontré que des chevauchements et plis se sont produits au front du glissement en provoquant l'émergence de couches d'argile sur la terrasse alluvionnaire actuelle du fleuve Agrio.



FIG. 11 Vue vers le nord de la digue glissée et du pied du glissement. Dans ce dernier, on a enregistré un renflement du terrain suivi par la formation de crevasses (qu'on observe au milieu de la photographie).

La surface de glissement

Dans le bassin de pyrites la surface d'argile en contact direct avec les résidus, n'a pas pu être érodée et fait donc partie de la surface de glissement. Cette information, les colonnes lithologiques des sondages perforés et l'analyse des structures de chevauchement au pied du glissement ont permis de situer la surface de glissement.

Les sondages ont quelquefois montré des plans de cisaillement formant des angles très petits avec un plan de sédimentation à surface striée. C'est le cas de l'échantillon qui apparaît sur la figure 12. On a interprété que ce plan de cisaillement faisait partie de l'intersection de la surface de rupture avec le sondage.

Dans les sondages, les plans de cisaillement peuvent être regroupés en bandes. Celles-ci peuvent être interprétées comme des zones de cisaillement intense subhorizontal, contenant des familles de plans locaux de cisaillement d'inclinaison très variable. Dans quelques cas, deux surfaces de cisaillement (supérieure et inférieure) limitent une bande de cisaillement montrant une grande inclinaison. Dans d'autres cas, une surface de cisaillement subhorizontal peut donner lieu à des plans de cisaillement divergents d'inclinaison modérée. Les plans de cisaillement peuvent apparaître isolés, avec des surfaces lisses ou striées. On a aussi détecté des plans de cisaillement subverticaux, probablement suivant des diaclases de l'argile, où les stries sont subhorizontales. Ces mouvements différentiels permettent d'accommoder la variation du déplacement observé le long du tracé de la digue.

Caractéristiques géotechniques des stériles

Les stériles sont des boues de pyrite, des gangues non métalliques et d'autres métaux. Suite à l'extraction, une suspension dans l'eau de ces particules est déplacée, par pompage, vers les bassins de stériles. Les boues contiennent aussi des oxydes, du sulfate calcique et des réactifs chimiques. Les particules solides dérivées du processus d'exploitation sont fines à cause du



FIG. 12 Plan de cisaillement horizontal strié et poli suivant un plan de stratification. Dans la partie supérieure de la carotte, on observe un laminage (LO) parallèle au plan de stratification. On pense que ce plan de cisaillement correspond à la surface de rupture.

broyage des minéraux. Prédominent les dimensions de limon (inférieur à $80 \mu\text{m}$) et de sable fin. Après son déversement par pompage, il reste un sol granulaire saturé, de haute porosité dont les caractéristiques géotechniques ont été étudiées sur échantillons de bloc et des échantillons prélevés dans des sondages à l'aide d'échantillonneurs à paroi mince. Non seulement la détermination des paramètres de base d'identification géotechnique était intéressante, mais aussi l'étude de la possibilité de liquéfaction statique (c'est-à-dire sous charge monotone) ainsi que la quantification de la perméabilité et du niveau de cimentation.

Identification géotechnique

Dans aucun cas, on a détecté une quelconque plasticité pour les stériles de pyrite qu'on a décrit, selon la classification de Casagrande, comme ML (limon de faible plasticité, dans ce cas nulle). Le matériau du bassin Sud peut être classifié comme un limon (pourcentage de 100 % des particules inférieures à $75 \mu\text{m}$). Les pyroclastes (du bassin Nord) sont plus hétérogènes, généralement de grain plus gros (sable fin), spécialement dans les 10 m inférieurs de résidus. On n'a de même détecté aucune plasticité pour ce matériau et les échantillons ont été classifiés comme SP (sable propre mal gradué) ou ML en général.

La densité du solide dans le bassin de pyrites est très constante et proche de $4,3 \text{ g/cm}^3$. La variation de la densité naturelle par rapport à la profondeur est indiquée sur la figure 13. La valeur dans le bassin de pyrites est de quelque $3,1 \text{ g/cm}^3$. Dans le bassin de pyroclastes les densités naturelles du stérile ne dépassent pas les $2,0-2,1 \text{ g/cm}^3$ dans les 10 m inférieurs. Au-dessus, les 10 m prennent des valeurs similaires à celles mesurées dans le bassin de pyrites. Dans les mètres supérieurs, on enregistre, néanmoins, une réduction systématique de la densité naturelle dans les deux bassins.

La variation de l'indice des vides est très grande, spécialement dans le bassin de pyroclastes ($e : 0,4-1,05$). Dans le bassin Sud, pourtant, les indices sont plus rapprochés ($e : 0,5-0,8$). La porosité atteinte par un matériau granulaire est très sensible aux conditions de déposition et granulométrie. Les variations dans la position des versements et la propre nature des solides



en suspension ont conduit à des porosités très différentes. La granulométrie et le fait que les stériles de pyrite (bassin Sud) soient restés saturés un mois après la rupture, indique que ces matériaux ont une perméabilité très faible. Si les charges (ou décharges) étaient rapides, les stériles réagiraient d'une façon non drainée.

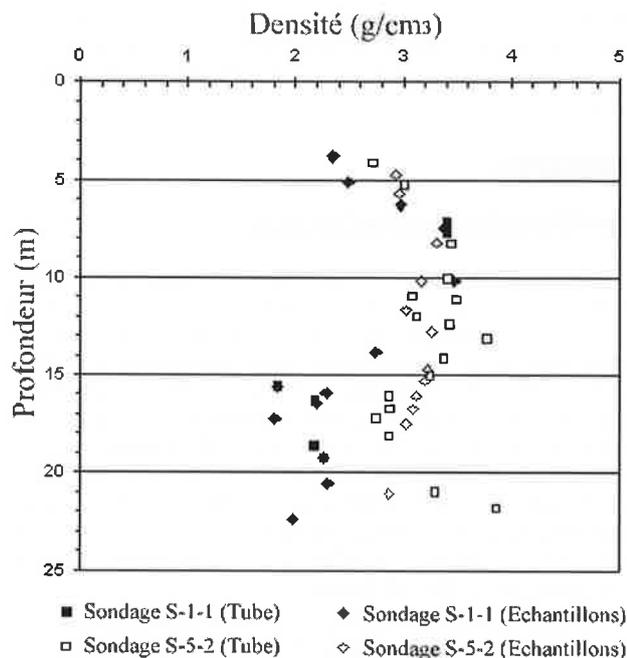


FIG. 13 Valeurs de densité naturelle mesurées sur les échantillons. Le sondage S-1 correspond au bassin Nord (pyroclastes) et S-5 au bassin Sud (stériles de pyrites).

4.2

Essais mécaniques

Les 28 échantillons testés à l'essai triaxial montraient un comportement qualitatif très similaire. Sur la figure 14, on résume ce comportement à l'aide du cheminement en contraintes effectives (p' , q : Cambridge) obtenu lors d'un essai non drainé sur un échantillon qui était prélevé à 20,90-22,00 m de profondeur (indice de vides, $e_i = 0,733$).

La pente initiale correspond à une trajectoire drainée, avec $K_0 = 0,5$, appliquée afin de restituer l'état initial de contraintes *in situ* dans l'échantillon. A la fin de cette phase drainée, on a augmenté le déviateur sans changer le volume. L'échantillon réagit dès le premier moment en augmentant positivement la pression interstitielle jusqu'à proximité de l'enveloppe de rupture. A cet endroit-là, le signe de génération des pressions d'eau s'inverse : le sol tend à se dilater et les incréments négatifs de pression d'eau s'accumulent. Dès lors, l'échantillon subit de grandes déformations. L'état final indique la formation d'un plan typique de rupture, même s'il n'est pas très marqué. Une fois la déformation verticale arrêtée, le sens de la génération de pressions d'eau s'inverse à nouveau. Des pressions positives se produisent, ce qui explique la diminution du déviateur, qui suit à peu près l'enveloppe de rupture. Dans cette dernière phase, la distorsion de l'échantillon est déjà très grande.

A partir de ces résultats, il est possible d'obtenir un angle de frottement ϕ' pour chaque échantillon testé. On observe que ϕ' est élevé et varie entre 37 degrés et plus de 42 degrés. On n'a pas trouvé de corrélation entre ϕ' et la taille moyenne du grain (D_{50}) ou l'indice de vides. Un aspect à souligner est, qu'en aucun cas, on a observé des conditions de liquéfaction statique.

Dans les essais de cisaillement direct drainés, si on considère les valeurs de pic, on obtient un angle de frottement de 41 degrés et une cohésion de 17 kPa. Dans les courbes contraintes de cisaillement-déplacement, on a observé qu'il existait des phénomènes modérés de pic avant d'atteindre les conditions « résiduelles » à la fin de l'essai. Les conditions résiduelles correspondent à $c' = 0$; $\phi' = 41$ degrés. On détecte ainsi une faible, mais significative, cimentation des stériles. Finalement, on vérifie que les angles de frottement mesurés dans les essais de cisaillement coïncident avec les valeurs élevées mesurées dans les essais triaxiaux.

On a fait aussi des essais de compression simple en assurant dans tous les cas la saturation des échantillons. On a mesuré des résistances en compression simple notables (100-200 kPa dans les mètres au centre de l'épaisseur de stériles) qui indiquent à nouveau une certaine cimentation. Dans tous les échantillons testés (sauf pour un) on a observé des plans de rupture caractéristiques qui formaient un angle de 60-70 degrés par rapport au plan horizontal. Les courbes contrainte-déplacement montrent fréquemment un pic marqué de résistance.

Dans les essais œdométriques, on a constaté que le coefficient de consolidation, c_v , et la perméabilité, K , augmentent de façon modérée avec la contrainte. Il est possible que cette augmentation soit associée à une destruction de la cimentation des échantillons. En tout cas, il est intéressant de constater que les perméabilités moyennes varient de 10^{-6} à 10^{-7} cm/s, des valeurs qui sont légèrement inférieures à celles dérivées de la granulométrie. On confirme ainsi la perméabilité relativement faible de ces résidus. On a mesuré des modules confinés significatifs et on a observé une importante rigidité des échantillons les plus profonds, qui sont aussi les plus vieux. Cette tendance peut être encore associée à la cimentation.

La déformation à long terme (mesurée à partir du coefficient c_α) semble dépendre aussi de la profondeur et donc de l'âge des échantillons. La chute de c_α qu'on peut observer à partir d'une certaine contrainte de confinement (une tendance qu'on observe aussi dans la perméabilité), peut être une conséquence des liens de cimentation.

5

Caractéristiques géotechniques de l'argile bleue de fondation (« marnes bleues du Guadalquivir »)

5.1

Identification basique

On présente sur la figure 15 les valeurs de teneur en eau et densité naturelle en fonction de la profondeur. La teneur en eau est raisonnablement constante (30-35 %) sauf dans quelques échantillons qui ont des valeurs anormalement élevées. Ces échantillons avaient très peu de

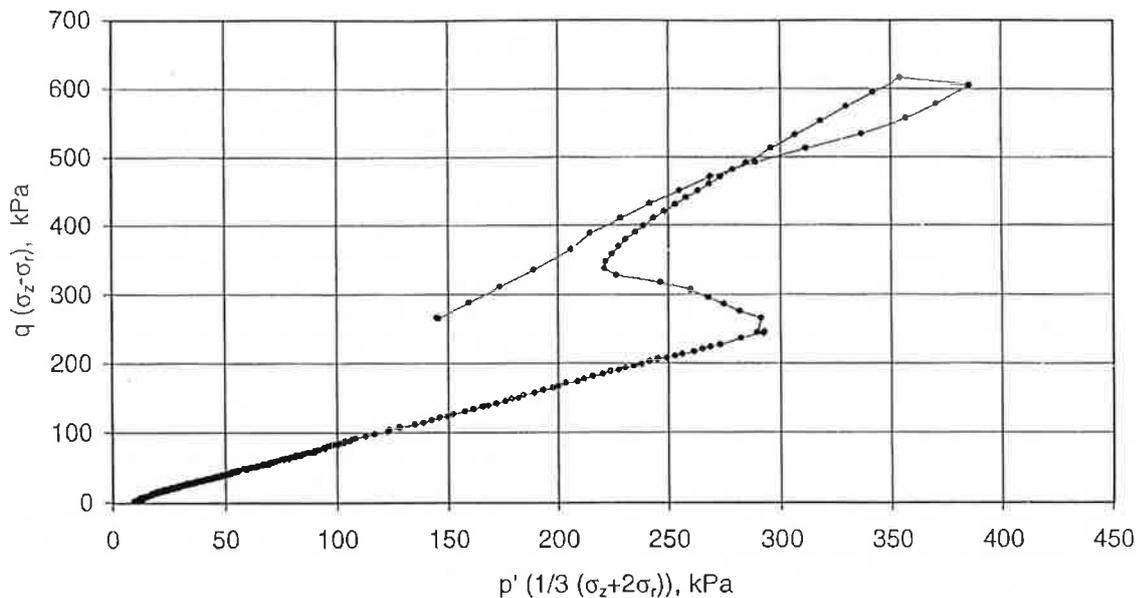


FIG. 14 Essai triaxial des stériles de pyrite. Trajectoires de contraintes (profondeur : 21,04-21,19 m).

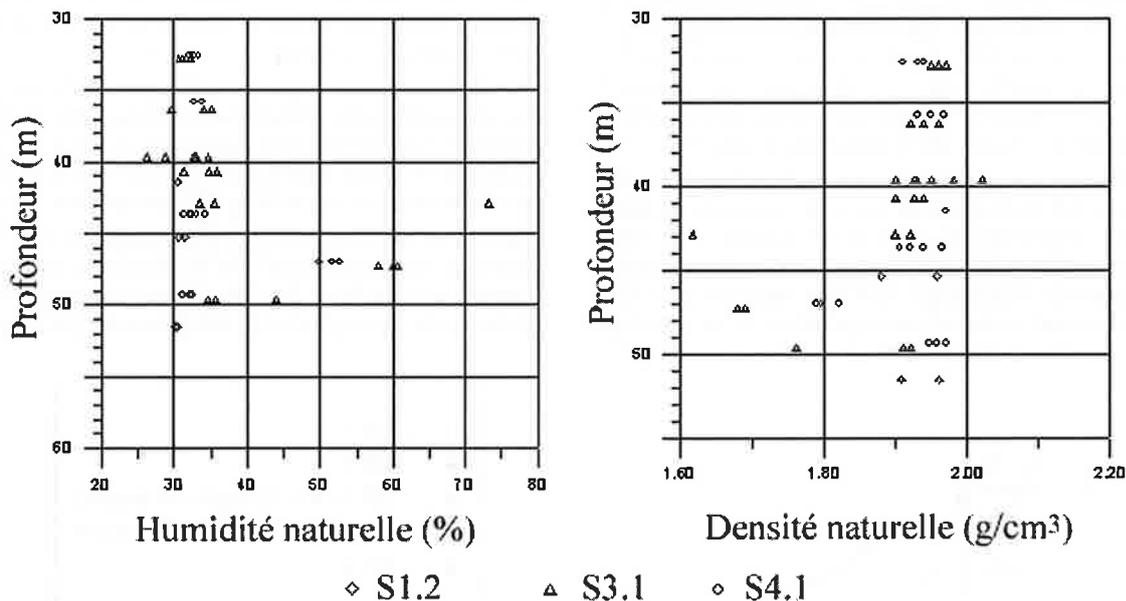


FIG. 15 Teneur en eau et densité naturelle selon la profondeur des échantillons. La profondeur 30 m correspond au toit des argiles.

consistance (boue) et avaient été probablement altérés pendant la perforation. La densité naturelle, si l'on élimine ces échantillons altérés, est aussi raisonnablement uniforme par rapport à la profondeur (1,9-1,98 g/cm³).

Ces résultats montrent qu'il n'y a pas d'hétérogénéité significative lorsqu'on compare les sondages représentés sur la figure 15 : tous les résultats semblent correspondre à une seule formation du point de vue géotechnique. Logiquement l'indice des vides est aussi sujet à une dispersion analogue des valeurs de teneurs en eau (et de densité naturelle) et varie, sauf dans les échantillons « boueux », entre 0,8 et 1.

Les courbes granulométriques montrent un pourcentage très élevé (> 98 %) de matériau fin (limon et argiles). La proportion de particules d'argile (< 0,002 mm) est également élevée (47-58 % et 53 % de moyenne). La plasticité de ces argiles est élevée et on les classe comme MH (limons de haute plasticité) ou CH (argiles

de haute plasticité). Le poids spécifique des particules était très homogène ($\gamma_s = 2,71-2,72$ g/cm³).

5.2

Essais de cisaillement direct sur des carottes

Ces essais sont particulièrement intéressants pour rechercher les conditions du glissement. En effet, l'appareil de cisaillement direct reproduit approximativement les conditions contrainte-déformation existantes le long de la surface basale de glissement dans l'argile. On a réalisé les essais dans les différents équipements de cisaillement disponibles en laboratoire. On a testé des échantillons de 50-60 mm de diamètre et 26 mm en hauteur. Les équipements furent étalonnés pour éliminer toutes les déformations qui ne proviendraient pas des échantillons d'argile.

On a réalisé trois essais, à des contraintes normales effectives différentes, sur trois échantillons taillés à partir de la même carotte. Les contraintes verticales effectives varient entre 100 et 800 kPa. Avant l'application de la charge, le sol a été saturé par inondation. La première phase de l'essai est une consolidation sous charge verticale imposée. Lorsque les déformations de consolidation indiquaient que le processus était en phase secondaire, on a cisailé le sol en conditions drainées. Une étape typique de chargement jusqu'à rupture durait un jour. La vitesse de cisaillement était approximativement de 0,005 mm/min, afin d'atteindre des conditions drainées. L'essai se terminait donc à 6-8 mm de déplacement relatif.

Les résultats permettent de faire les remarques suivantes.

- Les échantillons testés ont un comportement quasi fragile caractéristique : elles atteignent un pic de résistance au cisaillement à un glissement relatif de 0,5-1,5 mm (dans le rang de contraintes effectives normales de 100-400 kPa). Après le pic, une chute brusque de la résistance suivie d'une diminution plus progressive et constante a lieu jusqu'à ce qu'on atteigne la limite du déplacement relatif de l'appareil. Ce comportement est décrit par les paramètres caractéristiques suivants : les valeurs de τ_p (contrainte de pic) et τ_r (contrainte à la fin de l'essai); le coefficient $I_f = (\tau_p - \tau_r) / \tau_p$ qui indique l'intensité de la chute de résistance (indice de fragilité); et le déplacement relatif pour atteindre le pic, d_p .
- Pour estimer l'anisotropie de comportement de l'argile, on a fait des essais de façon à ce que la surface de rupture soit alignée avec la direction verticale ($\alpha = 90$ degrés) ou à 45 degrés de l'horizontale ($\alpha = 45$ degrés). Ces essais ont été réalisés sur des échantillons situés à des niveaux proches de la position

de la surface principale de rupture. Ces échantillons offrent donc des données de déformation et résistance au cisaillement suivant trois directions : horizontale ($\alpha = 0$ degré), commune avec le reste des essais ; verticale ($\alpha = 90$ degrés) et inclinée ($\alpha = 45$ degrés).

• L'indice de fragilité I_f a les valeurs limites théoriques suivantes : $I_f = 0$ (comportement ductile) et $I_f = 1$ (perte totale de résistance après le pic). I_f est contrôlé par la contrainte moyenne, comme on l'indique sur la figure 16. Sa valeur diminue en fonction de σ'_n . Dans le domaine des contraintes effectives normales qui existaient au niveau de la surface du glissement dans l'argile, I_f varie entre 0,4 et 0,65. On n'a pas trouvé de variations très significatives de la fragilité dans les plans verticaux ($\alpha = 90$ degrés) et inclinés ($\alpha = 45$ degrés) lorsqu'on les compare avec les plans horizontaux. Pour ces orientations non horizontales, I_f est situé au-dessus de la tendance moyenne dessinée sur la figure, mais le nombre d'essais n'est pas suffisamment élevé pour conduire à un incrément significatif de I_f .

La figure 18 reproduit une courbe typique déplacement relatif vs contrainte de cisaillement, mesurée dans un échantillon situé à 9 m en dessous du toit de l'argile. Sur cette courbe, on observe les caractéristiques décrites précédemment et associées au comportement quasi fragile des argiles.

• Le déplacement au pic ne varie pas vraiment par rapport à la contrainte moyenne normale effective. Dans le domaine des contraintes normales existantes *in situ* au niveau de la surface de rupture, le pic est atteint lorsque les déplacements relatifs ne dépassent pas 1 mm.

• La forme de la courbe post-pic suggère que la chute brusque de résistance est associée à une perte de cimentation de l'argile. Cette chute brusque est suivie d'une chute plus graduelle lorsque le déplacement rela-

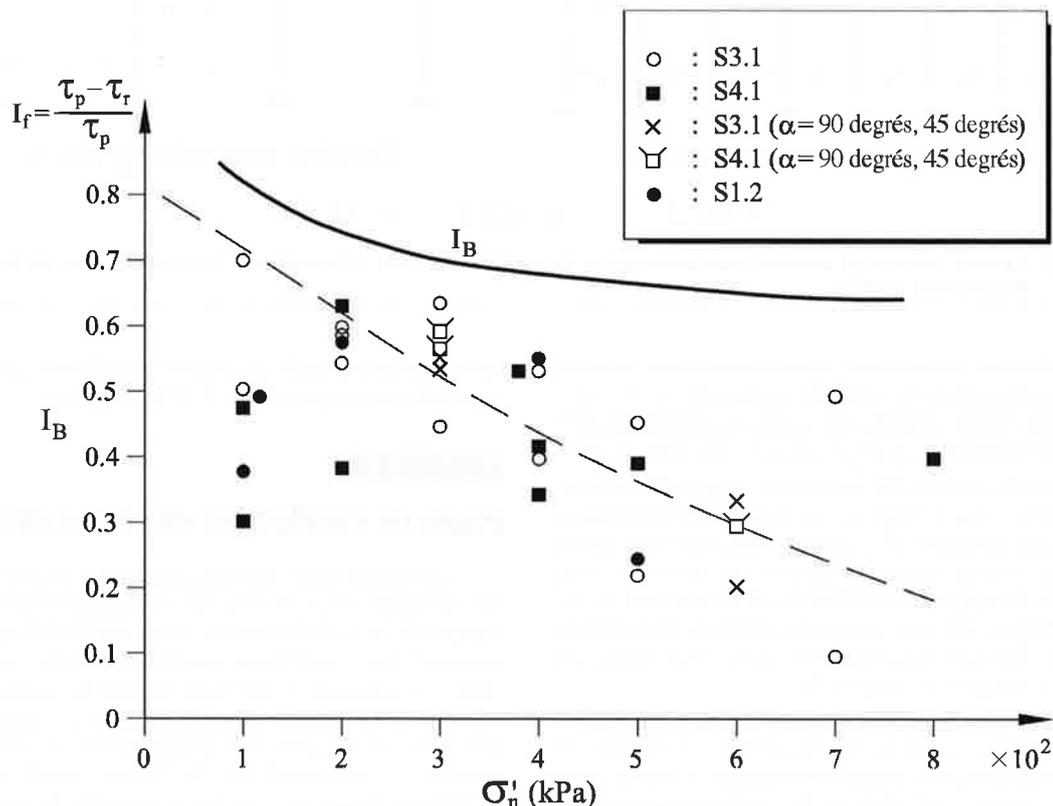


FIG. 16 Indice de fragilité des échantillons à partir des essais de cisaillement direct.

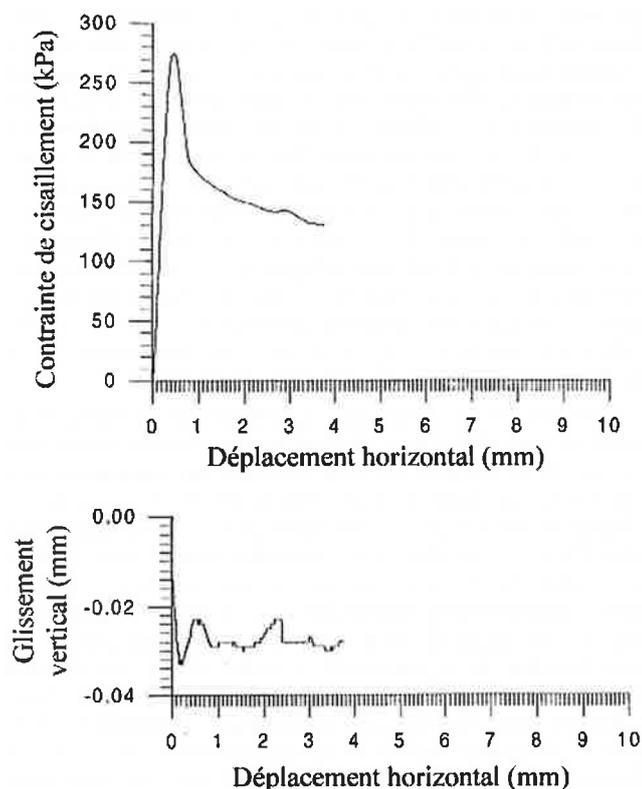


FIG. 17 Essai de cisaillement direct. Sondage S3-1/Échantillon 3 (profondeur: 39,20-40,10 m). Contrainte normale, 400 kPa ; contrainte tangentielle maximale, 274,94 kPa et contrainte tangentielle résiduelle, 130,32 kPa.

tif augmente. Cette deuxième réduction de la résistance peut être associée à des changements dans la microstructure de l'argile et au réarrangement progressif des particules d'argile le long des plans de cisaillement. Ce processus a nécessité de grands déplacements relatifs (décimètres, et peut-être mètres) pour atteindre des résistances minimum, vraiment résiduelles. A partir

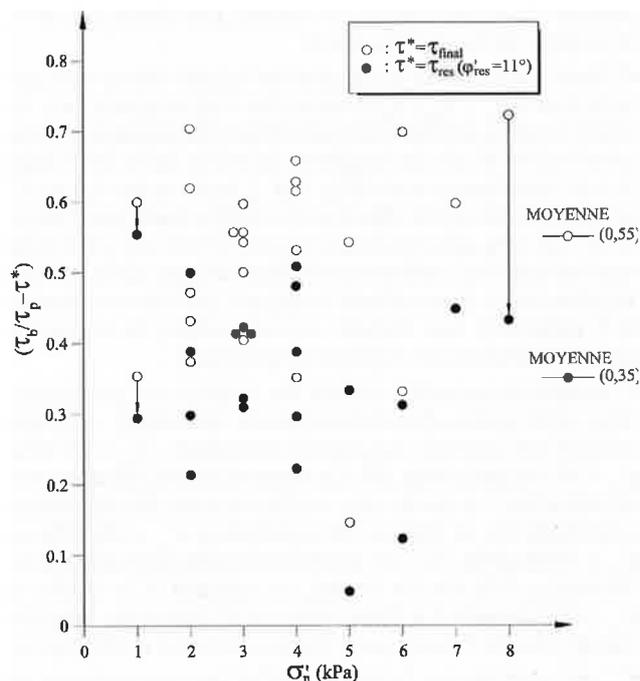


FIG. 18 Valeurs normalisées de la chute brusque de résistance après pic (τ^*) associée à la perte de cimentation, par rapport à la contrainte de confinement effective verticale.

des courbes de contrainte-déplacement relatif, on a estimé la chute de la résistance associée à la perte de cimentation (τ_b). Cette composante de la résistance est comparée avec la perte de résistance observée dans les essais de cisaillement direct ($\tau_p - \tau_{final}$) et avec la perte maximale de résistance lorsqu'on atteint les conditions résiduelles ($\tau_p - \tau_{res}$) (Fig. 18). En moyenne, la rupture des liens de cimentation suppose 55 % de la chute de résistance observée dans les essais de cisaillement et 35 % de la chute maximale possible de résistance. Dans le domaine de contraintes testées (100-800 kPa) la com-

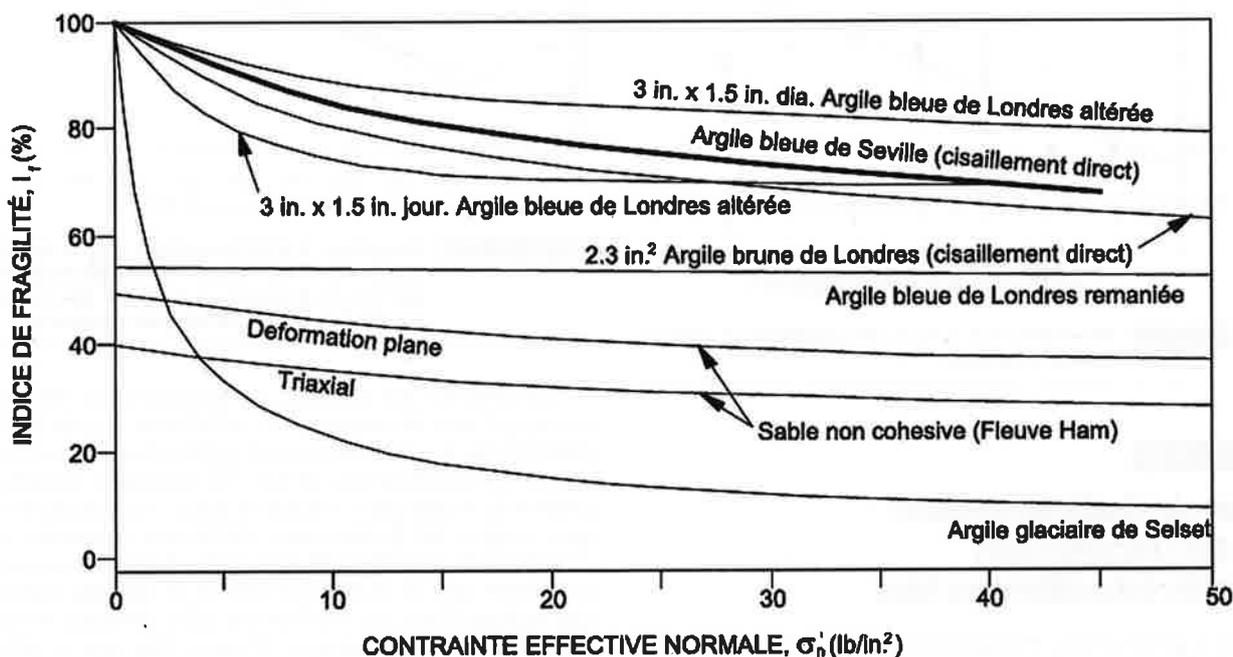


FIG. 19 Variation de l'indice de fragilité I_f par rapport à la contrainte normale effective pour différents sols.

posante de cimentation ne semble pas diminuer avec la contrainte de confinement.

- L'indice qui définit la fragilité de l'argile bleue du Guadalquivir $((\tau_p - \tau_{res})/\tau_p)$ prend des valeurs proches de celles d'autres argiles surconsolidées de plasticité élevée comme c'est le cas de l'argile de Londres, qui a fait l'objet de très nombreux tests (Fig. 19). I_f varie entre 0,9 et 0,7 lorsque la contrainte effective de confinement varie entre 50 et 350 kPa approximativement (c' est un intervalle représentatif du confinement effectif le long de la surface de glissement ayant affecté la digue). Les valeurs élevées de I_f indiquent que l'argile est susceptible de connaître des phénomènes de rupture progressive.

- Lorsqu'on recueille toutes les valeurs de pic mesurées, sauf celles des échantillons remaniés, on peut calculer les valeurs moyennes suivantes : $c'_p = 65$ kPa, $\phi'_p = 24,1$ degrés (Fig. 20). La dispersion est, néanmoins, significative. La droite qui unit les valeurs de résistance minimale de la figure 20 conduit à $c'_p = 30$ kPa et $\phi'_p = 18$ degrés. Si l'on examine toutes les valeurs de résistance à la fin de l'essai, on obtient $c'_r = 0$ kPa et $\phi'_r = 21,2$ degrés. La dispersion expérimentale suggère que ϕ'_r (fin de l'essai) peut varier entre 15 et 23 degrés.

- L'anisotropie est faible. En effet, les paramètres de déformation pour $\alpha = 45$ degrés et $\alpha = 90$ degrés, indiqués auparavant peuvent difficilement se distinguer de ceux obtenus lorsqu'on teste les plans horizontaux. Néanmoins, les enveloppes de résistance montrent des valeurs un peu supérieures (valeurs de pic). Ceci peut être constaté sur la figure 21, qui regroupe tous les essais effectués sur l'échantillon M3 du sondage S3-1. L'augmentation de résistance par rapport aux plans horizontaux est petite mais significative.

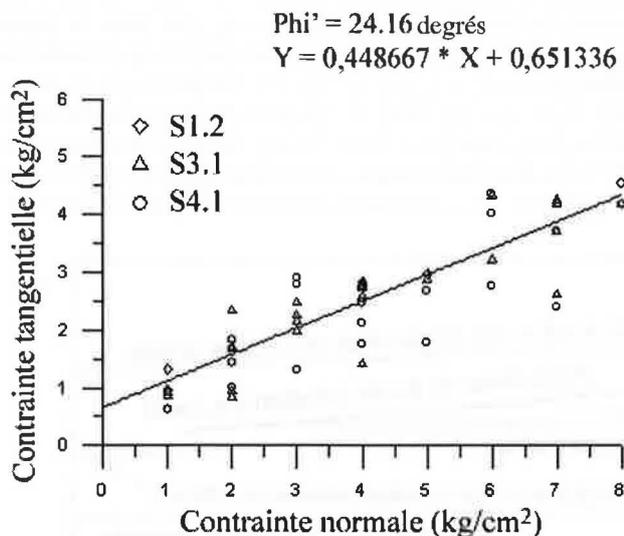


FIG. 20 Résultats des essais de cisaillement direct (valeurs de pic).

5.3

Essais de cisaillement direct sur des discontinuités dans les échantillons en bloc

On a prélevé des échantillons en bloc dans quelques grands fragments d'argile transportés par la coulée de boues. Ces fragments montrent clairement, après une

période de séchage au grand air, des diaclases et joints bien définis, à surface lisse. Les fragments, qui ont un volume de plusieurs mètres cubes, ne semblent pourtant pas brisés ou distordus (Fig. 5). Dans deux de ces grands fragments, on a prélevé un total de trois échantillons de forme cubique. Sur ces échantillons, on a essayé de tester au cisaillement direct quelques surfaces de discontinuité de l'argile, même s'il n'est pas possible d'identifier clairement leur nature. Pour cela, on a réalisé en laboratoire des essais en taillant des échantillons cylindriques traversés par une discontinuité. Cette discontinuité, essentiellement plane, est disposée de telle sorte que son orientation soit parallèle au plan moyen de cisaillement de la boîte de cisaillement direct.

La procédure d'essai fut, à partir de ce moment, similaire au reste des essais de cisaillement direct. Après une phase de saturation et consolidation, on a appliqué des cycles de déplacement et consolidation. Des cycles de charge et décharge ont été appliqués à ces échantillons afin d'accumuler des déplacements relatifs dans le plan de cisaillement. Les courbes de contrainte de cisaillement-déplacement montraient un comportement ductile. Sur la figure 22, on a réuni sur une même courbe les contraintes de la première rupture et les contraintes finales ou résiduelles pour les deux échantillons. Avec elles, on peut obtenir une enveloppe résiduelle ($c' = 0$, $\phi' = 11$ degrés), même si les résistances obtenues à basses contraintes ($\sigma'_n \approx 100$ kPa) sont un peu plus grandes que ne l'indiquent les valeurs choisies de c' et ϕ' . On a aussi réalisé un essai de cisaillement sur un échantillon de grand volume (230 cm² en surface). Dans ce cas, on a mis en contact des plans naturels de discontinuité. L'essai a eu lieu sous $\sigma'_n = 435$ kPa et on a mesuré une contrainte de cisaillement $\tau = 110$ kPa. On calcule donc un angle de frottement de 14 degrés.

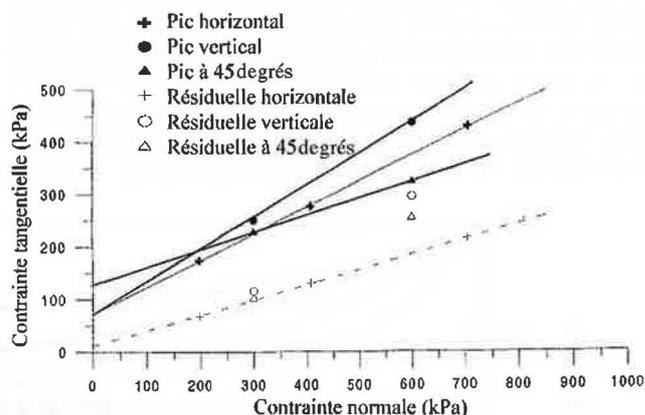


FIG. 21 Sondage 3-1/Échantillon 3 (profondeur : 39,20-40,10 m). Essais de cisaillement direct sur trois plans ($\alpha = 0$ degré (horizontal), $\alpha = 45$ degrés, $\alpha = 90$ degrés (vertical)).

En résumé, les surfaces de discontinuité de l'argile montrent une résistance très inférieure à celle qu'on a mesuré sur les échantillons d'argile intacte à partir des essais de cisaillement direct. On compare ensuite les angles de frottement mesurés dans ces discontinuités aux angles de frottement résiduels mesurés dans l'appareil de cisaillement annulaire. Il est intéressant de constater que la teneur en eau et la densité naturelle des échantillons est similaire à celle obtenue dans les échantillons des sondages. C'est-à-dire que la période d'exposition à l'atmosphère n'a pas modifié la teneur en eau des échantillons en bloc prélevés.

Essais de cisaillement annulaire

On a employé du sol remanié provenant des échantillons récupérés dans les sondages et les blocs. On a imposé des charges verticales de 200 kPa ou de 700 kPa. La vitesse de rotation (0,024 degré/min) impliquait des conditions drainées pour les échantillons de 5 mm d'épaisseur. La teneur en eau antérieure à l'essai (sur échantillons saturés) était généralement entre 31 et 34 %, valeurs qui sont très proches de la teneur en eau naturelle.

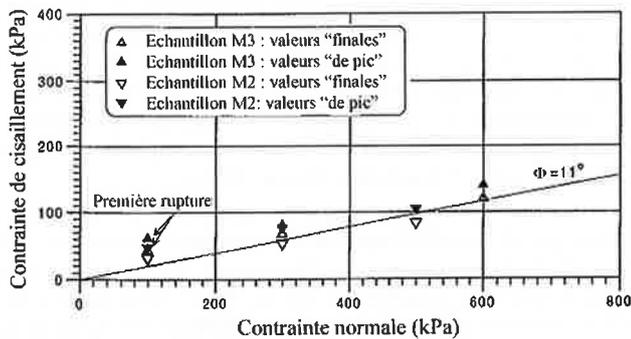


FIG. 22 Résumé des résultats d'essais de cisaillement direct effectués sur deux échantillons extraits des échantillons bloc, taillés en essayant de faire coïncider la rupture avec les plans de discontinuité naturelle.

Les contraintes de cisaillement à la rupture sont représentées sur la figure 23. On peut établir une droite moyenne caractérisée par un angle résiduel $\phi'_{res} = 13$ degrés. Sur de nombreux échantillons, on a mesuré aussi des angles compris entre 11-12 degrés. On n'a pas trouvé de variations significatives de l'angle de frottement résiduel avec la profondeur dans les 20 m supérieurs de la formation d'argiles bleues, ce qui est une nouvelle constatation de l'homogénéité minéralogique de l'argile.

On a effectué aussi des essais avec des échantillons d'argile plus altérée (de couleur ocre) et intacts (de couleur grise) préparées à partir des échantillons de bloc. La droite moyenne de résistance obtenue, conduit à $\phi'_{res} = 10$ degrés. Les différences entre les deux échantillons ne sont pas très significatives. Si la résistance résiduelle est calculée avec $\phi'_{res} = 11$ degrés et en utilisant les valeurs des paramètres moyens de pic mentionnés auparavant ($c'_p = 65$ kPa ; $\phi'_p = 24,1$ degrés), l'indice de fragilité devient supérieur aux valeurs de I_f basées sur la résistance finale des essais de cisaillement. On obtient ainsi la courbe I_B de la figure 16. Pour le niveau de contraintes normales effectives existant le long de la surface de rupture ($\sigma'_n = 100-350$ kPa), on calcule des valeurs de $I_B = 0,7-0,8$.

En somme, l'enveloppe de résistance de l'argile, mesurée sur des plans horizontaux dans les échantillons extraits de sondages peut se caractériser par des paramètres de pic $c'_p = 65$ kPa et $\phi'_p = 24,1$ degrés même si on accepte une certaine dispersion. Les valeurs minimales de pic sont caractérisées par $c'_p = 30$ kPa et $\phi'_p = 18$ degrés.

La perte de cimentation immédiatement après le pic, réduit la cohésion effective à des valeurs très petites. A partir de ce moment, la résistance au cisaillement du matériau peut être décrite moyennant seulement un angle de frottement (cohésion nulle). Après la perte de la cimentation, l'angle de frottement apparent reste approximativement proche des valeurs de pic. Un déplacement relatif additionnel le long de la surface de cisaillement de quelque 6 mm (valeur maximale atteinte dans les essais de cisaillement direct) fait que l'angle de frottement effectif est compris entre 18 et 20 degrés approximativement. L'angle de frottement résiduel, mesuré non seulement dans l'appareil de cisaillement annulaire, mais aussi dans l'essai de cisaillement direct sur des discontinuités, est de 11-12 degrés. La figure 24 représente cette évolution de l'enveloppe de rupture par rapport à la déformation relative le long de la surface de cisaillement.

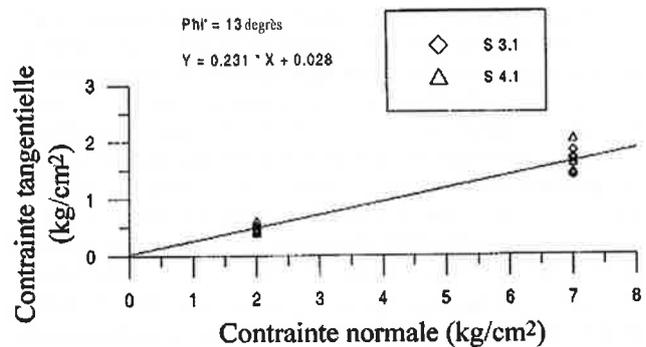


FIG. 23 Résultats des essais de cisaillement annulaire représentés dans le plan contrainte normale-contrainte tangentielle.

5.5

Essais de compression simple

On a obtenu des résistances à la compression simple, q_{ur} qui varient entre 200 et 450 kPa et qui augmentent de façon perceptible avec la profondeur. Dans ces essais, on a, à nouveau, observé le caractère fragile de l'argile. Un plan de rupture bien défini se formait généralement et la résistance chutait à des valeurs très basses après un pic très marqué. En chargement, on a mesuré des modules élastiques très variables (9,2-34,3 MPa). Il s'agit de modules moyens pour des incréments de déformation relativement élevés (1-2 %).

5.6

Essais triaxiaux

Les essais furent réalisés à l'aide d'un équipement moderne du type *stress path*, qui permet une haute résolution dans la mesure des contraintes, des pressions d'eau et des déformations. Typiquement, on atteint un pic marqué dans la courbe contrainte de cisaillement-déformation de cisaillement pour des valeurs de $\phi' = 31-39$ degrés. Après le pic, l'échantillon devient plus dilatant et, pour les conditions finales de l'essai (déformations verticales d'environ 25 %), l'angle de frottement chute à 15-21 degrés. On peut observer de nouveau le comportement fragile de ce matériau, cette fois en conditions non drainées.

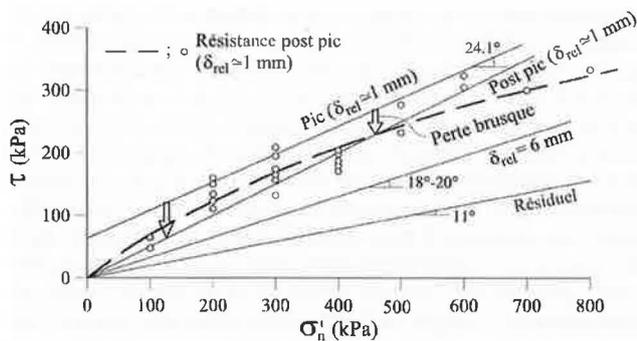


FIG. 24 Synthèse des propriétés de résistance au cisaillement de l'argile, à partir des essais de cisaillement direct.

Le coefficient A (Skempton) de génération de pression interstitielle montre la transition entre un comportement légèrement contractant dans la phase initiale de charge déviatorique à un comportement dilatant lorsqu'il s'approche la rupture de pic. La valeur $A = 0,33$ correspond aux conditions élastiques et elle est probablement une situation moyenne acceptable pour les conditions *in situ*. Cela implique que les incréments de pression interstitielle sont approximativement égaux aux incréments de contrainte moyenne totale.

Les modules non drainés mesurés (70-115 MPa) sont supérieurs à ceux obtenus dans les essais de compression simple et sûrement plus réalistes, puisque dans ce cas on a reproduit des conditions de confinement plus proches de celles existant *in situ* et on a mesuré plus précisément les déformations (les modules cités correspondent à des déformations inférieures à 0,2 %).

5.7

Essais œdométriques

Avec ces essais, on a cherché à obtenir le coefficient de consolidation, c_v , pour des états de contraintes similaires aux valeurs *in situ*. La succession de charges appliquées n'est pas celle des essais conventionnels et indique l'objectif poursuivi. C'est pour cela qu'on a étudié en détail les courbes de déformation en fonction du temps pour des contraintes proches des contraintes verticales *in situ*. La détermination du module de déformation œdométrique dans ces mêmes essais permet aussi d'obtenir le coefficient de perméabilité.

La détermination des paramètres s'est faite moyennant une procédure d'ajustement automatique entre le modèle et les résultats expérimentaux. Le critère d'ajustement était la minimisation de l'erreur quadratique moyenne. Le modèle considère une déformation finie initiale lorsqu'on applique une nouvelle charge, la théorie classique de la consolidation et une phase de consolidation secondaire qui commence quand on atteint 90 % de consolidation primaire. Les valeurs des paramètres du modèle (δ_v, c_v, E_m, c_s) sont déterminées moyennant la méthode d'analyse à rebours citée. Les prévisions du modèle et les résultats de tous les essais furent en général très proches.

La dispersion trouvée dans le coefficient de consolidation, c_v , est relativement faible. La majorité des résultats se situe dans l'intervalle $c_v : 0,5 \text{ à } 1,5 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{s}$. La

moyenne est $c_v = 1 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{s}$. La perméabilité (qu'on déduit par le calcul à partir de c_v et E_m) varie entre 2 et $7 \times 10^{-9} \text{ cm/s}$. Lorsqu'on admet pour l'argile une rigidité plus grande que celle mesurée dans l'oedomètre, la perméabilité réelle de l'argile peut être même inférieure (dans la même proportion que l'incrément du module). On n'observe pas de changements significatifs dans c_v et K dans les vingt premiers mètres d'argile.

5.8

Déterminations minéralogiques et chimiques et observations au microscope électronique

L'argile bleue du Guadalquivir a comme minéraux essentiels non argileux la calcite et le quartz, qui, ensemble, peuvent représenter 30 % des minéraux présents. Le reste correspond à des minéraux d'argile. Parmi les minéraux de l'argile, prédomine la smectite calcique, avec des proportions significatives de smectite potassique. La composition minéralogique est complétée, en proportions variables mais généralement faibles, d'illite et kaolinite (Tsige, 1998).

On était aussi intéressé à connaître la composition chimique et minéralogique des surfaces naturelles de discontinuité. C'est pour cette raison qu'on a pris des échantillons de poudre sur les surfaces de discontinuités naturelles présentes dans les échantillons en bloc décrits auparavant. On n'a observé aucun changement dans la minéralogie. Dans les analyses chimiques réalisées, on a découvert une similitude presque complète. Seul le contenu en fer variait, ce qui expliquait les changements en couleur (ocre jaunâtre, gris verdâtre). On estime que ces différences ont une origine naturelle, liée aux processus d'altération et de circulation d'eau le long des diaclases proches du toit des argiles. En effet, le petit écoulement d'eau qui s'est mis en place dans la masse d'argiles était associé à un processus de consolidation à cause de la charge des résidus et de la digue, et était majoritairement dirigé vers les alluvions supérieures.

On a réalisé aussi de nombreuses observations au microscope électronique à balayage, afin de comprendre la microstructure des argiles bleues. Il était aussi intéressant d'étudier la structure des plans de cisaillement. C'est pour cette raison qu'on a examiné des échantillons extraits des sondages. Dans quelques-uns, on a provoqué une rupture par traction afin d'observer la matrice de l'argile. Dans les autres, les observations ont eu lieu le long des plans de cisaillement, lorsqu'on a effectué les essais de cisaillement direct. L'unité structurale de base de ces argiles est l'agrégat de particules d'argile, qui a une forme ellipsoïdale de quelque 7-10 μm de largeur et un diamètre proche de 5 μm (voir Fig. 25). Les pores non accessibles à l'écoulement libre d'eau ont des diamètres moyens qui ne dépassent pas 1 ou 2 μm . Ces petits diamètres expliquent la faible perméabilité des argiles bleues.

Lorsqu'on soumet à un cisaillement les agrégats, ceux-ci se déforment et les particules s'orientent parallèlement à la surface de déformation intense de cisaillement. La porosité de cette surface diminue aussi. De cette façon, la résistance au cisaillement disponible est proche du frottement intrinsèque minéral-minéral (approximativement, 5 degrés dans les montmorillonite, 10 degrés dans les illites et 15 degrés dans les kaolinites). Ces valeurs expliquent les angles faibles de frot-

tement résiduel mesurés. L'altération qu'on observe dans les échantillons de tons brun ou ocre renforce la structure en agrégats de particules et tend à augmenter la porosité accessible. Le matériau altéré est moins plastique et plus ductile (Tsige, 1998).

On trouve beaucoup de microfossiles dans l'argile bleue. Ils sont parfois disséminés dans la masse argileuse ou peuvent s'agglomérer en bandes plus épaisses. La plupart de la teneur en calcite de l'argile, mentionnée auparavant, correspond à cette microfaune fossile. La cimentation de ces argiles miocènes est donc modérée, inférieure à celle qu'on pouvait espérer dans une argile marneuse surconsolidée qui aurait une teneur en calcite similaire.

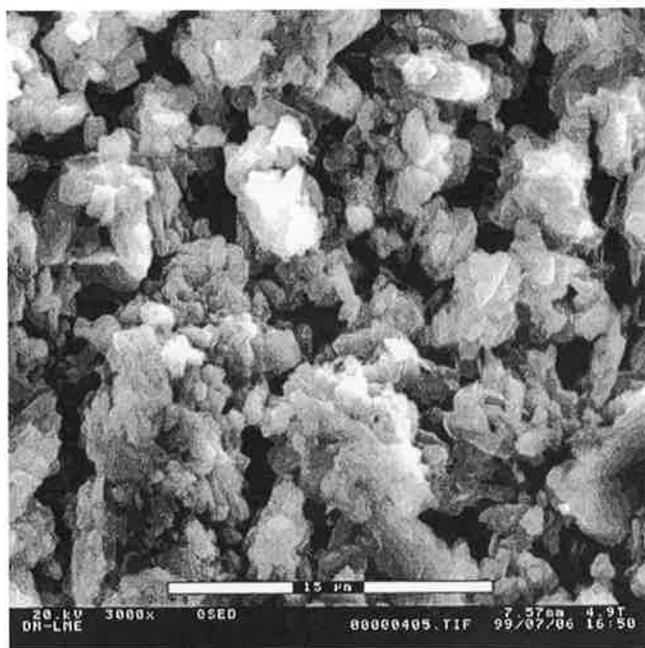


FIG. 25 Surface de discontinuité naturelle dans l'échantillon extrait du sondage. Grossissements 3000.

6

Pressions d'eau et contraintes dans la fondation

Si on arrive à reproduire les mesures de pression interstitielle dans une section transversale à la digue, non affectée par le mouvement (bassin Nord), moyennant un certain modèle de calcul, il sera possible d'appliquer ce même modèle aux conditions de la zone glissée au moment correspondant au commencement de la rupture. De cette façon on pourra déduire les pressions qui régnaient aux alentours de la surface de rupture quelques instants avant la rupture. Ces pressions serviront alors à effectuer l'analyse de stabilité qui sera discutée plus loin. Cela a été, essentiellement, la méthodologie employée pour déduire les pressions interstitielles.

6.1

Modèle de calcul des pressions interstitielles

On a développé un modèle de calcul, relativement simple, mais basé sur des solutions analytiques, ce qui confère une bonne fiabilité aux calculs effectués. Le modèle, qui demande le développement d'un programme de calcul spécifique, a les caractéristiques suivantes :

- les contraintes sur le terrain de fondation se calculent selon les solutions analytiques disponibles pour la charge en remblai (déformation plane) (Poulos et Davies, 1974). A partir de la superposition des solutions élémentaires incrémentales, il est possible de reproduire l'histoire de la charge équivalente à la construction par phases de la digue et à l'élévation du niveau des résidus. Ce calcul se réalise en simplifiant la séquence de construction par une série distribuée dans le temps de changements instantanés de hauteur. Si l'on adopte un nombre d'étapes assez élevé, il est possible de reproduire approximativement une augmentation continue de la hauteur de la digue et du niveau de stériles dans le bassin ;

- après l'application instantanée d'une charge extérieure (en surface), des pressions interstitielles égales à l'incrément de la contrainte moyenne dans chaque point sont générées. Cette approche est correcte sous un régime élastique. Cette hypothèse est suffisamment exacte en raison des résultats des essais triaxiaux non drainés sur des échantillons d'argile ;

- les incréments instantanés de pression interstitielle se dissipent au cours du temps, selon la théorie unidimensionnelle de la consolidation, vers les couches drainantes situées en surface (alluvions supérieures) et en profondeur (aquifère perméable inférieur). Les pressions d'eau dans le contour supérieur sont contrôlées par l'existence de la digue : en amont de la membrane d'imperméabilisation la pression d'eau au contact entre les alluvions et l'argile correspond à la hauteur de stériles ; en aval de la membrane on suppose, selon les mesures piézométriques dans les alluvions, qu'il y a un niveau phréatique libre, dont la valeur coïncide approximativement avec la surface des alluvions ;

- les pressions interstitielles à chaque temps sont calculées par superposition des pressions correspondant à chaque phase constructive.

Évidemment, il s'agit d'une procédure approximative qui ne tient pas compte des conditions d'écoulement bidimensionnel. Néanmoins, la position de la surface de rupture dans les niveaux supérieurs du dépôt argileux miocène indique que la direction de l'écoulement à cette cote sera essentiellement ascendante. Ainsi, les gradients verticaux de contrainte moyenne (et donc de pression d'eau instantanée initiale) sont petits dans les couches supérieures de l'argile. On comparera plus loin les solutions de ce calcul analytique avec les résultats du calcul, moyennant un programme bidimensionnel d'éléments finis.

Sur la figure 26, on indique la progression de la hauteur de la digue à partir du 1^{er} janvier 1978 et la séquence incrémentale adoptée dans le calcul. Cette séquence correspond à la section de la digue glissée et aussi, assez approximativement, à la section voisine, vers le Nord, où se situe la section 1 de référence (Fig. 7). On a modélisé non seulement une augmentation de la hauteur de la digue, mais aussi de sa largeur

en amont, tout en maintenant avec peu de variations les pentes de ses faces amont et aval, en accord avec ce qui a été construit (voir Fig. 27).

6.2

Pression d'eau dans la section 1 (bassin de pyroclastes)

On a effectué les calculs, en variant le coefficient de consolidation, c_v , des argiles miocènes. Pour effectuer une simulation précise, on a besoin de reproduire la décharge associée à l'érosion que les stériles ont subie dans le bassin aux alentours de la section 1 et qui a été estimée à partir de la restitution photogramétrique effectuée après la rupture. Elle est indiquée sur la figure 28. Parallèlement à la réduction du poids des stériles, une diminution de hauteur d'eau a eu lieu dans le bassin. C'est pour cette raison que l'on suppose, après la rupture, une petite charge d'eau libre dans la digue : 2 m au-dessus des alluvions. Les calculs ont été réalisés au moment de la stabilisation des piézomètres à corde vibrante installés (octobre, 1999).

Sur la figure 28, on représente les résultats du calcul et on les compare avec les mesures de pressions inter-

stitielles décrites dans la section 1. La comparaison implique non seulement le profil transversal de pressions (d'amont en aval) des piézomètres les plus profonds, mais aussi les profils ou « isochrones » qu'on peut dessiner pour chacun des sondages instrumentés. Sur la figure, on représente les pressions d'eau qui correspondent aux deux valeurs du coefficient de consolidation, c_v : $10^{-3} \text{ cm}^2/\text{s}$ ($0,0086 \text{ m}^2/\text{jour}$) et $2,3 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{s}$ ($0,02 \text{ m}^2/\text{j}$).

Ces deux valeurs de c_v reproduisent assez raisonnablement les mesures *in situ*. Si l'on prend en compte la dispersion habituelle des valeurs de perméabilité (et de c_v), l'intervalle indiqué pour les valeurs de c_v semble petit. La différence la plus grande existe entre les pressions d'eau calculées et celles mesurées dans le piézomètre le plus haut situé sur l'axe de la digue. La cause de cette différence est l'épaisseur plus grande de la couverture alluvionnaire existant en ce point, et reflétée dans la colonne stratigraphique du sondage. Cela veut dire que l'épaisseur de l'argile située au-dessus du piézomètre est plus petite que celle estimée dans les calculs. La concordance entre les calculs et les mesures dans le reste des piézomètres est meilleure, ce qui donne une bonne fiabilité aux valeurs de c_v qu'on a obtenu moyennant cette procédure.

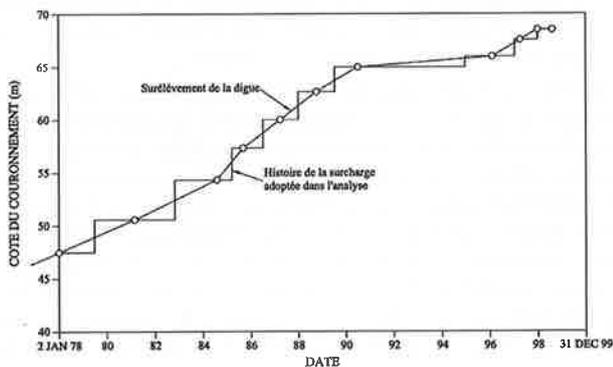


FIG. 26 Élévation de la hauteur de la digue et variation incrémentale employée dans le calcul.

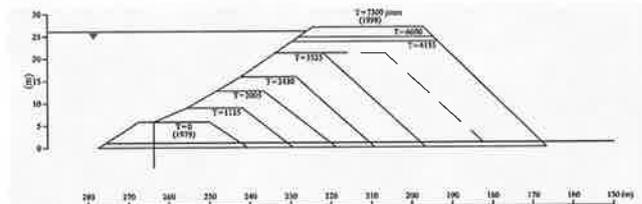


FIG. 27 Évolution de la forme de la section transversale de la digue.

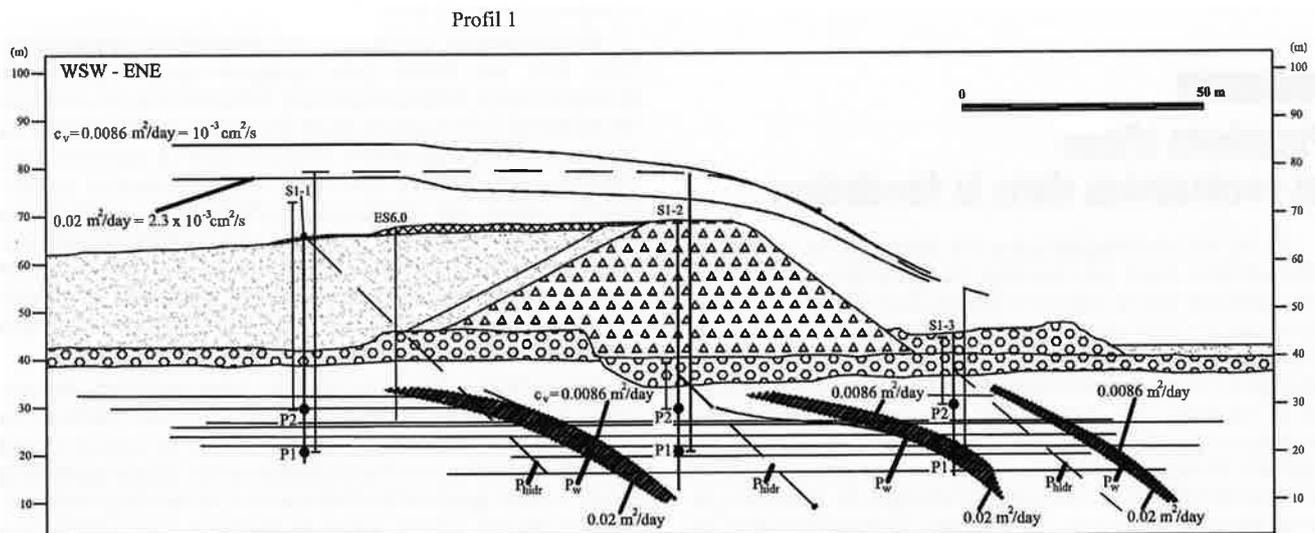


FIG. 28 Distributions mesurées et calculées de pression d'eau sous la digue à la hauteur de la section 1.

Pressions d'eau sous la digue (bassin de pyrites)

La phase suivante était le calcul des pressions d'eau dans la surface de rupture peu après cette rupture. Pour cela, on a employé le poids spécifique des stériles du bassin du Sud ($3,1 \text{ t/m}^3$) et on a fait coïncider le temps de calcul avec la date de la rupture.

Sur la figure 28, on a représenté la pression d'eau dans un plan horizontal à l'intérieur de l'argile bleue, situé 14 m en dessous de l'appui de la digue. Il correspond à la position approximative de la surface de rupture. Cette figure indique que les pressions le long de ce plan étaient beaucoup plus élevées que celles qui correspondraient à une hypothèse d'écoulement stationnaire d'eau à travers la digue et la fondation.

Le calcul indique que la pression d'eau a augmenté sans interruption jusqu'aux premiers mois de 1990. A cette date, la digue avait déjà augmenté de quelque 23,5 m en largeur et hauteur. Dès lors, le rythme d'élévation de la hauteur diminue significativement et la dissipation de pressions d'eau est suffisante pour que les pressions d'eau n'augmentent plus. En effet, les pressions d'eau diminuent un peu jusqu'à la dernière phase de surélévation (à partir de la moitié de 1996), où elles recommencent à augmenter légèrement.

Contraintes sous la digue (bassin de pyrites)

On a calculé aussi les contraintes de cisaillement (τ) et normales effectives (σ'_n) sur le plan de rupture. Le rapport (τ/σ'_n) peut se traduire comme un angle de frottement mobilisé localement qui s'exprime en degrés comme :

$$\phi_{\text{mov}} = \text{arc tan} \left(\frac{\tau}{\sigma'_n} \right)$$

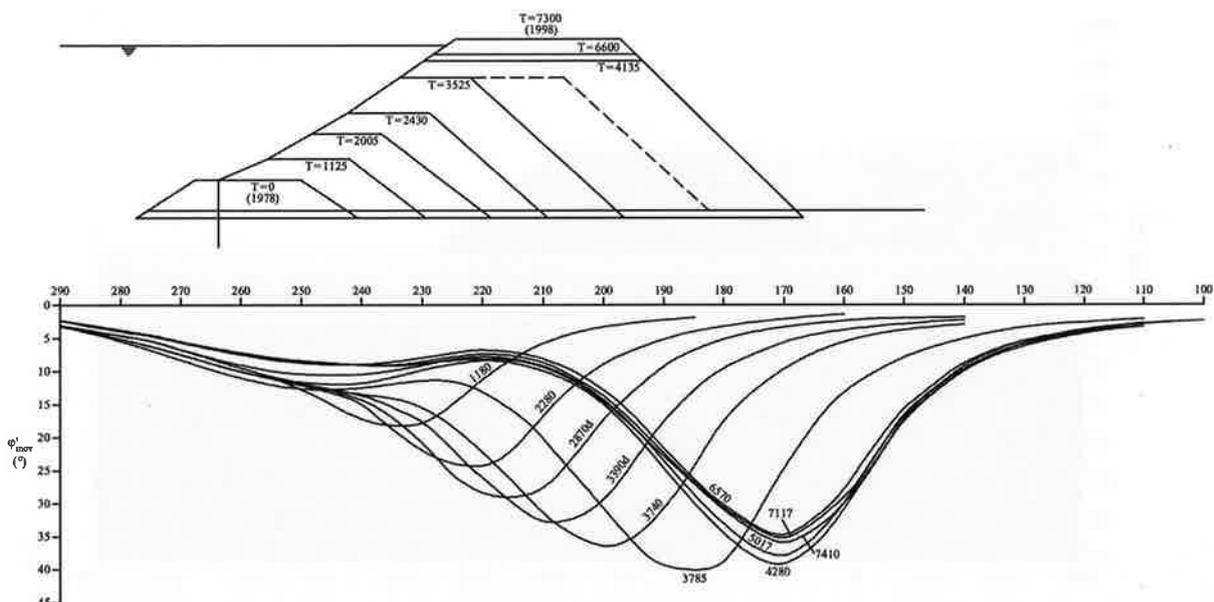


FIG. 29 Variation de l'angle de frottement mobilisé le long du plan $z = 14 \text{ m}$ (position du plan de glissement) à différents moments de la construction de la digue. Temps en jours compté à partir du début des travaux.

La variation de l'angle de frottement mobilisé le long du plan de rupture, à mesure qu'on construit la digue, est indiquée sur la figure 29. Cette variation peut être décrite comme une onde qui se déplacerait vers l'aval au fur et à mesure que l'on construit la digue. L'intensité de l'angle mobilisé augmente aussi d'une façon significative, à cause de l'incrément de contrainte de cisaillement et de la difficulté de dissiper les pressions interstitielles. L'impossibilité de résister à ces frottements mobilisés cause une rupture progressive, qui s'étendra en amont et en aval des pics de l'angle de frottement visibles sur la figure 29.

La construction lente de la digue se traduit par une extension croissante de la zone affectée par cette rupture progressive. En effet, la variation réelle de l'angle de frottement mobilisé ne pourra être égale à celle indiquée sur la figure 29, puisqu'il existe dans chaque point une limite, contrôlée par le frottement disponible dans le plan correspondant de l'argile. Cet angle sera, à son tour, fonction des caractéristiques résistantes du plan et de l'histoire antérieure des déformations. Le phénomène est donc bien plus compliqué que celui reflété sur la figure.

Si l'on accepte que les angles maximaux de frottement disponible dans les plans de sédimentation sont compris entre 20 et 25 degrés, il apparaît que le phénomène de rupture progressive a pu commencer à se développer dès que la digue a atteint 17-18 m en hauteur. Si le frottement disponible dans ces plans est plus faible, il est même possible que la redistribution des contraintes associée à la construction de la digue se soit produite auparavant.

La distribution des angles mobilisés à l'intérieur de l'argile est elle aussi significative. Sur la figure 30, on a dessiné la distribution correspondant à une hauteur et une extension maximales de la digue en aval. Le rapport τ/σ'_n atteint une valeur maximale à une certaine profondeur en dessous du pied aval de la digue. Cette valeur maximale se déplace vers l'aval au fur et à mesure que la digue augmente en hauteur et en largeur, ce qui a été reflété sur la figure 30. Il est raisonnable de penser que la position du futur plan de rup-

ture était initialement contrôlée par cette distribution d'angles de frottement mobilisé et aussi par la présence des plans de sédimentation. Il devient intéressant de constater que la position des angles maximaux de frottement mobilisé est proche de la future surface de rupture. Ce fait confirme que la première rupture locale des plans d'argile fut associée à la position des angles maximaux de frottement mobilisé. Le déplacement de la digue en aval a supposé aussi la décharge partielle des forces de cisaillement maximales, lorsqu'un point générique à l'intérieur de l'argile « voyait » s'éloigner le pied de la digue.

La valeur absolue des contraintes de cisaillement n'est pas très élevée. Dans le plan de rupture et avec une hauteur maximale de la digue, on calcule des valeurs inférieures à 130 kPa. Cette valeur maximale est située à la verticale du pied de la digue. Les contraintes tangentielles augmentent en profondeur, mais non l'angle de frottement mobilisé comme déjà vu. Le fait que les contraintes de cisaillement dans le futur plan de rupture soient modérées et certainement plus petites que la résistance non drainée de l'argile bleue, suggère que le mécanisme de rupture non drainé n'a pas joué un rôle déterminant dans la rupture produite.

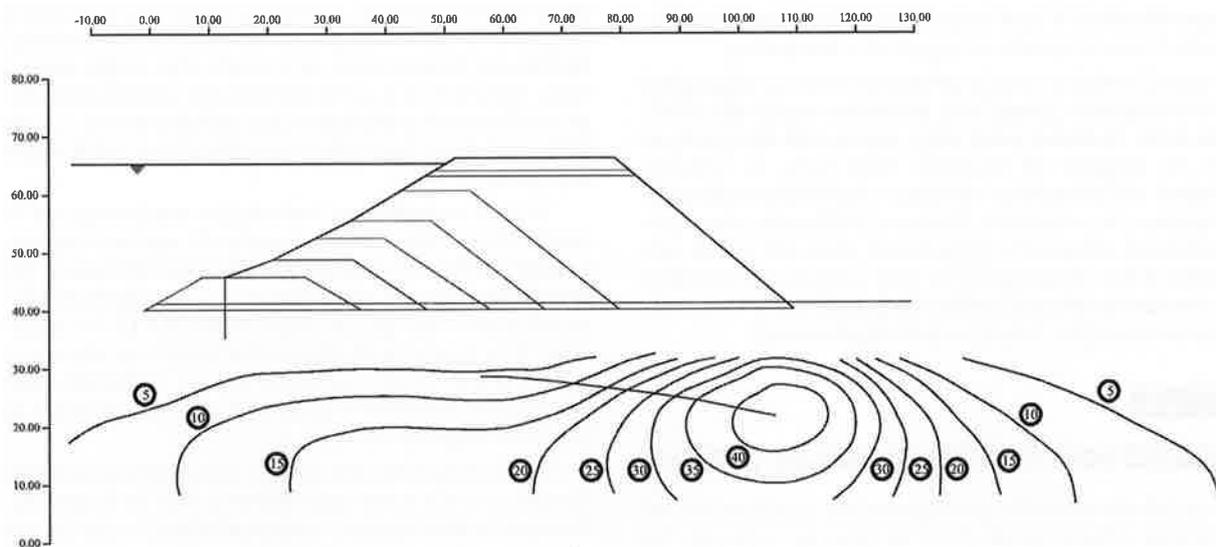


FIG. 30 Contours d'égal angle de frottement mobilisé. Hauteur de la digue : 27 m.

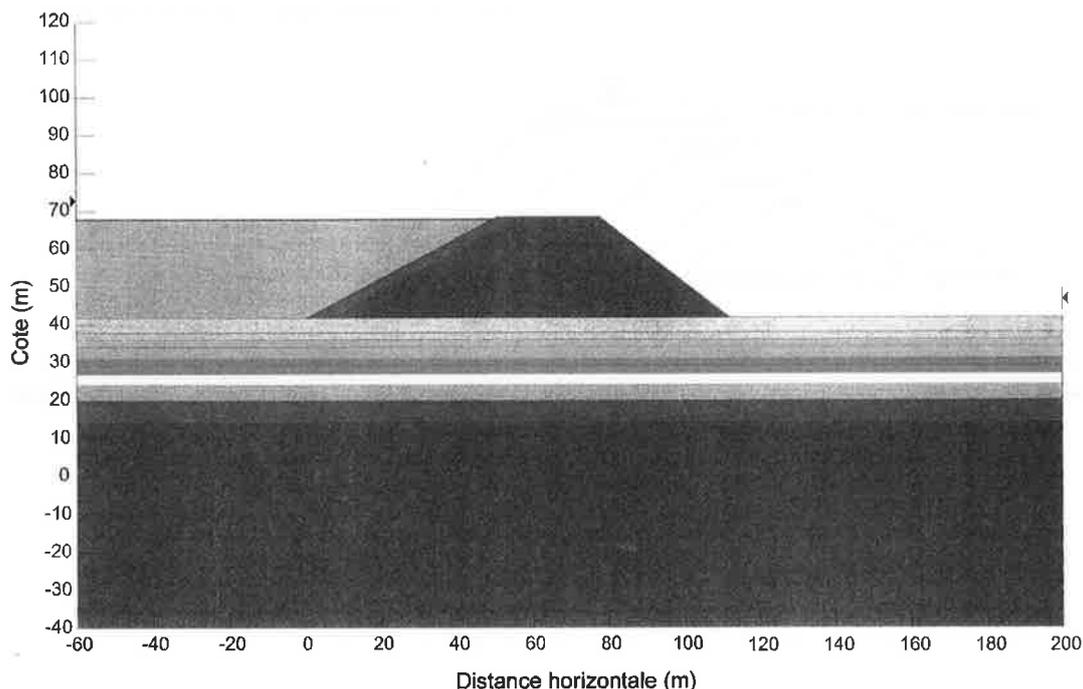


FIG. 31 Section de calcul de la rupture de la digue finale.

Analyse de la rupture par équilibre limite

Caractéristiques des analyses

En dépit de leur simplicité, les analyses par équilibre limite fournissent des informations importantes pour mieux comprendre les mécanismes d'instabilité. On a employé la méthode de Morgenstern-Price pour calculer les ruptures non circulaires et la méthode de Bishop modifiée pour les ruptures circulaires. Les calculs d'équilibre limite ont été effectués en employant le code informatique SLOPE/W. La plupart des analyses ont été développées avec des surfaces de glissement non circulaires afin d'approcher la géométrie réelle de la rupture décrite auparavant.

La section adoptée pour le calcul est indiquée sur la figure 31 et représente, d'une façon schématique, la situation de la digue au moment de la rupture. Le couronnement est à la cote 68,5 m et a une largeur de 27 m. Le talus en amont a une pente de 1,9 : 1 et celui en aval, 1,3 : 1. Le corps de la digue est formé par un remblai de schistes et une couche d'argile colluviale rouge qui recouvre la face amont de la digue pour imperméabiliser le bassin. On a supposé que les stériles sont situés à 1 m en dessous du couronnement (c'est-à-dire à la cote 67,5) et qu'ils sont surmontés par une couche d'eau d'une épaisseur de 50 cm. La géométrie adoptée est quelque peu idéale, mais elle contient les éléments fondamentaux du problème de stabilité.

La zone supérieure du terrain naturel est occupée par des alluvions perméables de 4 m d'épaisseur. En dessous, une épaisse zone d'argiles bleues est considérée jusqu'à la base de la géométrie de calcul. Les argiles se divisent en une série de couches pour faciliter la définition des différentes caractéristiques et conditions hydrauliques. Il y a une membrane d'imperméabilisation qui commence dans le tapis d'argile rouge, traverse les alluvions et pénètre dans les argiles. Même si elle n'intervient pas dans le problème de stabilité, la membrane imperméable affecte la distribution des pressions interstitielles de la fondation. Les caractéristiques des matériaux (densité et paramètres résistants) sont détaillées dans le tableau I.

Les niveaux piézométriques dans les argiles ont été obtenus par les calculs décrits dans le chapitre antérieur. Étant donné qu'il a été possible de comparer le modèle employé et les mesures *in situ*, on peut suppo-

ser, d'une façon assez fiable, que la distribution des pressions interstitielles est très proche de la réalité. Sur la figure 31, on peut observer les différentes hauteurs piézométriques employées. Il est évident que les pressions interstitielles ont atteint des valeurs très élevées (conditions artésiennes) au moment de la rupture. Dans les alluvions en aval de la membrane, on considère qu'il y a un équilibre hydraulique avec le niveau d'eau de la couche supérieure. On suppose que le corps de la digue est parfaitement drainé.

Analyse à rebours de la rupture du bassin

Pour mener à terme l'analyse à rebours de la rupture, on a employé des surfaces non circulaires qui dans l'argile ont une inclinaison de 2 degrés, par rapport à l'horizontale vers l'aval. On a réalisé des calculs avec différentes valeurs de l'angle de frottement dans l'argile et, dans chacun d'eux, on a obtenu la surface de glissement critique. Une valeur de l'angle de frottement de l'argile de 17 degrés conduit à un coefficient de sécurité de 1,007. Cette valeur de l'angle de frottement, compris entre la valeur de pic et résiduelle, implique l'existence de phénomènes de rupture progressive.

On a employé la géométrie générique antérieure dans toutes les analyses comparatives ainsi que dans toutes les analyses de sensibilité aux différents facteurs décrits ci-après. Néanmoins, dans un cas, la géométrie a été modifiée pour examiner l'effet de la présence du méandre du fleuve Agrio aux alentours du bassin. En employant le même angle de frottement de 17 degrés on obtient un coefficient de sécurité de 0,987, c'est-à-dire, en pratique, le même que celui du cas antérieur.

Le coefficient de sécurité trouvé pour la surface de glissement observée n'est pas une valeur minimale absolue. Si l'on suppose que l'argile bleue est homogène, la surface de glissement critique s'approchera beaucoup plus d'une forme circulaire. Le coefficient de sécurité obtenu dans ce cas est très inférieur à 1 (égal à 0,72), mais il est peu réaliste. En effet, pour atteindre la valeur 1, il faut que l'angle de frottement dans les argiles augmente jusqu'à 21,5 degrés. Ce résultat indique que l'instabilité était significativement affectée par la structure de l'argile, plus précisément par la présence de plans de sédimentation. Une argile vraiment homogène aurait conduit à une surface de glissement plus proche de la forme circulaire.

D'une façon similaire, on a étudié la variation du coefficient de sécurité avec la profondeur. Le coefficient de sécurité minimal correspond à une surface de glissement très profonde, plus de 20 m en dessous du toit de la

TABLEAU I Caractéristiques des matériaux employés dans l'analyse par équilibre limite.

Matériau	Densité (kN/m ³)	Angle de frottement (degrés)	Cohésion (kPa)
Stériles	31	37	0
Argile rouge	21	27	0
Digue	20	40	0
Alluvions	20	35	0
Argile bleue	19,5	Variable	

TABLEAU II Résultat des calculs d'équilibre limite en supposant une résistance plus petite dans les plans de sédimentation (coefficient de sécurité = 1 dans tous les cas).

Résistance de l'argile bleue en masse		Angle de frottement dans le plan de sédimentation à la rupture ($c' = 0$)
c' (kPa)	ϕ' (degrés)	ϕ' (degrés)
65	24	12,5
40	24	13,5
20	24	14,5
0	24	15,5
0	17	17

couche d'argile, une profondeur qui est très supérieure à celle de la rupture réelle. Cette observation s'explique par le fait que, dans les phases antérieures de construction de la digue, les contraintes les plus déstabilisantes et donc les plus grandes déformations ont eu lieu dans les zones les plus superficielles, où elles ont enclenché un phénomène de rupture progressive. Dans des phases postérieures, les phénomènes de rupture progressive ont continué essentiellement dans les zones déjà endommagées. En conséquence, la résistance à grande profondeur était en réalité bien supérieure à celle des zones les plus superficielles, et la rupture s'est finalement produite dans une zone intermédiaire. Il existe aussi la possibilité de ce que les valeurs de résistance de l'argile soient effectivement un peu inférieures dans les couches les plus superficielles, même si des évidences en faveur d'une hétérogénéité de ce type soient rares.

On peut alternativement calculer le coefficient de sécurité en supposant que le plan de sédimentation est une surface de faiblesse où les phénomènes de rupture progressive se concentrent. Ainsi une hypothèse plausible serait que l'argile, en dehors du plan de sédimentation présenterait des paramètres de résistance plus proche de ceux de pic et plus éloignée des valeurs résiduelles.

Dans le tableau II on détaille les valeurs de l'angle de frottement du plan de sédimentation nécessaires à l'équilibre strict pour différentes valeurs des paramètres de résistance dans l'argile en masse. Pour cette dernière, on a supposé des valeurs de la cohésion progressivement décroissantes et une valeur unique de frottement de pic. On peut observer comment les angles de frottement du plan de sédimentation varient entre des valeurs proches de la valeur résiduelle (12,5 degrés) et des valeurs intermédiaires (15,5 degrés) selon la valeur de cohésion.

7.3

Stabilité des phases intermédiaires de construction

On a analysé, non seulement la situation finale de la digue immédiatement avant la rupture, mais aussi le degré de stabilité dans les phases intermédiaires de construction suivantes :

- Cote de couronnement de la digue : 54,3 m
Largeur de couronnement : 14 m
Temps de consolidation : 2 220 j
- Cote de couronnement de la digue : 62,65 m
Largeur de couronnement : 14 m
Temps de consolidation : 3 740 j
- Cote de couronnement de la digue : 65 m
Largeur de couronnement : 37 m
Temps de consolidation : 4 280 j

L'origine des temps de consolidation est établie au 1/01/1978. Les pressions d'eau employées dans chaque cas varient avec la profondeur et leurs valeurs ont été déduites des calculs décrits dans le chapitre antérieur.

Les coefficients de sécurité obtenus pour une surface de glissement horizontale, 10 m en dessous du toit des argiles, sont présentés dans le tableau III. Il est intéressant de constater que le degré minimum de stabilité ne correspond pas à la phase finale, mais à une phase intermédiaire : lorsque le couronnement se trouve à la cote 61,65 m, juste avant l'élargissement de la digue en aval. On obtient le même genre de résultat lorsqu'on observe, dans ce tableau, les angles de frottement de l'argile nécessaires à l'obtention de l'équilibre strict.

TABLEAU III Degré de stabilité dans les phases intermédiaires de la construction de la digue.

Phase de construction Cote de couronnement	Coefficient de sécurité pour une valeur de $\phi' = 17$ degrés de l'argile	Angle de frottement de l'argile pour un équilibre strict ($c' = 0$) (en degrés)
54,3	1,06	16
62,65	0,89	19,5
65,0	0,98	17,5
68,5	1,04	16

Ce résultat peut sembler surprenant. *Prima facie*, il indique que si la valeur de l'angle de frottement de l'argile était constant, la rupture aurait eu lieu longtemps avant (vers 1988), lorsque la digue était moins haute et avant qu'elle ne soit élargie en aval. De fait, les résultats de ces analyses donnent une indication très importante que la rupture progressive a joué un rôle significatif dans le développement de l'instabilité. L'accumulation de déformations causées par la construction progressive de la digue a fait chuter la résistance moyenne de l'argile à des valeurs suffisamment basses pour produire une rupture. Si l'instabilité avait eu lieu à cause d'une surface de rupture pré-existante, les résultats obtenus indiquent que cette instabilité se serait produite longtemps avant. De toute façon, il est probable que la digue ait subi des situations critiques proches de la rupture au cours de sa construction.

8

Analyse de la stabilité par des méthodes d'éléments finis

8.1

Objectifs

Les méthodes des éléments finis, qui incluent des relations constitutives impliquant un ramollissement de la résistance au cisaillement, conduisent à des résultats non objectifs, qui dépendent de la taille et de l'orientation du maillage. Même s'il existe différentes approches pour régulariser le problème, son emploi est peu habituel dans les cas pratiques. Dans cet article, on ne discute pas la modélisation du problème dans toute sa généralité, mais on prend en considération des effets

partiels, en même temps significatifs. L'objectif de base est de contribuer à la compréhension des facteurs et des processus les plus pertinents.

Pour cette raison, on a développé deux types d'analyses : des analyses couplées écoulement-déformation pour étudier l'interaction existant entre construction, génération et dissipation des pressions d'eau et rupture, et des analyses avec des éléments joints pour l'étude du développement de la rupture progressive. Dans cet article, on présente quelques-uns des résultats obtenus dans les analyses couplées.

Le but des analyses couplées était de considérer, d'une façon intégrée, les effets de construction, génération de pressions d'eau, consolidation (dissipation des pressions), déformation du bassin de résidus et de sa fondation et, éventuellement, sa rupture. Ceci afin d'illustrer quelques processus importants du comportement contrainte-déformation du barrage, d'augmenter le degré de compréhension du problème et de constater que les mécanismes proposés pour la rupture sont cohérents entre eux.

On a employé deux modèles :

- M1 : on considère l'argile homogène ;
- M2 : on incorpore une zone spécifique qui correspond à la surface de rupture et le terrain immédiatement adjacent.

Pour chacun des modèles, on a effectué un certain nombre d'analyses. Dans ce chapitre, on ne présente que deux de ces calculs :

- M1a : analyse en employant le maillage M1 et les paramètres de résistance de pic pour l'argile ;
- M2a : analyse en employant le maillage M2 et en supposant que l'argile affectée par la rupture a des paramètres de résistance inférieurs à ceux de pic.

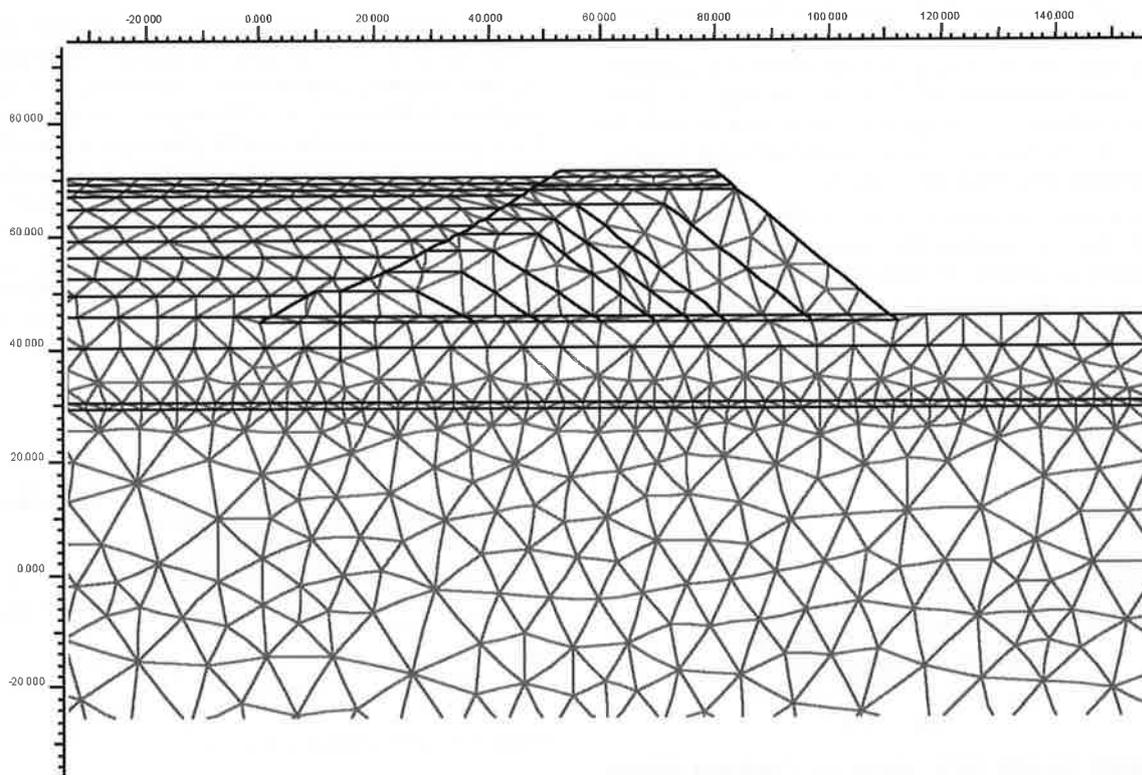


FIG. 32 Modèle M2. Détail du maillage d'éléments finis employé.

TABLEAU IV Caractéristiques des matériaux.

Symbole	Alluvions	Argile	Remblais	Stériles	Unités
γ_{dry}	20,0	21,0	20,0	31,0	kN/m ³
γ_{wet}	20,0	21,0	20,0	31,0	kN/m ³
E	20 x 10 ³	40 x 10 ³	40 x 10 ³	3 x 10 ³	kPa
v	0,30	0,30	0,30	0,30	-
c	1,0	variable	-	1,0	kPa
ϕ	35,0	variable	-	37,0	degrés
ψ	0,0	0,0	-	0,0	degrés
type	drainé	non drainé	drainée	drainée	-
k	1,555 x 10 ⁻³	1,555 x 10 ⁻⁶	1,555 x 10 ⁻³	1,555 x 10 ⁻³	m/jour

Les analyses employées simulent la construction graduelle de la digue et du dépôt de résidus minéraux. Chaque étape de construction est divisée en deux phases successives : construction non drainée et consolidation. La phase de construction non drainée implique la génération de pressions interstitielles à cause de la charge appliquée. Même si la construction a été menée graduellement, on l'a divisée en 11 étapes dans les analyses. Dans chacune de ces étapes, on suppose que la construction se produit d'une façon instantanée et entraîne donc une réponse non drainée des argiles de fondation. Dans la phase de consolidation, c'est la dissipation partielle des pressions interstitielles entre deux étapes consécutives de construction qui est analysée.

Étant donné que, après chaque étape de construction, les valeurs aux limites hydrauliques en amont de la digue se modifient, la situation d'écoulement stationnaire vers lequel tendent les pressions d'eau change. De cette façon, on reproduit approximativement le processus réel de la construction, en ajoutant, d'une manière rigoureuse, l'interaction entre les aspects d'écoulement, contrainte-déformation et rupture. Dans quelques analyses, on a ajouté une phase initiale de réduction des paramètres pour examiner plus directement le mécanisme final de rupture.

Comme exemple, on présente un détail de la maille employée dans le modèle M2, dans laquelle on inclut explicitement la surface de glissement observée, 10 m en dessous du toit des argiles. La maille est composée de 3 184 éléments, 6 565 nœuds et 6 552 points de Gauss (Fig. 32). Le maillage adopté pour le modèle M1 est similaire mais il n'inclut pas la surface de rupture, puisqu'on suppose un comportement homogène de l'argile. On adopte un modèle élastoplastique de Mohr-Coulomb

pour tous les matériaux. Dans ce modèle, on suppose une plasticité parfaite et on ne considère donc pas le radoucissement du matériau. Ainsi, le phénomène de rupture progressive n'est pas inclus dans ce genre d'analyse.

Les caractéristiques des matériaux employés sont présentées dans le tableau IV. On a simulé l'effet imperméabilisant de la couche d'argile rouge en amont et de la membrane par l'inclusion d'éléments « interface » qui évitent la circulation d'eau à travers eux. On a considéré 11 étapes de construction séparées par 10 étapes intermédiaires de consolidation ; en somme, il s'agit de 21 phases. Les analyses numériques ont été développées en employant le code d'éléments finis PLAXIS.

8.2

Analyse avec argile homogène

Ces analyses correspondent au modèle M1. Dans l'analyse M1a, on a adopté les valeurs de résistance de pic des argiles, c'est-à-dire : cohésion, $c' = 65$ kPa et angle de frottement, $\phi' = 24$ degrés. On a constaté qu'il n'y a presque pas de points plastiques dans la future zone de rupture de l'argile pendant la construction de la digue. Ainsi, si le matériau de cimentation avait eu initialement sa résistance de pic, les phénomènes de rupture progressive n'auraient pas eu lieu, puisque la résistance disponible n'est en aucun cas dépassée. Ce résultat indique que, au moins dans quelques zones du terrain, une résistance plus petite opérait initialement.

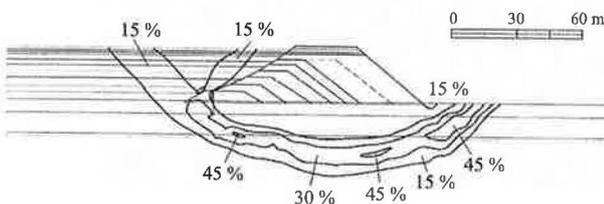


FIG. 33 Modèle M1b, phase 22. Contours d'égalité de déformation de cisaillement produits pendant cette phase.

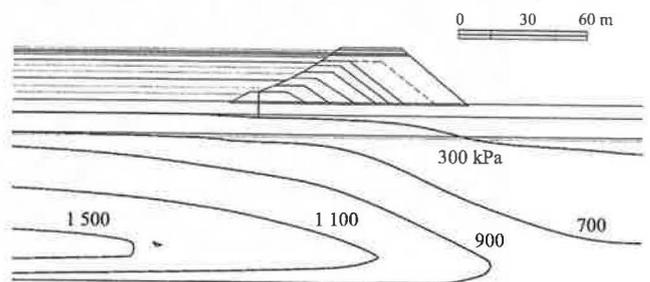


FIG. 34 Modèle M2a, phase 21. Contours de pression d'eau.

A la fin de l'analyse M1a, l'état de la digue était assez éloigné de l'instabilité. Pour observer le mécanisme de rupture, on a effectué une phase complémentaire de calcul, en diminuant les paramètres de résistance jusqu'à causer l'instabilité générale. Le mécanisme de rupture est présenté en termes de contours de déformation de cisaillement sur la figure 33. On peut constater que la surface de glissement est circulaire et pénètre le massif en dessous de la profondeur observée de rupture. Ce genre de mécanisme coïncide avec ce qu'on a obtenu dans l'analyse d'équilibre limite, où la surface critique pour le terrain de cimentation homogène était aussi circulaire.

8.3

Analyse avec une surface de rupture plane

La rupture réelle s'est produite essentiellement le long d'un plan. On a donc besoin de modifier le modèle pour simuler un mécanisme similaire. Pour cela, on emploie la maille M2, qui permet d'attribuer des caractéristiques diverses aux différentes zones de l'argile.

Les analyses en rupture plane supposent un problème intéressant. Si l'on choisit les paramètres de l'argile, afin de simuler la rupture à la fin de l'analyse (c'est-à-dire, reproduire la rupture au moment où elle a vraiment eu lieu), on observe que le bassin est instable dans la phase 11 et l'analyse ne peut pas continuer jusqu'à la fin. Cette observation coïncide avec les résultats des analyses d'équilibre limite qui identifiaient déjà cette étape intermédiaire comme une étape critique du point de vue de l'instabilité.

Pour éviter cette difficulté, on a employé dans l'analyse M2a deux groupes de paramètres de résistance, l'un plus résistant jusqu'à la phase intermédiaire critique et l'autre plus faible pour les phases suivantes. Il est certain que cette procédure n'équivaut pas à une modélisation de la rupture progressive mais elle est une forte indication du besoin de supposer une diminution de la résistance en cours de construction, si l'on veut représenter d'une façon adéquate le mécanisme réel de rupture.

Pour cette raison, dans l'analyse M2a, on a employé les paramètres suivants :

- argile dans le plan de rupture et zone supérieure :
 $c' = 15,0/1,0 \text{ kPa}$, $\phi' = 21,5 \text{ degrés}$
- argile en dessous de la zone de rupture :
 $c' = 65 \text{ kPa}$, $\phi' = 24 \text{ degrés}$

La cohésion de 15 kPa correspond aux phases initiales et la cohésion de 1 kPa (valeur nominale nécessaire pour que le programme fonctionne convenablement) correspond aux phases postérieures à la phase intermédiaire critique. En assignant une résistance supérieure à l'argile en dessous du plan de rupture, on provoque indirectement la rupture le long de ce même plan.

Sur la figure 34, on présente les contours de pression interstitielle calculés pour la dernière phase. On constate que les valeurs maximales correspondent à la zone de charges maximales, sous les stériles, où elles ont plus de difficulté pour se dissiper. Sur la figure 35, on présente un profil de pressions interstitielles le long d'un plan situé 10 m en dessous du toit des argiles, calculé avec le programme d'éléments finis au moment de la rupture. On peut observer l'excellente correspondance avec le résultat obtenu en employant la méthode qu'on vient de

décrire et qui est basée sur l'analyse élastique et la théorie de la consolidation unidimensionnelle.

On a constaté comment dans les étapes initiales de la construction, les zones de déformation de cisaillement maximale sont à chaque fois plus profondes jusqu'à atteindre le plan de rupture. On a observé aussi comment cette zone de grandes déformations s'étend à mesure que la digue avance. Les distributions de déformations en rupture rappellent clairement le mécanisme d'instabilité (Fig. 36).

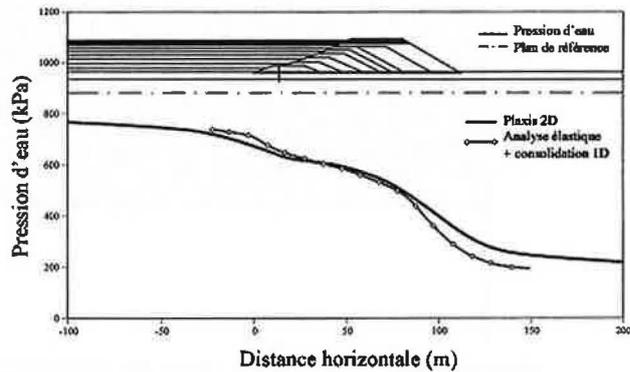


FIG. 35 Profil de pressions interstitielles le long du plan de rupture. Comparaison de l'analyse élastique et écoulement 1D avec la méthode d'éléments finis.

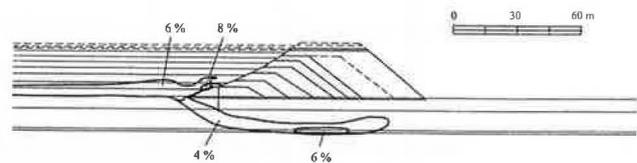


FIG. 36 Modèle M2a, phase 21. Contours d'égalité de déformation accumulée de cisaillement calculée à partir de l'origine de l'analyse (déformation de cisaillement maximale = 22,35 %).

Les paramètres adoptés montrent une retenue dans un état de rupture imminent à la fin du calcul conventionnel. Pour examiner le mécanisme de rupture, on a développé une phase complémentaire où, moyennant une réduction nominale des paramètres de résistance (moins de 3 %), on provoque l'instabilité générale du barrage et un développement infini de déplacements. Le mécanisme de rupture est présenté sur la figure 37 à l'aide du maillage déformé. On observe un grand glissement horizontal de la digue avec un coin en butée qui s'oppose au mouvement. Le déplacement calculé n'a aucune signification physique, mais il reflète le moment où l'analyse a été arrêtée. Si on ne l'arrêtait pas, l'analyse continuerait à enregistrer des déplacements d'une façon infinie. Une différence avec le mécanisme de rupture réel est l'absence de la diaclase verticale qui a limité la rupture en amont. Étant donné le caractère continu du modèle, l'analyse fournit les coins classiques de poussée active.

Sur la figure 39 on peut observer la succession d'incrément calculés de pression interstitielle dans la phase de construction et leur dissipation postérieure pendant les phases de consolidation en cinq points du

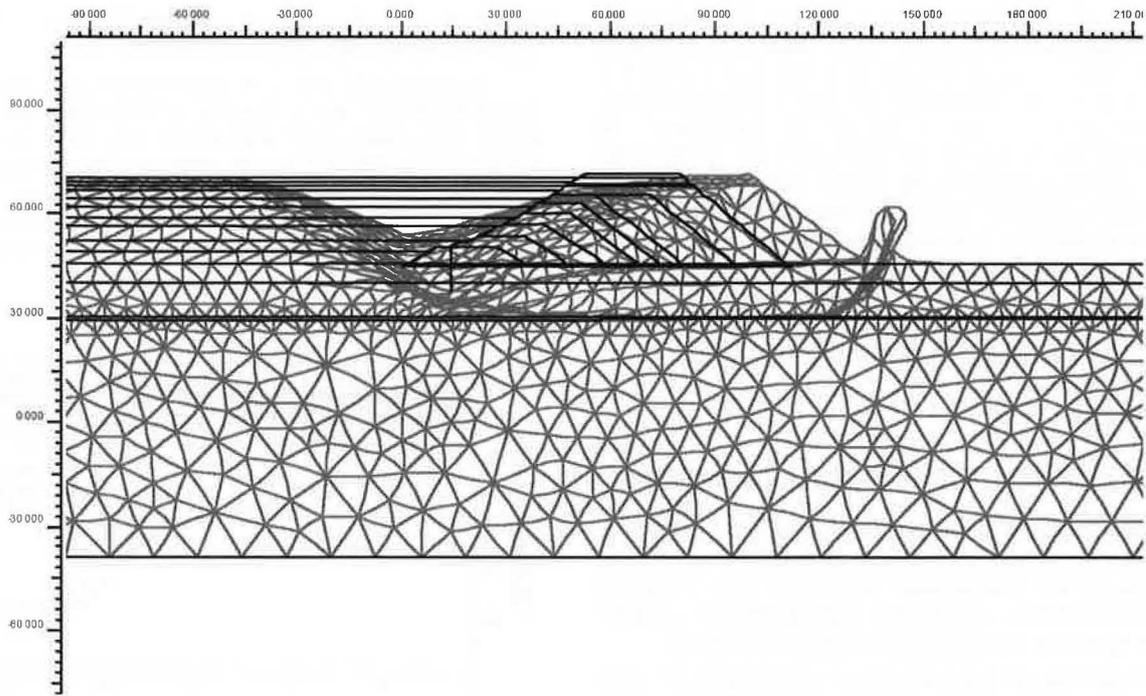


FIG. 37 Modèle M2a, phase 22. Déformation du maillage produite pendant la phase de rupture.

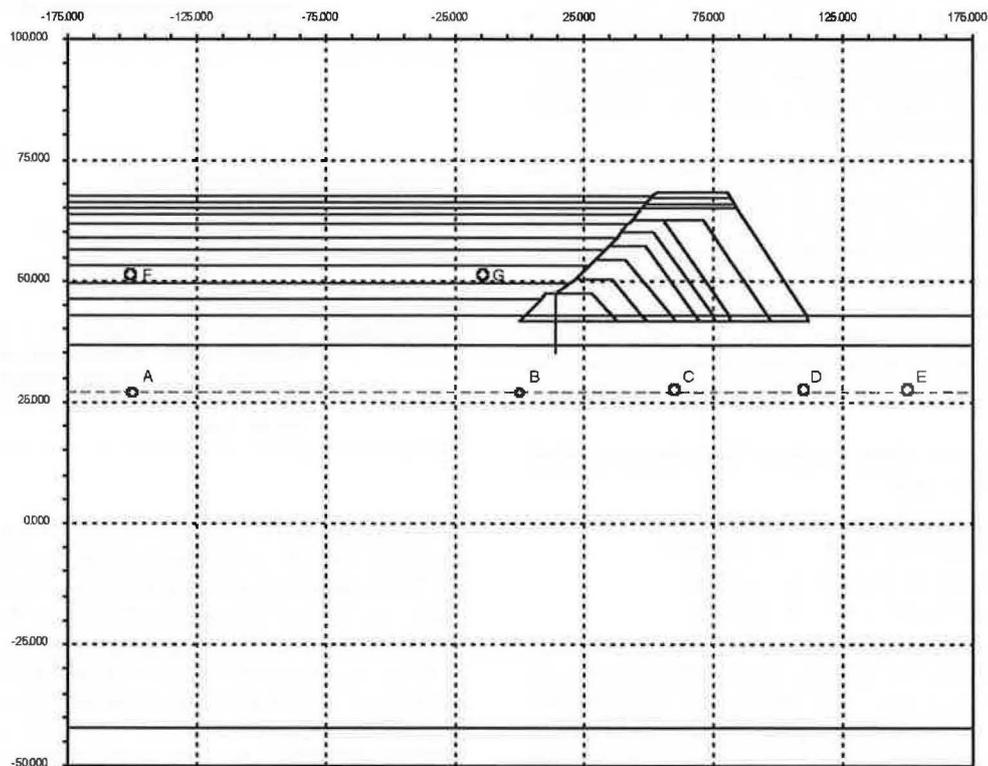


FIG. 38 Modèle M2a. Situation des points où l'on a suivi l'évolution de la pression d'eau.

plan horizontal impliqué dans la rupture et indiqués sur la figure 38. On constate que le poids des matériaux placés au-dessus de chaque point est le facteur le plus important qui contrôle l'ordre de grandeur de la pression interstitielle générée. Les pressions d'eau plus fortes se trouvent sous les stériles qui ont une plus grande densité. On observe aussi que la dissipation des pressions interstitielles est très limitée et reflète la faible perméabilité du substrat argileux.

Sur la figure 40, on représente les contraintes tangentielles et les valeurs maximales admissibles, selon le critère de Mohr-Coulomb, des analyses M1a et M2a, le long du plan de rupture. Dans le cas de M1a, les contraintes tangentielles n'atteignent pas la valeur de plastification et on obtient essentiellement la solution élastique. On observe aussi qu'il existe une marge importante de résistance sur le plan de glissement. Par contre, dans l'analyse M2a, les contraintes tangentielles

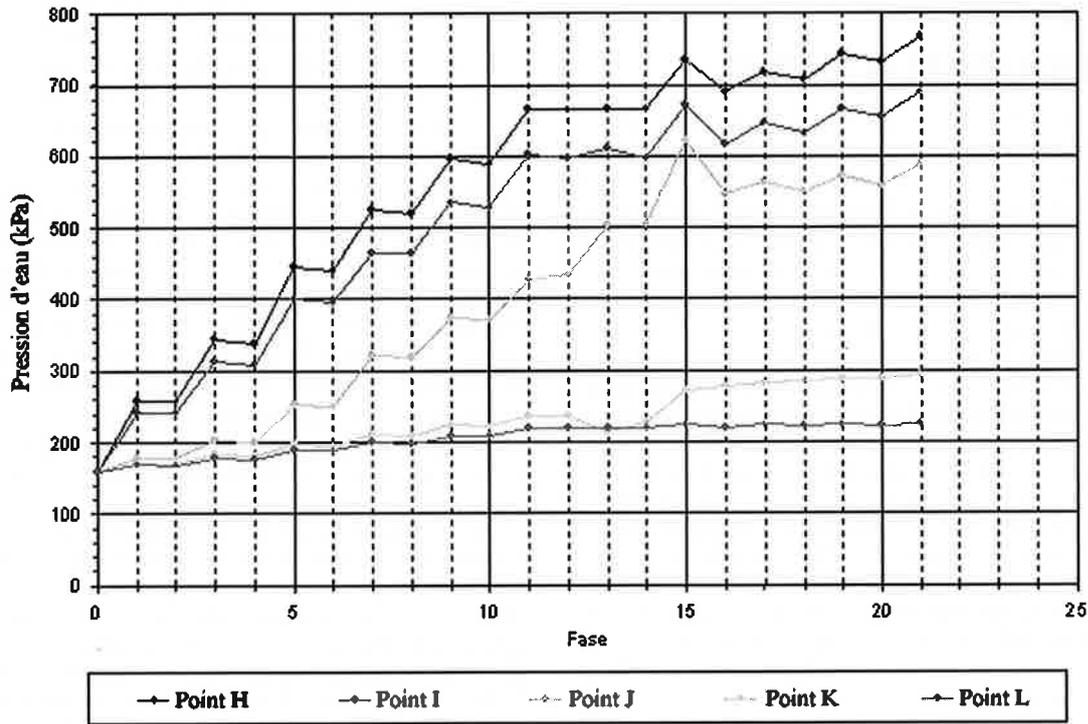


FIG. 39 Modèle M2a. Evolution de la pression d'eau de points situés dans les argiles bleues sur le plan de rupture.

n'ont pas pu continuer à augmenter, étant donné que la résistance maximale disponible a été atteinte dans quelques sections. Cela a supposé une redistribution des contraintes tangentielles qui augmentent sous la

zone centrale de la digue. De la même façon, on peut constater que la marge de résistance disponible sur le plan est beaucoup plus petite.

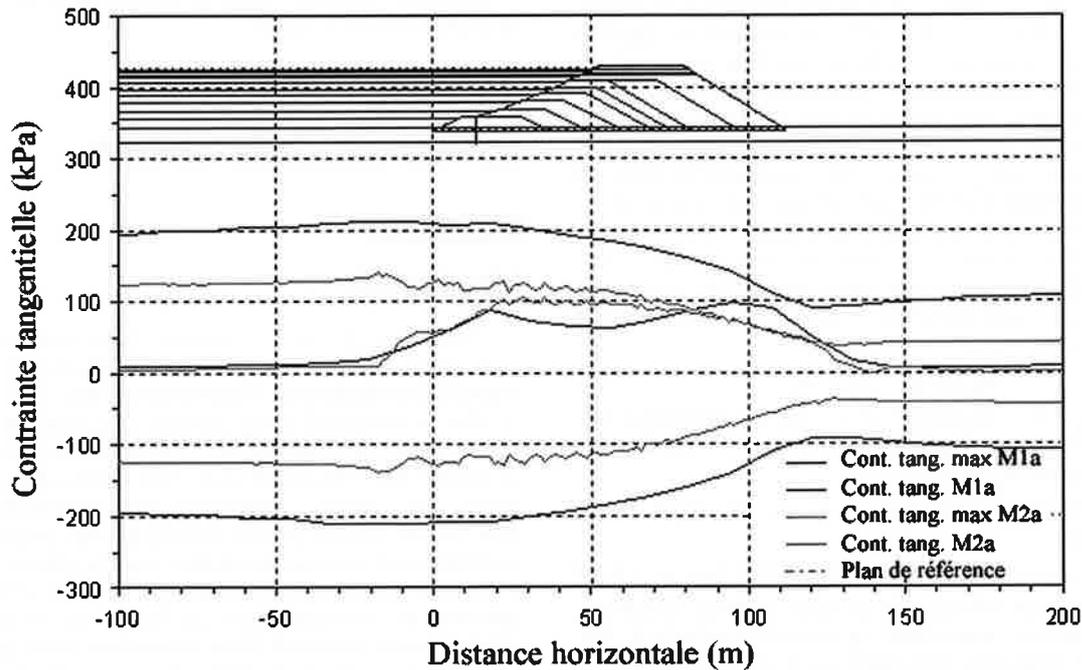


FIG. 40 Modèles M1a et M2a, phase 21. Distribution des contraintes tangentielles sur un plan horizontal 10 m en dessous du toit des argiles bleues.

Autres aspects de la rupture

Un aspect complémentaire de la rupture, directement en relation avec la structure et les caractéristiques de résistance de l'argile bleue, est le rôle joué par l'orientation et l'inclinaison des plans de sédimentation.

Les plans de sédimentation s'orientent en direction N 60° E, de telle sorte que les lignes de pente maximale se dirigent vers le S-SE. L'orientation de la digue dans le bassin Nord implique que la direction de la poussée des stériles est proche de la direction des plans de stratification. Pour cette raison, l'inclinaison apparente de la stratification dans des sections transversales à la digue est proche de zéro. Le changement d'orientation de la digue du bassin Sud (pyrites), qui est égal à 20 degrés approximativement, fait que, dans ce cas, la direction des poussées s'approche de la direction de pente maximale des couches d'argile. En effet, l'angle apparent d'inclinaison des argiles dans des sections transversales à la digue du bassin Sud est de 2 degrés. L'inclinaison réelle de la stratification de l'argile varie entre 2 et 4 degrés et sa valeur moyenne sur l'emplacement de la digue est de 3 degrés.

Ainsi, la stratification des argiles a favorisé le glissement de la digue du bassin Sud. On analysera cet effet moyennant un modèle simple qui permet de quantifier la variation de résistance au glissement associé à l'orientation de la digue par rapport à la stratification des argiles.

Sur la figure 41a, on montre une tranche de la digue appuyée sur un plan de stratification. On examinera les conditions de frottement sur le plan basal d'appui. L'horizontale du plan de sédimentation, la droite de pente maximale et la normale au plan qui forment ces deux dernières lignes sont les axes référentiels pour les forces essentielles qui contrôlent la stabilité de la digue : le poids, W , de la digue et du terrain de fondation qui l'accompagnait dans le mouvement et la poussée des stériles (E_1 ou E_2). E_1 correspond à la poussée du bassin Sud, tandis que E_2 correspond au bassin Nord. E_1 et E_2 sont perpendiculaires à la digue et on suppose qu'ils agissent en direction parallèle aux plans de sédimentation. Sur la figure 41b on représente ces forces dans les axes sélectionnés. Le poids W a été divisé en deux composantes : W_n , perpendiculaire au plan de stratification et W_s , en direction de la droite de pente maximale. Par équilibre des forces et en représentant les forces mentionnées par des vecteurs qui supposent que la résistance dans le plan de sédimentation est purement frictionnelle (angle φ'), la condition suivante est obtenue,

$$W_n \tan \varphi' = |\bar{F} + \bar{W}_s| \quad (1)$$

où $W_n' = W_n - U = W \cos \alpha_b - U$; U est la résultante des pressions d'eau sur le plan de rupture, et \bar{F} est le vecteur de poussée (\bar{E}_1 ou \bar{E}_2).

La condition antérieure d'équilibre peut aussi s'écrire ainsi :

$$F^2 + 2 F.W. \sin \alpha_b \cdot \sin \alpha + W^2 \sin^2 \alpha_b - W_n'^2 \tan^2 \varphi' = 0 \quad (2)$$

Cette équation permet de trouver la force déstabilisante, F , selon son orientation, α , qui est l'angle de F , par rapport à l'horizontale des plans de stratification.

On peut déterminer aussi la direction du mouvement. En équilibre strict, étant donné qu'il s'agit d'un mécanisme de rupture purement frictionnel, la direc-

tion du mouvement coïncide avec la direction de la force $\bar{R} = \bar{F} + \bar{W}_s$ déstabilisante. De cette façon, on peut calculer facilement la direction du vecteur glissement, qui est caractérisé sur la figure 41c par l'angle δ .

A partir des données connues du poids de la digue, du terrain de fondation déstabilisé et des pressions d'eau sur le plan de rupture, il est possible de trouver la variation de F par rapport à α sous des conditions d'équilibre strict. Cette relation pour un angle réel d'inclinaison de 3 degrés est dessinée sous forme de diagramme polaire sur la figure 42. Dans cette figure on a indiqué deux directions ($\alpha = 13$ degrés et $\alpha = 32$ degrés) qui correspondent à des orientations de la digue du bassin Nord et du bassin Sud respectivement.

Même si l'analyse n'est qu'approximative, on constate que la poussée par unité de longueur nécessaire pour déplacer la digue du bassin Sud (420 T/m pour $\alpha = 32$ degrés) est significativement inférieure à celle nécessaire pour déséquilibrer la digue du bassin Nord (538 t/m pour $\alpha = 13$ degrés). L'aspect intéressant de cette simple étude est l'apparition d'un incrément différentiel de poussée entre les deux orientations (la poussée la plus grande est 27 % supérieure à la poussée la plus petite). Cet incrément implique sûrement un faible changement du coefficient de sécurité si on le définit d'une façon conventionnelle comme le quotient entre les paramètres de résistance à la rupture et ceux mobilisés. Par contre, la force considérable résultant du changement de poussée nette nécessaire à la mobilisation du frottement à la base du glissement rend improbable l'occurrence d'un glissement dans la digue du bassin Nord.

Sur la figure 41, on a représenté aussi, par deux vecteurs, la direction du mouvement calculée comme indiqué auparavant. Ces vecteurs ne coïncident pas avec la direction de la poussée, mais ils s'approchent de la direction de l'inclinaison maximale. Ce résultat est cohérent avec l'observation que le mouvement de la digue Sud a eu une composante de rotation en quête de la direction Sud, c'est-à-dire, et c'est ainsi qu'on l'interprète, en quête de la direction de pente maximale des couches de l'argile.

Dynamique de la rupture

Introduction

Dans peu de cas, on a assez de données pour analyser le mouvement d'une masse glissante lorsque la rupture a commencé. Cette analyse est utile lorsqu'on étudie le risque d'un glissement. Lorsque le glissement initial se transforme en un écoulement, il est possible de l'analyser par des méthodes de mécanique des fluides. Lorsque la masse glissante a subi une faible déformation l'analyse est possible en la considérant comme un solide rigide. Dans ce cas, les forces déstabilisantes (poids, poussées) et résistantes (efforts de cisaillement au long de la surface de glissement) doivent être estimées avec précision. Lorsque la surface de glissement est située dans des argiles surconsolidées, on doit envisager une chute progressive de la résistance jusqu'à des valeurs vraiment résiduelles.

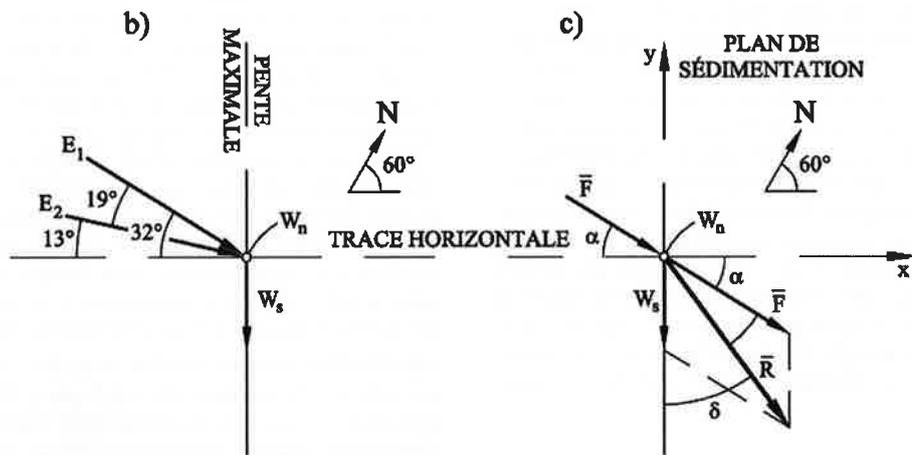
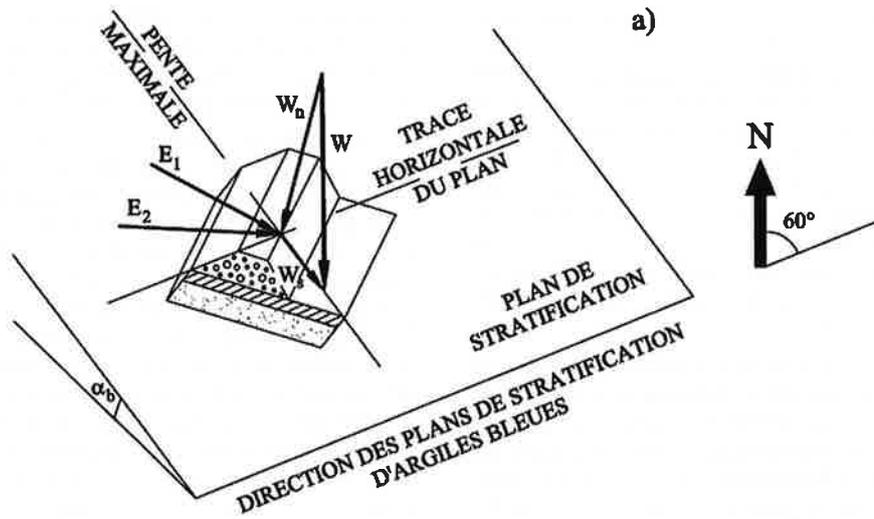


FIG. 41 (a) Position relative de la digue par rapport aux plans de sédimentation de l'argile. (b) Forces de poussée sur les digues du bassin de pyrites (E1) et de pyroclastes (E2). (c) Résultat des forces de poussée et du propre poids.

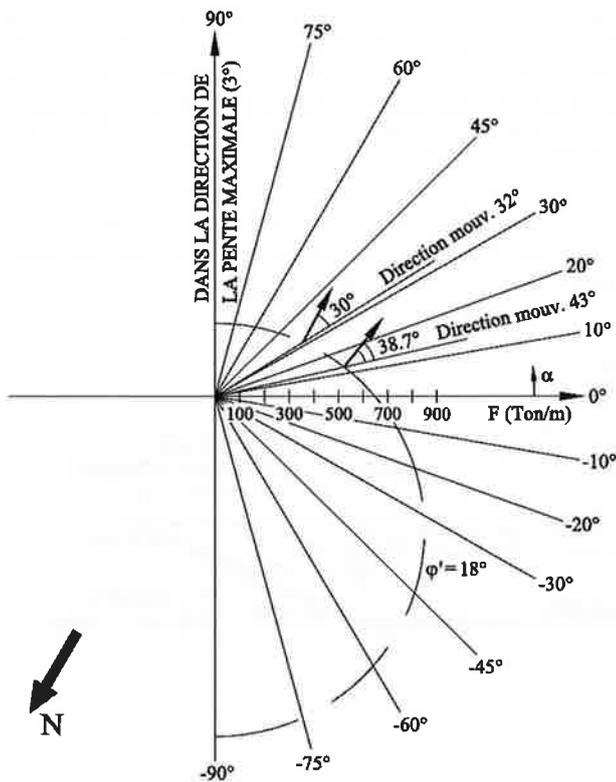


FIG. 42 Diagramme polaire de forces F pour l'équilibre strict.

Les données disponibles sur le mouvement (par exemple, la longueur parcourue) offrent une bonne opportunité pour ajuster le modèle dynamique et donc pour évaluer l'hypothèse et les paramètres. La situation est similaire à la populaire analyse à rebours des conditions statiques de rupture d'un talus. On considère que cette méthodologie conduit, sous certaines conditions, à des estimations fiables des paramètres résistants. De plus l'analyse à rebours du mouvement peut fournir des données intéressantes sur l'évolution de la résistance des argiles soumises à des déplacements relatifs de cisaillement très intenses.

La rupture de la digue en enrochement du bassin d'Aznalcóllar offre la possibilité d'élaborer une analyse de ce genre à cause de la régularité du mouvement, de sa bonne identification topographique, de l'existence de données précises sur la distribution des pressions interstitielles et de l'effort mené pour l'identification géotechnique des argiles miocènes de la vallée du fleuve Guadalquivir. L'objectif de cet exercice est de fournir des données sur les aspects inconnus (vitesse du mouvement, durée du phénomène) de cette rupture mais aussi de ratifier certaines conclusions fondamentales sur son mécanisme. En effet, si, après la modélisation du phénomène, réalisée en employant des caractéristiques géométriques réelles, ainsi que les paramètres résistants et autres données jugés caractéristiques des matériaux, des déplacements proches de ceux mesurés sont obtenus, un élément supplémentaire de fiabilité et de cohérence est ajouté aux conclusions générales de l'analyse. Ce chapitre décrit le mouvement de la digue dans une perspective dynamique, à partir d'un modèle simple, où l'on a pourtant essayé de représenter correctement les facteurs fondamentaux.

10.2

Modèle conceptuel

La reconstitution des détails de la rupture à partir des détails géométriques et géologiques suggère un modèle conceptuel qui, à son tour, peut se synthétiser dans un modèle mathématique. Sur la figure 43, on observe les éléments fondamentaux de cette reconstitution, dont les aspects les plus importants sont :

- en amont, la rupture, contrôlée par une diaclase quasi verticale parallèle et proche du pied de la digue, s'est étendue depuis l'argile vers le bassin de stériles le long d'un plan qui probablement était très vertical dans les instants qui suivent le commencement de la rupture. En effet, l'escarpement observable dans les stériles

après la rupture, ne différerait pas beaucoup, en plan, de la position initiale du pied de la digue en amont. C'est-à-dire que l'angle β_{est} , indiqué sur la figure 43, était élevé, probablement entre 70 degrés et 90 degrés ;

- l'observation *in situ* indique qu'après la rupture, la surface en amont du remblai de la digue resta exposée sur une hauteur considérable (quelque 20 m). Les stériles en forme de coin, situés sur le parement amont avaient donc glissé, ou plutôt, étaient tombés vers la fosse grandissante causée par le propre mouvement de la digue et du terrain de fondation qui l'accompagnait. Le volume initial du coin de stériles affecté serait resté approximativement constant et cette condition permet de connaître, pour chaque déplacement (s), la hauteur de stériles sur le pied de la digue (h). La chute rapide des stériles conduit à sa liquéfaction, ce qui fournit une base simple pour le calcul des poussées sur le remblai et sa fondation lors de son parcours vers l'aval ;

- la surface de rupture était inclinée de quelque deux degrés, en direction du mouvement, le plan de glissement étant sûrement une surface de sédimentation de l'argile. L'angle α_{base} indiqué implique une épaisseur légèrement croissante de la tranche de terrain naturel qui accompagnait la digue. La sortie de la surface de rupture vers l'extérieur était complexe et constituée par des couches de chevauchement, tel qu'on l'a observé *in situ*. Dans une première approximation, la sortie peut se matérialiser par un coin en butée appuyé sur un plan unique de pente sortie proche de 20 degrés. Sur ce coin, s'accumule une épaisseur croissante de matériau, en surface, qui en fait augmenter la résistance ;

- la distribution initiale des pressions interstitielles, tout au long de la surface de rupture, a été obtenue par la procédure décrite auparavant. Cette distribution a sûrement changé lorsque la digue s'est déplacée. Les points placés sur la surface de glissement ont reçu une charge mobile rapide qui, en aval de la digue, a supposé une augmentation des pressions d'eau et, en amont une diminution à cause de la réduction de la hauteur des stériles liquéfiés. Cette onde de pressions interstitielles a conduit à une variation des contraintes effectives sur le plan de glissement et donc à une variation de la résistance offerte par la surface de glissement. Le coin en butée en aval a subi de plus une modification des pressions interstitielles sur ses faces, qui doit être considérée.

Tous ces aspects peuvent se représenter à l'aide d'un modèle simplifié du mouvement. L'analyse a été effectuée en deux dimensions (section transversale). Dans la travée Sud de la digue glissée, le déplacement

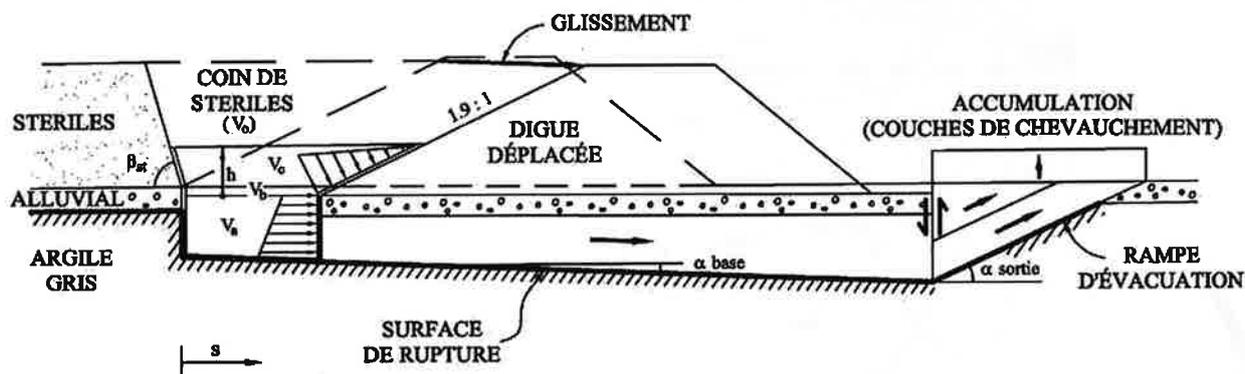


FIG. 43 Schéma du mouvement de la digue.

augmente graduellement depuis le coin SE du bassin. Il devient maximum à proximité du méandre du fleuve Agrio. Dans le tronçon de digue, les efforts de cisaillement transmis entre sections du barrage sont probablement significatifs et expliquent l'augmentation du glissement vers le nord. A partir de cette section vers le nord, le déplacement reste constant, entre 45 et 55 m, dans une travée de quelque 250 m pour diminuer finalement jusqu'à la brèche de déchets. C'est dans cette travée de déplacement maximal de la digue, qu'il est particulièrement intéressant de faire l'analyse qu'on décrit par la suite, parce que les interactions entre cisaillements transversaux voisins étaient vraisemblablement réduites.

10.3

Forces sur la masse en mouvement

L'ensemble digue et terrain de fondation glissé sera considéré comme une entité solide, auquel on peut appliquer la deuxième loi de Newton :

$$\sum \bar{F} = \sum \bar{F}_d + \sum \bar{F}_R = M\bar{a} \quad (3)$$

où l'on exprime que la résultante des forces motrices (\bar{F}_d) et résistantes (\bar{F}_R) exerce une accélération \bar{a} à l'ensemble digue-fondation, de masse M . Cette équation sera appliquée en direction horizontale. Moyennant l'intégration dans le temps de l'accélération \bar{a} on peut trouver des vitesses et des glissements. Les forces \bar{F}_d et \bar{F}_R dépendent, d'une façon *a priori* inconnue, du temps mais aussi du déplacement qui, lui, peut être approximé. Ainsi, l'équation différentielle (3), non linéaire, peut s'intégrer pas à pas.

10.3.1

Force de poussée

Avant de se liquéfier, tant que le glissement de la digue restait petit (essentiellement $s = 0$), le coin de stériles limité par la pente en amont de la digue et par le plan quasi vertical de rupture dans les stériles (avec une pente β_{est}) occupait un volume V_0 (voir Fig. 43).

On calcule :

$$V_0 = 15,5 (51,3 + 27 \tan \beta_{est}) \text{ (en m}^3\text{)} \quad (4)$$

Lorsque la digue se déplace sur une distance s (horizontalement), les stériles liquéfiés occupent les volumes V_a , V_b et V_c indiqués sur la figure 43. Ces volumes peuvent se calculer en fonction de h , la hauteur des stériles sur le pied du barrage en amont, l'épaisseur de sol de fondation qui accompagne la digue et l'inclinaison apparente du plan de rupture α_b (Fig. 43) :

$$V_a = (e_1 - s \tan \alpha_b / 2) s ; V_b = s^2 \tan \alpha_b (1 + 0,95 \tan \alpha_b) ; \\ V_c = (h m + f) (h - n) \quad (5abc)$$

Avec :

$$m = \frac{1}{2} (1,9 + \tan (90 - \beta_{est})) \quad (5d)$$

$$f = s/2 (2 + 1,9 \tan \alpha_b - \tan \alpha_b \tan (90 - \beta_{est})) \quad (5e)$$

$$n = s \tan \alpha_b \quad (5f)$$

L'épaisseur e_1 est calculée à partir de l'épaisseur de terrain de fondation en mouvement sous l'axe de la digue, e_R , comme :

$$e_1 = e_R - 65,7 \tan \alpha_b \quad (6)$$

(typiquement, $e_R = 14-15$ m)

La condition :

$$V_0 = V_a + V_b + V_c \quad (7)$$

permet d'obtenir la hauteur de stériles selon le déplacement s .

La force de poussée, une fois les stériles liquéfiés, est une force hydrostatique sur le contour en amont de la masse en mouvement, indiquée sur la figure 43. La composante horizontale de cette force est calculée avec $F_{hi} = e_1 \gamma_e (h + e_1/2) + h^2 \gamma_e / 2$, où γ_e est le poids spécifique des stériles liquéfiés. Dans le bassin de pyrites $\gamma_e \cong 3,1$ t/m³. Cette force ne peut pas se développer sans un déplacement initial qui ouvre en amont une fissure que les stériles occuperont une fois le processus de liquéfaction amorcé. Cette ouverture initiale de fissure est inconnue et est donc considérée comme un paramètre du modèle, ϵ . Avant la liquéfaction, la force horizontale sur la digue répond à une condition K_0 , ou, au moins, à une condition de poussée active. La fissure naissante serait probablement pleine d'eau et, il faudrait alors ajouter aux contraintes effectives, la poussée hydrostatique de l'eau sur toute la hauteur considérée de la masse du mouvement : ($e_1 + 27$ m). La variation de la force sur la masse en mouvement aurait alors l'aspect indiqué sur la figure 44.

La force initiale F_{hi} peut s'estimer de la manière suivante.

Dans des conditions de poussée active de Rankine (si $e_1 = 14$ m) :

$$F_{hi} \cong \frac{1}{2} K_a \gamma_e 27^2 + \frac{1}{2} \gamma_w 27^2 + \frac{1}{2} (27 \gamma_w + 41 \gamma_w) \cong 1\ 108 \text{ t/ml} \quad (8)$$

si $K_a \cong (1 - \sin \phi'_{st}) / (1 + \sin \phi'_{est}) \cong 0,238$ (si $\phi'_{est} = 38$ degrés).

Dans des conditions $K_0 \cong 0,5$, la force initiale augmente jusqu'à :

$$F_{hi} \cong 1\ 403 \text{ t/ml} \quad (9)$$

Dans des conditions de liquéfaction, les forces augmentent rapidement. Par exemple, pour une profondeur de fissure, ouverte, en amont, de 14 m, on calcule :

$$F_{hi} \cong 2\ 605 \text{ t/ml} \quad (10)$$

Cette soudaine augmentation a été indiquée sur la figure 44. A partir de cette force maximale, le déplacement de la digue entraîne la chute de la hauteur des stériles et la diminution des efforts horizontaux. Cette diminution est indiquée d'une façon approximative sur la figure 44.

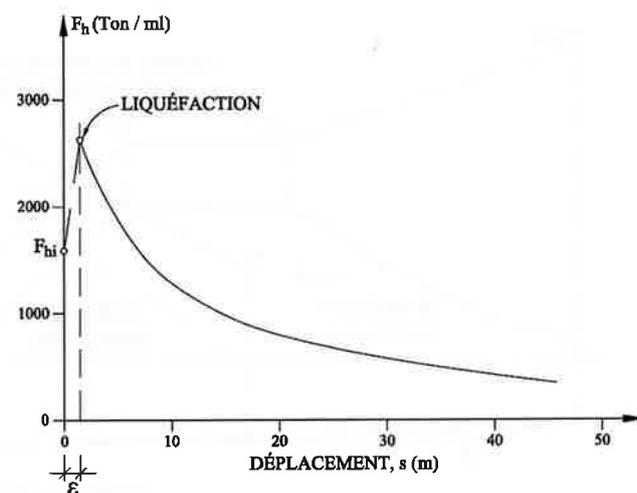


FIG. 44 Schéma pour illustrer le développement de la force sur la digue et le terrain de fondation au cours du mouvement.

Résistance au glissement

Les pressions interstitielles existant probablement le long du plan de rupture, au moment où celle-ci a commencé, ont été décrites au paragraphe précédent. Afin de faciliter son calcul au cours du processus de rupture, cette distribution a été simplifiée par des sections de variation linéaire de pression interstitielle, comme on le représente sur la figure 45 pour $s = 0$.

Pendant le déplacement de la digue, une charge rapide non drainée se produit en aval, qui augmente par incréments les contraintes totales et les pressions interstitielles dans l'argile. En amont, la chute de la hauteur des stériles se traduit par une diminution des pressions interstitielles. Sous les sections centrales de la digue et en aval, les excès de pression interstitielle seront contrôlés par le propre poids de la digue. C'est pour cette raison que la distribution initiale des pressions sous le couronnement du talus du barrage en aval et à distances croissantes dans cette même direction, est estimée constante pendant le déplacement de la digue. Cette hypothèse est représentée sur la figure 45.

En amont, sous la hauteur maximale des stériles, au pied du barrage, on a supposé que les changements de pression interstitielle sont contrôlés essentiellement par la hauteur des stériles. Ainsi la pression de l'eau dans la surface de rupture sous le pied de la digue en amont sera donnée par :

$$u_{aa} = 54 \frac{h}{27} + e_1 = 2h + e_1 \quad (\text{m d'eau}) \quad (11)$$

De cette façon, on peut construire un diagramme de pressions d'eau sur la surface de rupture dans les argiles bleues, pour chaque déplacement subi par la digue et le terrain de fondation. Cette variation est indiquée sur la figure 45.

La résultante des forces de pression d'eau sur la surface de rupture est décomposée en quatre sections sur lesquelles on calcule :

$$\begin{aligned} U_1 &= \frac{1}{2} 53.2 \cos^{-1} \alpha_b [(2h + e_1) + 37 + e_R] \gamma_w \\ U_2 &= 25 \cos^{-1} \alpha_b [37 + e_R] \gamma_w \\ U_3 &= \frac{1}{2} 34.5 \cos^{-1} \alpha_b [37 + e_R + e_2 + 10] \gamma_w \\ U_4 &= \frac{1}{2} (55 - s) \cos^{-1} \alpha_b \left[e_2 + 10 + \left(\frac{10}{55} s + e_3 \right) \right] \gamma_w \end{aligned} \quad (12)$$

avec :

$$\begin{aligned} e_2 &= e_R + 47 \tan \alpha_b \\ e_3 &= e_R + (102 - s) \tan \alpha_b \end{aligned} \quad (13)$$

Dans la figure 45 on suppose, selon la géométrie du glissement, que le commencement de la pente de sortie de la surface de rupture s'est produit à 55 m du pied de la digue en aval.

La force totale produite par la pression d'eau est donc :

$$U = U_1 + U_2 + U_3 + U_4 \quad (14)$$

Cette force est une fonction du déplacement s .

Les forces considérées pour le calcul de la résistance offerte au long de la surface de glissement sont indiquées sur la figure 46. Sur cette surface agissent la résultante des pressions d'eau, que l'on vient de calculer, U , la force normale effective, N' , et la résistance au cisaillement, R , de façon que :

$$R = N' \tan \phi' \quad (15)$$

où ϕ' est l'angle de frottement effectif, défini par la suite.

Les forces externes sur l'ensemble digue-terrain mobilisé (dont on a exclu le coin en butée finale) sont les poids de la digue et du terrain mobilisé (W_p et W_b , respectivement), les composantes horizontale et verticale de la poussée des stériles (F_h et F_v , respectivement) et l'action du coin en butée (forces horizontale, R_p et verticale, S_j) (Fig. 47).

L'équilibre en direction verticale permet de trouver N' :

$$N' = (F_v + W_p + W_b - S_j - U \cos \alpha_b) / (\cos \alpha_b + \sin \alpha_b \tan \phi') \quad (16)$$

Et donc :

$$R = N' \tan \phi' \quad (17)$$

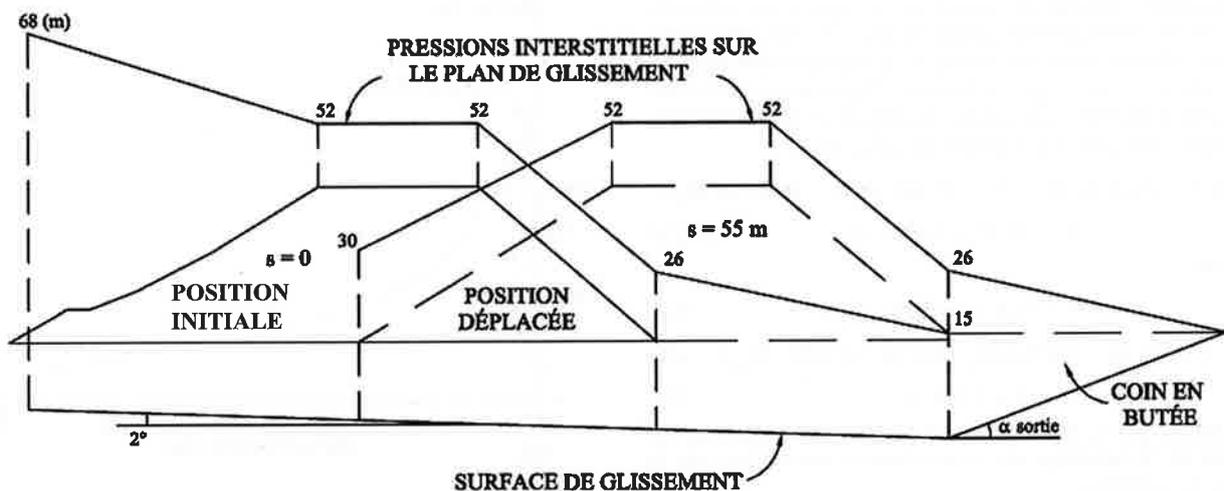


FIG. 45 Distribution de pressions interstitielles sur le plan de rupture pour les positions initiale et finale du glissement.

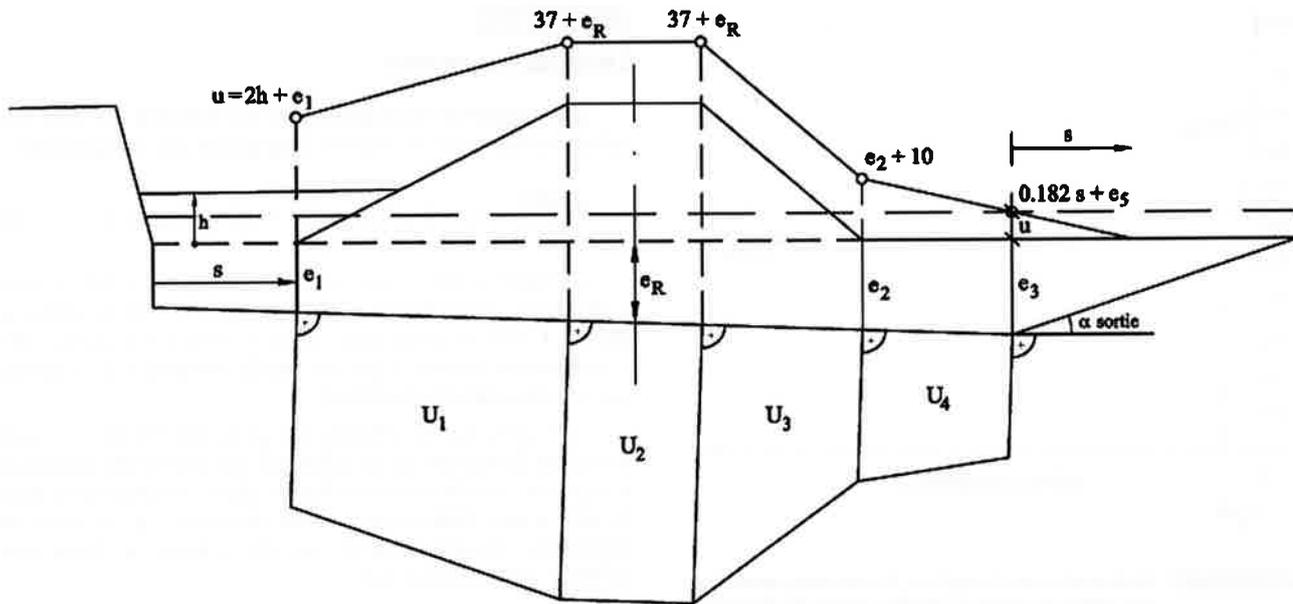


FIG. 46 Distribution de pressions interstitielles sur le plan basal de rupture pendant le mouvement.

La force S_1 est ensuite déduite de l'équilibre des forces dans le coin en butée.

L'angle ϕ' sera sûrement l'angle de frottement résiduel de l'argile bleue pendant la plus grande partie du mouvement. Néanmoins, au moment initial, l'angle ϕ' correspond à la valeur moyenne obtenue pour assurer l'équilibre strict. On a vu que cet angle est d'environ 17 degrés. La chute du frottement vers des valeurs résiduelles a dû être rapide et s'être produite au commencement du mouvement. On a introduit un paramètre d pour indiquer la pente de cette chute (Fig. 48).

Finalement, on considère l'influence du coin en butée à la fin du mouvement.

Dans ce coin, les alluvions interviennent dans la résistance au cisaillement. C'est pour cette raison qu'on définit un angle de frottement pondéré, ϕ'_m , à partir de ϕ' (dans l'argile) et de l'angle de frottement des alluvions ($\phi'_{alluvial} \approx 35$ degrés). Ces deux angles sont pondérés en proportion des efforts normaux sur les surfaces de glissement dans le plan qui cisaille l'argile et les alluvions.

On obtient ainsi :

$$\tan \phi'_m = (\tan \phi' A_2 + \tan \phi'_{alluvial} A_1) / A_t \quad (18)$$

avec

$$\begin{aligned} A_1 &= 8/e_3 \\ A_2 &= e_3/2 - 8/e_3 \\ A_t &= e_3/2 \end{aligned} \quad (19)$$

La distribution de pression d'eau, indiquée dans un chapitre antérieur, permet de calculer les résultantes U_j et U_f (Fig. 50) comme :

$$\begin{aligned} U_j &= \gamma_w u_c e_3 / 2 \\ U_f &= u_c e_3 \gamma_w / 2 \sin \alpha_s \end{aligned} \quad (20)$$

L'équilibre des forces en directions verticale ou horizontale permet d'obtenir la force effective horizontale de réaction du coin comme :

$$N'_1 = \frac{(W_s + W_c)(\tan \alpha_s + \tan \phi'_m)}{1 - 2 \tan \phi'_m \tan \alpha_s - \tan^2 \phi'_m} \quad (21)$$

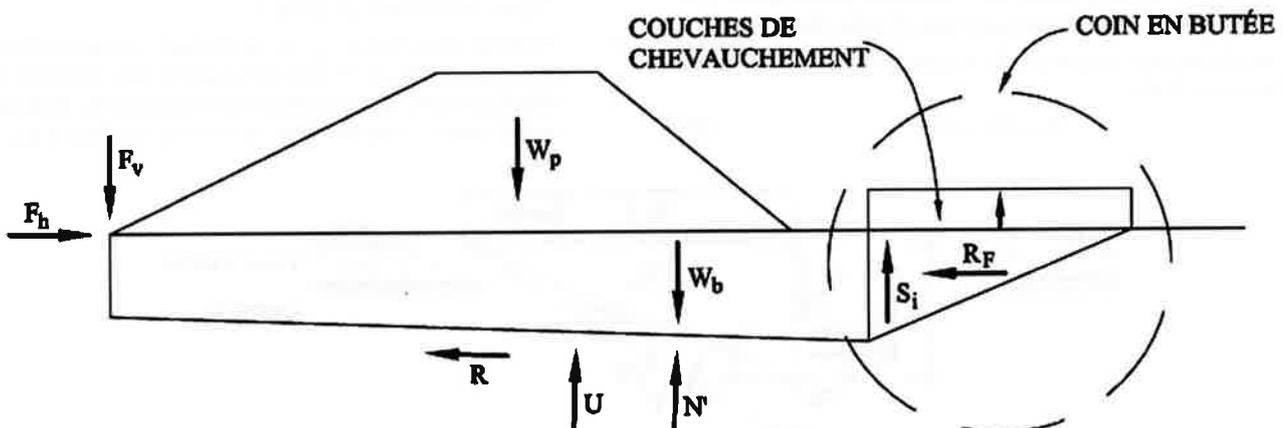


FIG. 47 Forces pour le calcul de la résistance sur la surface de glissement.

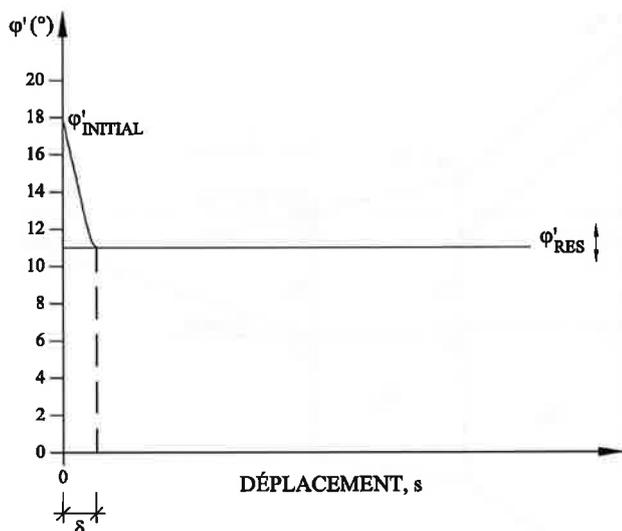


FIG. 48 Diminution de l'angle de frottement dans l'argile bleue à cause du déplacement du barrage.

où le poids du coin W_c est donné par :

$$W_c = e_3^2 \gamma_{nat} / 2 \tan \alpha_s \quad (22)$$

et le poids du terrain accumulé en surface serait :

$$W_s = e_3 aa(s) \gamma_{nat} / \tan \alpha_s \quad (23)$$

On a choisi d'exprimer la hauteur accumulée de sol, $aa(s)$, comme une fonction linéairement dépendante de s , en supposant une hauteur maximale de sol accumulé (aa_{max}) définie comme un paramètre du modèle. L'étude géologique effectuée indique que dans la zone de glissement maximal, des surélévations maximales du terrain (environ 12 m) ont eu lieu. Cette valeur donne une approximation de la valeur de aa_{max} qui peut être employée pour les calculs.

N'_i est un effort horizontal effectif de caractère passif. Sa valeur change avec l'angle de sortie du plan inférieur de glissement. La valeur critique de N'_i sera celle qui minimise α_s . A partir de l'expression trouvée, on peut chercher analytiquement ces valeurs minimales et les angles α_s critiques. Ainsi, pour un angle de frottement moyen, proche du résiduel (comme c'est le cas), $\phi'_m \cong 12$ degrés, on calcule :

$$(\alpha_s)_{critico} = 17,4 \text{ degrés} \quad (24)$$

Cette valeur concorde avec les observations in situ, qui signalent que la valeur de l'angle de la pente de sortie de la surface de glissement est proche de 20 degrés.

La résistance horizontale totale qu'exerce le coin en butée sera donc :

$$R_f = N'_i + U_{fi} \quad (25)$$

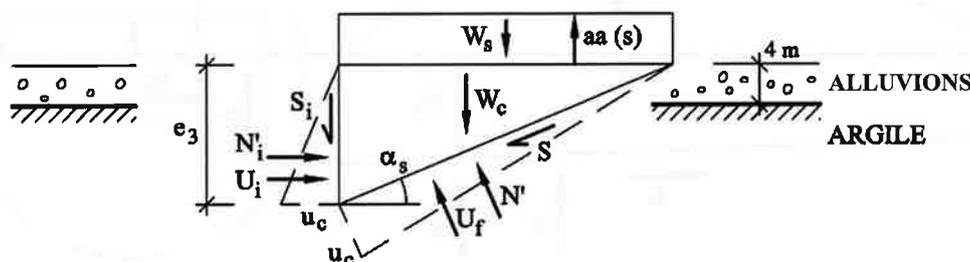


FIG. 49 Forces sur le coin en butée du glissement.

10.3.3

Calcul du mouvement

Les expressions antérieures fournissent les données nécessaires pour intégrer l'équation du mouvement :

$$M \frac{d^2s}{dt^2} = F_h - R \cos \alpha_b - R_f + (N' + U) \cos \alpha_b \quad (26)$$

La masse, dans les calculs effectués, a été laissée constante et égale à la masse initiale ($s = 0$) du mouvement. Cette masse peut être obtenue à partir des expressions données par les poids de la digue et du terrain de fondation mobilisé.

Le calcul de la vitesse du glissement de la digue pendant la rupture a été effectué par intégration dans le temps de l'accélération calculée dans l'expression antérieure. Cette intégration a été réalisée par un schéma explicite, avec un petit pas de temps, τ , pour que l'erreur soit négligeable.

10.4

Paramètres du modèle

Le modèle inclut les paramètres suivants :

- β_{est} angle du plan de rupture dans les stériles (en amont). Selon l'investigation géologique, cet angle est fort et peut varier entre 70 et 90 degrés ;
- F_{hi} poussée initiale (horizontale) sur l'ensemble digue-terrain de fondation mobilisé. On l'a estimé approximativement égal à 1 400 t/m dans des conditions K_p et à 1 100 t/m dans des conditions de poussée active ;
- ε déplacement nécessaire pour que les poussées correspondent à une situation de liquéfaction de stériles. Il est probable que les déplacements soient d'environ 1 m ;
- γ_e poids spécifique naturel des stériles liquéfiés. Dans le bassin de pyrites, cette valeur sera environ de 3,1 t/m³ ;
- e_R profondeur de la surface de rupture sous le plan d'appui de la digue, sous les centres de couronnement. Approximativement $e_R = 14-15$ m ;
- α_b inclinaison apparente de la surface de rupture dans la section qu'on calcule. Il vaut approximativement 2 degrés orthogonalement à l'axe de la digue du bassin de pyrites ;
- δ distance nécessaire pour mobiliser l'angle de frottement résiduel. Il faut plusieurs décimètres de déplacement relatif entre les surfaces de cisaillement pour trouver des valeurs proches à ϕ'_{res} ;

- $\varphi'_{\text{initial}}$ angle moyen de frottement le long de la surface de rupture qui explique l'équilibre strict. Les calculs effectués (équilibre limite) indiquent que $\varphi'_{\text{initial}}$ est environ 17 degrés ;
- φ'_{res} angle de frottement résiduel de l'argile bleue selon les différentes procédures d'essai : il varie entre 10 et 12 degrés ;
- aa_{max} hauteur maximale de surcharge du sol accumulé sur le coin en butée. On a mesuré des surélévations maximales de 12 m ;
- α_s angle de la pente de sortie de la surface de glissement. Les observations *in situ* indiquent que $\alpha_s = 20^\circ$, même si l'on a prouvé l'existence de plans différents de rupture dans la structure du propre coin, qui est assez complexe ;
- τ pas du temps choisi dans le calcul itératif. On n'a pas détecté d'erreurs significatives de calcul à moins de $\tau = 0,1$ s.

10.5

Résultats

On a pris les paramètres suivants comme représentatifs du mouvement dans la zone centrale du glissement :

$\beta_{\text{est}} = 70$ degrés ; $F_{\text{ht}} = 1108$ t ; $\epsilon = 1$ m ; $\gamma_e = 3,1$ t/m³ ; $e_{\text{R}} = 14$ m ; $\alpha_b = 2$ degrés ; $\delta = 1$ m ; $\varphi'_{\text{initial}} = 18$ degrés ; $\varphi'_{\text{res}} = 11$ degrés ; $\alpha_s = 20$ degrés ; $aa_{\text{max}} = 10$ m ; $\tau = 0,1$ s.

Certains paramètres ont une influence très petite sur les résultats (F_{ht} , ϵ , δ , $\varphi'_{\text{initial}}$). Le calcul commence à partir d'un glissement initial (s), inférieur à ϵ , qui conduit à une force horizontale qui dépasse la résistance au glissement.

Sur les figures 50 à 53, on représente les résultats du calcul. L'évolution de la vitesse avec le temps est indiquée sur la figure 50. La digue prend une vitesse maximale de 5,5 m/s (20 km/h) 6,5 s après le commencement de la rupture. Le mouvement dure seulement 14,5 s.

L'accélération calculée est indiquée sur la figure 51. La digue subit une accélération rapide au commencement du mouvement. La valeur maximale est de 1,39 m/s² (0,14 g). L'accélération diminue, tandis que la vitesse de la digue augmente. Le mouvement commence à décélérer 7,5 s après le début de la rupture. La décélération est de 1 m/s² lorsque le mouvement s'arrête.

L'évolution des forces sur la digue (Fig. 52) explique le diagramme d'accélération. Dans les instants initiaux, la liquéfaction des stériles augmente notablement la force de poussée, qui dépasse largement la résistance (les résistances à la base et dans le coin en butée sont montrées sur la figure). De cette façon, la résultante est positive et atteint une valeur maximale de 1 400 t/ml qui accélère la digue. La chute de la hauteur de stériles, en amont, réduit progressivement la force de poussée, ce qui se traduit par une décélération du mouvement. La résistance totale au glissement augmente très peu, de telle sorte que la raison fondamentale de l'arrêt du mouvement est la réduction de la hauteur des stériles en amont. Cette réduction a été à son tour possible parce que le plan quasi vertical de rupture, dans la masse de stériles, est resté essentiellement stable pendant le mouvement. On doit se rappeler qu'il y a une évidence géomorphologique de ce comportement puisque la posi-

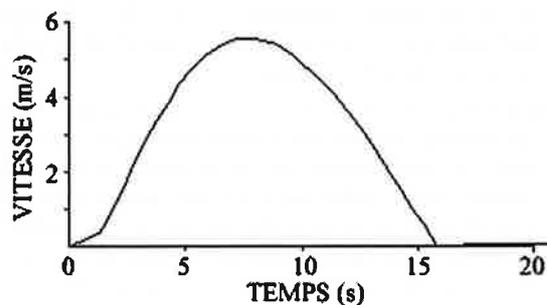


FIG. 50 Simulation de la rupture de la digue. Évolution de la vitesse.

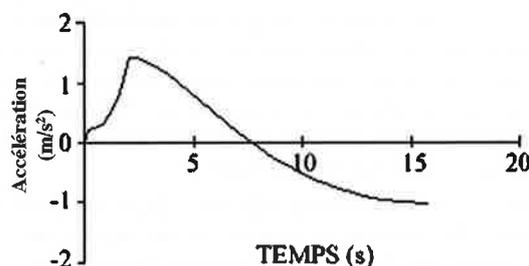


FIG. 51 Simulation de la rupture de la digue. Évolution de l'accélération.

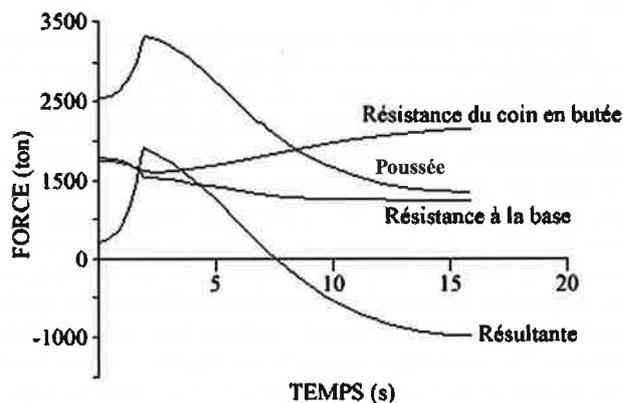


FIG. 52 Simulation de la rupture de la digue. Forces de poussée résistante et résultante. Variation avec le temps.

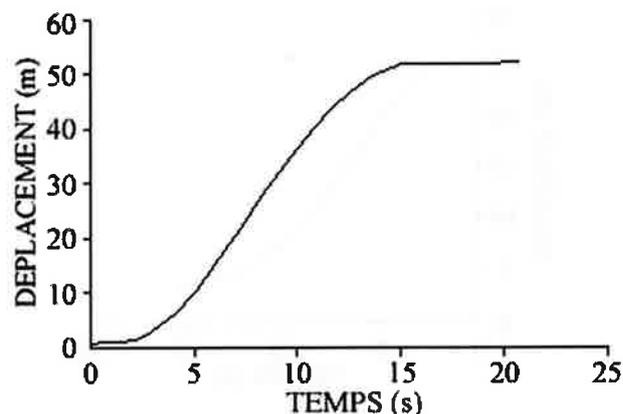


FIG. 53 Simulation de la rupture de la digue. Variation du déplacement avec le temps.

tion de l'escarpement supérieur de la surface de rupture a été préservée dans les stériles, en amont et proche de la position du pied de la digue.

La stabilité à court terme d'un talus quasi vertical dans les stériles de pyrites trouve son explication dans la vitesse du mouvement, la cimentation et la perméabilité relativement faible de ces matériaux. La décharge rapide a produit sûrement des pressions interstitielles négatives dans les stériles qui ont rendu stable le talus à court terme. A moyen ou long terme, les stériles ont été capables de maintenir ce talus avec une forte pente, même si de fortes érosions et des ruptures locales, qui ont contribué à défigurer la surface initiale de glissement, se sont produites pendant les jours suivant la rupture. La stabilité raisonnablement élevée des stériles, même à long terme, et qui est probablement une conséquence des phénomènes de cimentation entre particules, a été déterminante pour éviter un glissement encore plus large. Si la masse de stériles déstabilisée avait été plus grande, le glissement de la digue aurait progressé plus rapidement.

La chute de la masse de stériles, placée directement au-dessus de la pente en amont du barrage, a été rendue possible par la forte accélération horizontale qui a eu lieu. On peut prendre comme une référence l'accélération calculée (0,14 g), qui est similaire à l'accélération d'un tremblement de terre d'intensité moyenne à haute (Intensité 7 ou 8 – MKS – et magnitude 5 ou 6 – Richter).

La distance parcourue augmenta au cours du temps comme il est montré sur la figure 53. Sur la figure 54, on représente la chute de la hauteur de stériles liquéfiés. Le mouvement s'arrête, dans la simulation effectuée, lorsque la hauteur de stériles est de 5 m au-dessus du pied en amont de la digue. Cette hauteur, dans la simulation faite, varie avec l'angle de stabilité des stériles liquéfiés. La hauteur de stériles mesurée (cartographiée) pendant les jours postérieurs à la rupture ne correspondra pas à celle existant immédiatement après l'arrêt du mouvement (qu'on indique sur la figure 54), puisque de nouveaux apports en stériles, provenant d'érosions et de ruptures locales, ont modifié la topographie de surface de la fosse formée en amont de la digue.

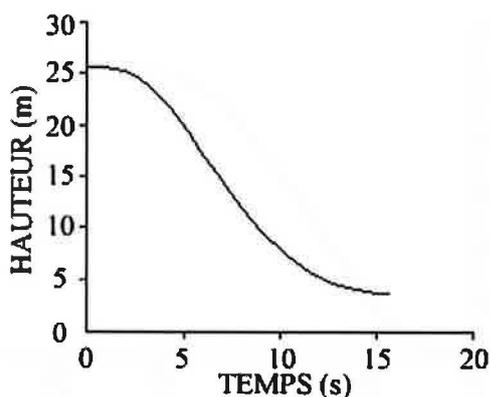


FIG. 54 Simulation de la rupture de la digue. Évolution de la hauteur de stériles en amont.

10.6

Analyse de sensibilité

On a signalé que les résultats du calcul sont peu sensibles à certains paramètres. D'autres apparaissent déterminants pour le résultat du calcul. Par exemple, l'angle de glissement α_B modifie la distance parcourue de la façon suivante (en considérant les mêmes valeurs pour le reste des facteurs).

α_B (degrés)	s_{max} (m)
2	52,01
1	47,8
0	43,75
-1	39,6

Le modèle est, néanmoins, relativement robuste dans la mesure où la variable calculée qui définit le mieux le mouvement et qui peut, de plus, être comparée avec les observations *in situ* (par exemple, la distance parcourue) n'est pas substantiellement modifiée. En effet, si les paramètres de calcul du « cas de base » (déjà défini) restent constants, la modification des paramètres qui sont indiqués donne ensuite lieu aux déplacements maximaux suivants.

10.7

Conclusion de l'étude dynamique

- Un modèle relativement simple a été développé pour analyser la phase du mouvement de la digue. On considère que le modèle rend compte des aspects les plus significatifs du phénomène. Le fait que le modèle soit capable de reproduire avec une bonne précision la distance parcourue par la digue, renforce la fiabilité accordée aux hypothèses et paramètres choisis qui, par ailleurs, dérivent des observations *in situ*, des essais de laboratoire et des analyses précédentes. Particulièrement, étant donné sa pertinence pour expliquer le début de la rupture, on souligne que ce modèle considère valides les pressions interstitielles calculées le long de la surface de rupture et l'angle de résistance résiduel des argiles bleues mesuré dans les essais du laboratoire (11 degrés). En outre, le modèle, de géométrie bidimensionnelle, ne prend pas en compte l'existence d'efforts d'interaction entre sections successives de la digue et est donc caractéristique de la zone centrale du mouvement.
- Le glissement de la digue a eu lieu à cause de la poussée du coin de stériles liquéfiés, de volume relativement réduit, placé au-dessus du parement amont de la digue. Ce coin était limité, en amont, par un plan quasi vertical qui commençait à proximité du pied de la digue. Ce talus resta stable pendant le mouvement.
- Le mouvement fut rapide. Le déplacement maximal fut atteint 15 secondes après le commencement de la rupture et la vitesse maximale atteinte par la digue pendant le mouvement fut de 20 km/h.
- L'accélération maximale du mouvement fut de 0,14 g et se produisit pendant les premiers instants. Cette accélération contribua à la chute et à la liquéfaction de

	Paramètre	s_{max} (m)
Angle de stabilité de rupture dans les stériles	$\beta_{stat} = 80$ degrés	48,4
	$\beta_{stat} = 80$ degrés	45
Poids spécifique des stériles	$\gamma_e = 2,9$ t/m ³	47,85
	$\gamma_e = 3,0$ t/m ³	49,9
Profondeur du plan de rupture sous couronnement	$e_R = 13$ m	55,3
	$e_R = 15$ m	48,9
Angle de frottement résiduel de l'argile	$\phi_{res} = 10$ degrés	57,06
	$\phi_{res} = 12$ degrés	47,2
Hauteur maximale du chevauchement en aval	$aa_{max} = 8$ m	55,5
	$aa_{max} = 12$ m	49
Angle de sortie de la surface de rupture	$\alpha_s = 10$ degrés	41,1
	$\alpha_s = 15$ degrés	48,5
	$\alpha_s = 25$ degrés	53,3
	$\alpha_s = 30$ degrés	53,1

la masse de stériles placée au-dessus de la pente en amont de la digue.

- Le mouvement s'arrêta à cause de la réduction de la hauteur de stériles liquéfiés qui se sont écoulés dans le grand bassin ouvert en amont par le glissement. De cette façon, les poussées sur la digue et la masse de terrain de fondation qui l'accompagnait ont diminué en dessous de la résistance au glissement opposé par la surface de rupture elle-même. Cela a changé le signe de l'accélération de la digue et la vitesse du mouvement a diminué jusqu'à s'annuler. Le développement modéré de résistances passives croissantes à l'extrémité du mouvement a joué un rôle marginal dans l'arrêt du mouvement. Il n'a pas, non plus, affecté le début du déversement, étant donné la vitesse du phénomène.

11

Conclusion sur la rupture de la digue

On a signalé dans l'introduction trois caractéristiques des argiles surconsolidées qui contrôlent de manière décisive la stabilité des structures fondées sur elles et les phénomènes d'instabilité de talus : les discontinuités (plans de sédimentation, diaclases), la faible perméabilité en masse du matériau et sa fragilité. En se rapportant à la rupture de la digue du bassin de stériles d'Aznalcóllar, on peut définir le rôle de chacun de ces aspects de la façon suivante.

11.1

Imperméabilité des argiles

La faible perméabilité des argiles et l'accumulation de charges en surface entraîne l'existence des pressions élevées d'eau interstitielle dans l'argile bleue de cimentation. Ces pressions proviennent du poids accumulé des stériles et de la digue. La faible perméabilité de l'argile explique le fait que ces surpressions d'eau se sont dissipées si lentement que les pressions d'eau interstitielle ont augmenté progressivement dans

l'argile pendant toute la période de construction du bassin. On a estimé que, au moment de la rupture, la pression d'eau dans le plan de glissement atteignait 730 kPa en amont du pied intérieur de la digue et sous les stériles, et 550 kPa, sous l'axe de la digue.

11.2

Fragilité de l'argile

La fragilité de l'argile implique une chute de la résistance disponible dans un joint ou plan de glissement lorsqu'on dépasse, entre les deux lèvres du joint, le (petit) déplacement relatif qui mobilise la résistance maximale. Des déplacements relatifs additionnels entre les deux faces en contact font descendre progressivement la résistance de l'argile bleue jusqu'à des valeurs égales 20 % de la résistance maximale ou de pic. Cette chute de résistance conduit à des phénomènes de rupture progressive le long d'une future surface de glissement et à la réduction de la résistance disponible de l'ensemble de la fondation.

En effet, les contraintes de cisaillement imposées qui ne peuvent pas être supportées en un point de l'argile sont transmises à des zones proches qui peuvent alors atteindre des conditions critiques (résistance de pic ou maximale). A partir de cet instant, ces zones peuvent aussi subir une réduction de la résistance, qui se traduit à nouveau par une transmission d'efforts à des points proches. Une caractéristique préoccupante de la rupture progressive est qu'elle peut conduire à des instabilités brusques sans signes précurseurs apparents.

La construction de la digue vers l'aval par augmentation simultanée de la hauteur et de la largeur des talus de remblais, contribua à étendre les conditions de rupture de l'argile à une vaste zone située en dessous de la digue.

L'apparition de ces phénomènes ne dépend pas uniquement de la fragilité de l'argile mais aussi de l'intensité des contraintes de cisaillement transmises par la structure en construction. Au pied des talus de grande pente (c'est le cas du talus en remblai construit), on observe des contraintes de cisaillement très élevées.

La combinaison de ces contraintes et des hautes pressions d'eau mentionnées auparavant se traduit en l'application d'efforts supérieurs à la résistance maximale de l'argile dans des certaines zones du futur plan de glissement. La progression de la construction et la rupture progressive ont étendu la surface de rupture à des zones chaque fois plus grandes. La situation est devenue instable lorsque la surface de glissement a été incapable d'offrir une résistance croissante au mouvement relatif entre ses faces.

11.3

Discontinuités

La surface à la base du glissement a coïncidé probablement avec un plan de sédimentation des argiles, plans caractérisés pour être presque horizontaux (avec une inclinaison de 2-4 degrés en direction SE). On a signalé la faiblesse relative des plans de sédimentation par rapport à la résistance qu'offre l'argile en masse. Les essais de cisaillement effectués au laboratoire indiquent la présence d'une cohésion réelle (attribuée à des phénomènes de cimentation) de l'argile en masse. Mais les analyses de stabilité effectuées suggèrent que cette cohésion ou cimentation n'existait pas ou était petite le long des plans de stratification. Ces mêmes conditions de sédimentation et, probablement, l'apparition de mouvements tectoniques post-miocéniques peuvent expliquer la diminution de résistance au cisaillement des plans de sédimentation. Ainsi, ces plans réagissent comme de grandes surfaces qui, face aux efforts de cisaillement transmis par le bassin et la digue, réagissent avec un comportement de caractère fragile (la résistance diminue avec le mouvement relatif entre les deux surfaces du plan de rupture) et plus petite que celle disponible dans l'argile de masse. Le rôle notable des plans de sédimentation sur la rupture est cohérent avec les résultats des analyses d'équilibre limite et les calculs par éléments finis. Si l'argile avait été parfaitement homogène, la géométrie du mécanisme critique de rupture s'approcherait d'un cercle. Le fait que la rupture eut lieu le long d'un plan indique que la stratification de l'argile a eu une influence sur l'instabilité.

Les limites du glissement étaient contrôlées par les discontinuités de l'argile bleue de fondation. On distingue dans cette argile deux types principales de discontinuités : les plans de sédimentation, déjà mentionnés, qui définissent la surface basale de glissement et l'ensemble des diaclases subverticales orientées NE-SO et N-S.

La limite supérieure, en amont ou occidentale, du glissement était limitée par une diaclase verticale de l'argile, orientée N-S, qui était parallèle au pied de la digue. Dans la limite nord du glissement, le mouvement était limité aussi par une diaclase d'orientation NE-SO qui traversait obliquement la digue de retenue du bassin de pyroclastes proche de la jetée de séparation entre les bassins de pyrites et pyroclastes. Le glissement vers l'est de la digue de retenue du bassin de pyrites a ouvert dans ce plan une brèche de quelque 14 m de largeur qui a permis le versement des boues en direction NE. On a détecté une rotation modérée du mouvement vers le sud qu'on a interprété comme causée par l'inclinaison des plans de sédimentation des argiles bleues.

11.4

Développement des conditions de rupture pendant la période de fonctionnement de la structure

Les analyses effectuées suggèrent que les premiers phénomènes de rupture progressive dans le futur plan basal de glissement ont eu lieu sous le pied en aval du remblai d'enrochement (du côté du fleuve Agrio) lorsque la digue a atteint 17-18 m d'hauteur, c'est-à-dire vers 1985.

La construction de la digue vers l'aval a fait progresser dans la même direction la rupture le long de la future surface de glissement. Non seulement l'intensité croissante des contraintes de cisaillement, mais aussi les surpressions d'eau ont contribué à étendre les conditions critiques en aval, même au-delà du pied de la digue, en direction du fleuve Agrio. En amont, sous le pied du remblai revêtu par la couche d'argile rouge, les déplacements accumulés par la poussée des résidus sur la digue ont aussi causé une rupture de l'argile. La dernière phase de mobilisation complète de la résistance dans le plan de rupture correspondait probablement à la zone centrale sous couronnement de la digue, où existaient deux circonstances plus favorables (des contraintes de cisaillement plus petites et des contraintes normales plus élevées), et aux pentes de sortie de la surface de glissement, en aval. Les résultats des analyses effectuées (par éléments finis et équilibre limite) sont cohérents avec le développement du mécanisme de rupture décrit.

Il est de plus intéressant de constater que les méthodes de calcul indiquent que, si l'on considère une résistance de l'argile constante dans le temps, on atteint le coefficient de sécurité minimum pendant une étape intermédiaire de construction, juste avant de réaliser l'agrandissement du remblai en aval. Cette observation est importante pour évaluer si la rupture s'est produite le long d'une surface de glissement préexistante ou si elle est la conséquence de déformations imposées par le processus de construction. Si une surface de rupture antérieure avec des valeurs faibles de résistance avait existé, les analyses montreraient que l'instabilité aurait eu lieu dans l'étape identifiée comme critique (aux environs de 1988) ou même avant. Le fait que la rupture s'est produite en 1998 suggère que la résistance de l'argile était supérieure en 1988 à celle du moment de la rupture. Cela explique l'existence d'une dégradation complémentaire de sa résistance, dégradation produite par le processus de rupture progressive associée à la construction de la digue elle-même.

12

La rupture d'Aznalcóllar en perspective

On a identifié la rupture progressive comme l'un des phénomènes principaux qui conduisit à la rupture de la digue d'Aznalcóllar. Dans la littérature géotechnique classique, on a fréquemment invoqué son importance pour les problèmes de stabilité des pentes (Skempton, 1964 ; Terzaghi et Peck, 1964 ; Bjerrum, 1967 ; Bishop, 1967 et 1971). Ces auteurs suggèrent que l'importance de la rupture progressive augmente dans

le cas de distributions non uniformes de contraintes et dans des matériaux qui présentent une fragilité marquée. Palmer et Rice (1973), Rice (1973) et Chowdury (1977 et 1978) ont présenté des analyses rigoureuses sur la propagation des surfaces de rupture. Ces travaux sont fondés sur des considérations énergétiques et sont capables de fournir des informations sur les contraintes nécessaires à la propagation de la rupture, de sa vitesse, l'effet de l'indice de fragilité, l'effet de l'échelle du problème, etc. Ces méthodes ont été pourtant seulement appliquées à des problèmes idéalisés.

D'autres auteurs ont employé l'analyse numérique dans des analyses précoces pour modéliser la rupture progressive, dans une procédure qui dérivait les valeurs de résistance réelles pour les transférer à l'analyse d'équilibre limite (Pariseau, 1972 ; Gates, 1973 ; Lo et Lee, 1973). On a développé aussi des analyses numériques complètes par la méthode des éléments finis. Néanmoins, les analyses de ce genre sont rares dans la littérature. On rencontre des contributions importantes récentes dans les travaux de Yoshida, Morgenstern et Chen (1990), Potts, Dounias et Vaughan (1990) ; Dounias, Potts et Vaughan (1996), et Potts, Kovacevic et Vaughan (1997).

On ne trouve cependant que quelques cas historiques détaillés qui démontrent, sans ambiguïté, l'existence d'un mécanisme de rupture progressive. De fait, si l'on restreint la recherche aux cas de rupture associés aux barrages en terre, l'information est encore plus rare.

L'un des cas les plus significatifs associé à la rupture progressive était celui de l'expérience Sellborne et de l'interprétation des données inclinométriques fournies par Cooper (1996). Le talus, qui a atteint la rupture suite à une hausse provoquée des pressions d'eau, était situé sur une argile altérée de Gault de plasticité élevée ($w_L = 70-75\%$; $IP = 22\%$; fraction d'argile : $34-48\%$). La figure 55 montre la distribution de la résistance au cisaillement le long de la surface de rupture pour des instants différents. La figure a été décrite comme « conceptuelle » car elle résulte de l'assignation de caractéristiques arbitraires contrainte-déplacement à l'argile de Gault : déplacement pour la résistance de pic : 2 mm ; déplacement pour la force résiduelle : 10 mm ; Indice de fragilité $I_b = 0,6$; $K_0 = 1$.

La plastification commence en pied de talus et la résistance disponible décroît vers des valeurs résiduelles. Les sections centrale et supérieure du talus restent donc en dessous des conditions de pic. Puis, la plastification progresse en amont, comme cela a été prévu par les récentes analyses par éléments finis de la rupture retardée des talus excavés dans des argiles fragiles (Potts *et al.*, 1997).

La figure 55 indique que le « facteur résiduel », défini par Skempton (1964) comme :

$$R = (\bar{\tau}_p - \tau) / (\bar{\tau}_p - \bar{\tau}_r) \quad (27)$$

vaut $R = 0,75$ pour la distribution de résistance de cisaillement immédiatement antérieure à la rupture. R mesure le degré de développement des contraintes résiduelles le long de la surface de rupture. $\bar{\tau}_p$ et $\bar{\tau}_r$ sont les résistances de cisaillement moyennes, de pic et résiduelle, le long de la surface de rupture. τ est la contrainte de cisaillement moyenne au moment de la rupture. Les méthodes conventionnelles d'équilibre limite offrent la possibilité de trouver $\bar{\tau}$ (en imposant un coefficient de sécurité égal à 1). Ainsi, si l'on détermine les paramètres de la résistance de cisaillement de pic

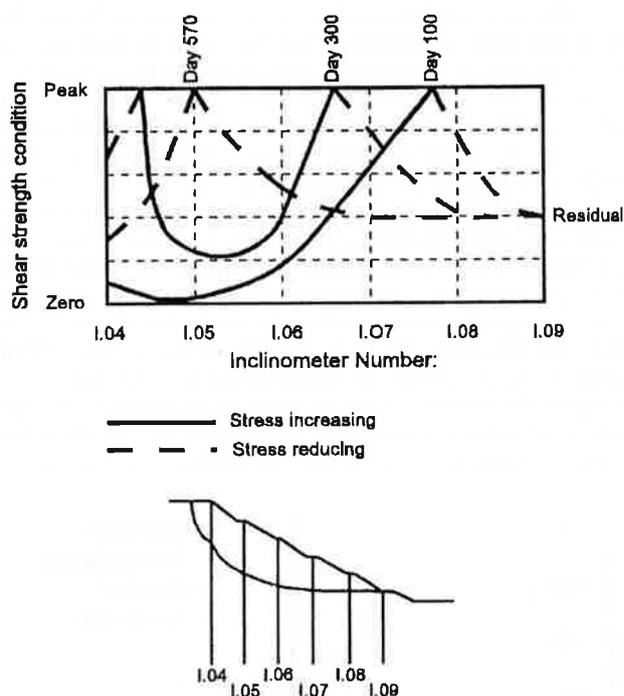


FIG. 55 États de résistance au cisaillement le long de la surface de glissement. Glissement de Selborne. Cooper (1996).

et résiduelle, la valeur de R peut être déduite d'une analyse à rebours de la rupture réelle.

La question de la rupture progressive est souvent associée au concept de ramollissement de l'argile le long de la surface de rupture. Skempton (1970 et 1977) a proposé que la résistance disponible dans un joint ou dans une fissure de l'argile surconsolidée qui a subi un cisaillement avant la rupture corresponde à un état de « ramollissement complet ». Cette résistance associée au ramollissement complet est égale à la résistance au cisaillement drainé de pic d'un échantillon de la même argile normalement consolidée. Le phénomène physique qui a causé ce ramollissement est le gonflement de l'argile proche de la fissure lorsqu'elle se dilate. Cette interprétation n'implique donc pas la prise en compte d'une ré-orientation des particules d'argile. Stark et Eid (1994) ont considéré le fait que le processus de ramollissement implique une perte de la cohésion drainée associée à des conditions de pic. Les angles de frottement drainé, de pic et en condition de ramollissement, seraient, dans ce cas, similaires.

La réduction de la résistance moyenne provoquée par la rupture progressive n'est pas expliquée seulement par les processus locaux de changement de la teneur en eau de l'argile, mais aussi par les processus de transfert de contraintes se produisant dans la masse d'argile soumise à des contraintes. Dans une étude expérimentale de la valeur adoptée par la résistance « complètement ramollie » des argiles raides et fissurées, Stark et Eid (1994) ont mis en relation le rapport des contraintes (τ/σ'), lors de la rupture avec la limite de liquidité et la proportion d'argile du sol. Ils ont ensuite réexaminé une série de cas de glissement initial dans des argiles raides et fissurées. Ils ont ainsi trouvé des valeurs de la résistance mobilisée qu'ils ont comparé avec deux valeurs de résistance au cisaillement : celle complètement ramollie et celle résiduelle.

Cette comparaison est représentée sur la figure 56. Deux cas correspondent à des barrages (le barrage de North Ridge et le barrage de Carsington). Les autres cas sont des glissements de talus. Stark et Eid (1994) ont constaté que le rapport des contraintes mobilisées (τ_{mpB} / ϕ'_n) est approximativement égal à la moyenne entre la résistance complètement ramollie et la résistance résiduelle. Ce résultat ne correspond pas aux cas rapportés par Skempton (1977) et Chandler (1984), qui ont suggéré que la résistance au cisaillement mobilisée dans un premier glissement est donnée par la résistance complètement ramollie. Dans la discussion qu'ils font des résultats de la figure 56, Stark et Eid (1994) incluent deux effets : le ramollissement associé à des hausses de teneur en eau le long de la surface de rupture en développement et le processus de transfert des forces, implicite au concept de rupture progressive.

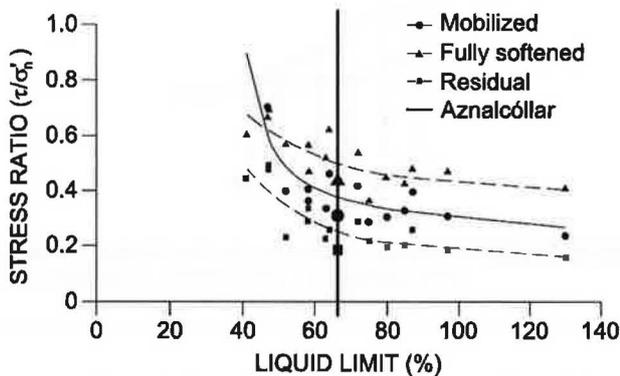


FIG. 56 Rapport de contraintes mobilisées, complètement ramollies et résiduelles pour des cas réels analysés (Sark et Eid, 1994).

En ce qui concerne les ruptures notables de barrages sur fondations argileuses, on observe qu'il y a peu de données sur le processus de rupture et, particulièrement, sur le développement éventuel de la rupture progressive.

Material	Description
Zone 1	Impervious Clay Core
Zone 3	Miscellaneous Clayey-Gravel Fill
Zone 4	Minus 8" Rockfill
Zone 5	Plus 8" Rockfill Rip-Rap
Slopewash	Lean to Fat Foundation Clay

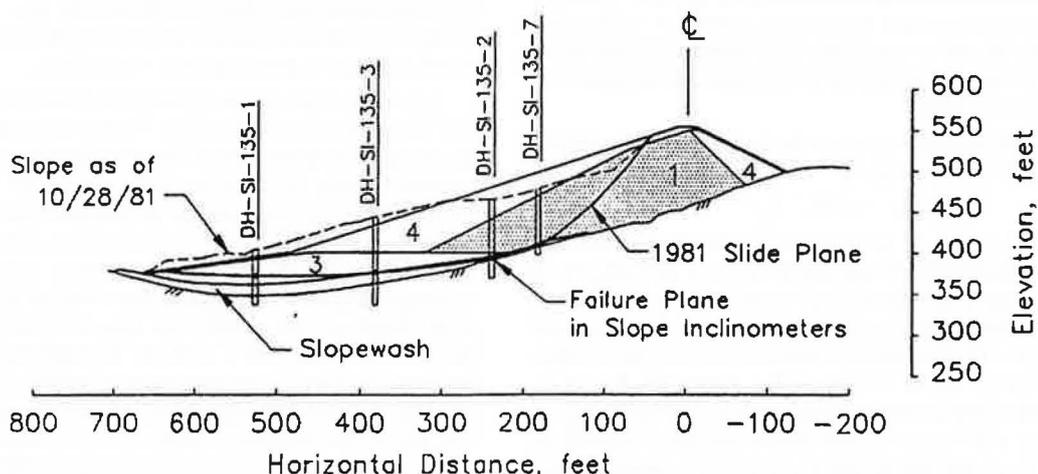


FIG. 57 Glissement du barrage de San Luis à la position 135 + 00 (Stark et Eid, 1996).

La rupture du barrage de San Luis a été discutée par Penman (1986) et Stark et Duncan (1991). La position et la forme de la surface de rupture ont été bien identifiées à l'aide d'inclinomètres (Fig. 57). Une grande proportion de la surface était située sur un dépôt de glaise colluviale *slope wash* ($w_L = 35-45\%$; $w_p = 18-24\%$) qui, selon Stark et Duncan (1991), contient de grandes proportions de beidellite, un minéral argileux gonflant. Le dépôt de glaise colluviale ne fut pas excavé au moment de la construction car il était sec et dur et ne répondait pas à la spécification suivante pour l'excavation éventuelle des matériaux de fondation : « être enlevé jusqu'à trouver une roche ferme ou un horizon, dont la résistance dépasse celle du remblai au-dessus ». Lorsque l'argile du dépôt de glaise colluviale devient humide, sa résistance tomba jusqu'à des valeurs proches de l'« état complètement ramolli ». Stark et Duncan (1991) constatent cependant que la rupture ne peut pas s'expliquer sans considérer que le dépôt de glaise colluviale se trouve en conditions résiduelles. La raison donnée par les auteurs pour cette chute additionnelle de résistance est l'accumulation des déformations causées par une série de cycles de remplissage et vidange du barrage. Il n'y a donc pas d'évidence définitive de rupture progressive dans ce cas. Il est de plus important de reconnaître que la construction d'un barrage zoné induit de grandes déformations de cisaillement le long et autour des interfaces entre masses de raideur différente telle que présentée sur le schéma de la figure 58. Ces zones peuvent potentiellement avoir leurs valeurs de résistance réduites jusqu'à être proches des valeurs résiduelles.

Le cas de la rupture de la digue de Carsington a été analysé par Skempton (1985) et Potts, Dounias et Vaughan (1990). La section au commencement de la rupture initiale est donnée sur la figure 59. Dans leur analyse, Potts *et al.* (1990) ont attribué une certaine fragilité aux deux matériaux argileux directement impliqués dans la rupture : le noyau compacté (une argile plastique : $w_L = 74\%$; $w_p = 32\%$; fraction argileuse 62 %) et l'argile jaune de fondation (une argilite oxydée : $w_L = 79\%$;

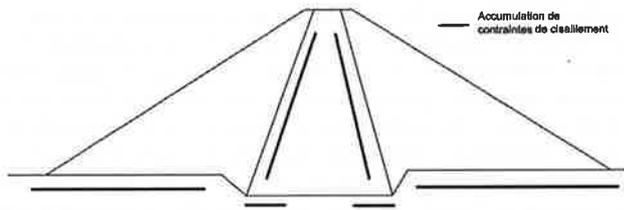


FIG. 58 Schéma qui montre les zones susceptible de connaître d'importantes déformations de cisaillement.

$w_p = 31\%$; fraction argileuse 64 %). On a estimé que le noyau se comporte en conditions non drainées et que sa résistance a changé d'une valeur de pic de 42 kPa à une valeur résiduelle de 30 kPa. Pour l'argile jaune, les paramètres drainés de pic et résiduel sont issus d'essais de laboratoire ($c'_p = 6$ kPa ; $\phi'_p = 19$ degrés ; $c'_r = 0$ degré ; $\phi'_r = 12$ degrés).

Les auteurs montrent que la plastification commence dans le noyau en amont, au cours d'une phase relativement précoce dans le temps, et qu'elle progresse vers le pied du talus. Les arguments en faveur de l'existence de la rupture progressive sont fondés sur une comparaison limitée des observations *in situ* et des résultats de calcul. L'« évidence » de rupture progressive est aussi appuyée sur les résultats de calculs d'équilibre limite conventionnel, qui prévoient un coefficient de sécurité de 1,41, s'il est basé sur la résistance de pic, et de 1,21, en considérant les paramètres à l'état critique (Vaughan, 1989). Néanmoins, on doit ajouter que des surfaces intermittentes de cisaillement existaient dans la base de l'argile jaune, et donc que la résistance initiale *in situ* disponible dans la couche d'argile jaune était significativement plus petite que la résistance de pic et, peut-être, que les valeurs d'état critique déterminées en laboratoire.

Potts *et al.* (1990) ont trouvé que le « facteur résiduel » qu'on a décrit auparavant valait $R = 0,42$ au noyau et $R = 0,52$ dans l'argile jaune. Ces valeurs suggèrent à leur tour que la résistance nécessaire pour calculer la stabilité du talus, basée sur des techniques d'équilibre limite, est la moyenne entre les valeurs de pic et résiduelles.

Potts, Kovacevic et Vaughan (1997) ont fourni des évidences complémentaires de la rupture progressive dans des talus excavés dans des argiles raides. L'analyse fait appel au couplage entre la génération de pression interstitielle, leur dissipation et la réponse mécanique de l'argile. Les surfaces de rupture pour un talus de 10 m en hauteur et 3 : 1 de pente, qui a été choisi comme un cas de calcul représentatif, semblent commencer en pied du talus et progresser vers l'amont au fur et à mesure que les pressions interstitielles se dissipent aux environs de la surface de rupture. La similitude de ces résultats avec des observations de la rupture retardée réelle de différents talus met en évidence l'importance des mécanismes de rupture progressive dans ces cas. La figure 60 montre les valeurs calculées du facteur résiduel R , comme une fonction de K_0 .

La valeur de R dépend de plusieurs facteurs (le comportement constitutif, la géométrie du cas, les contraintes cinématiques), mais les résultats de la figure 60 indiquent que la valeur calculée

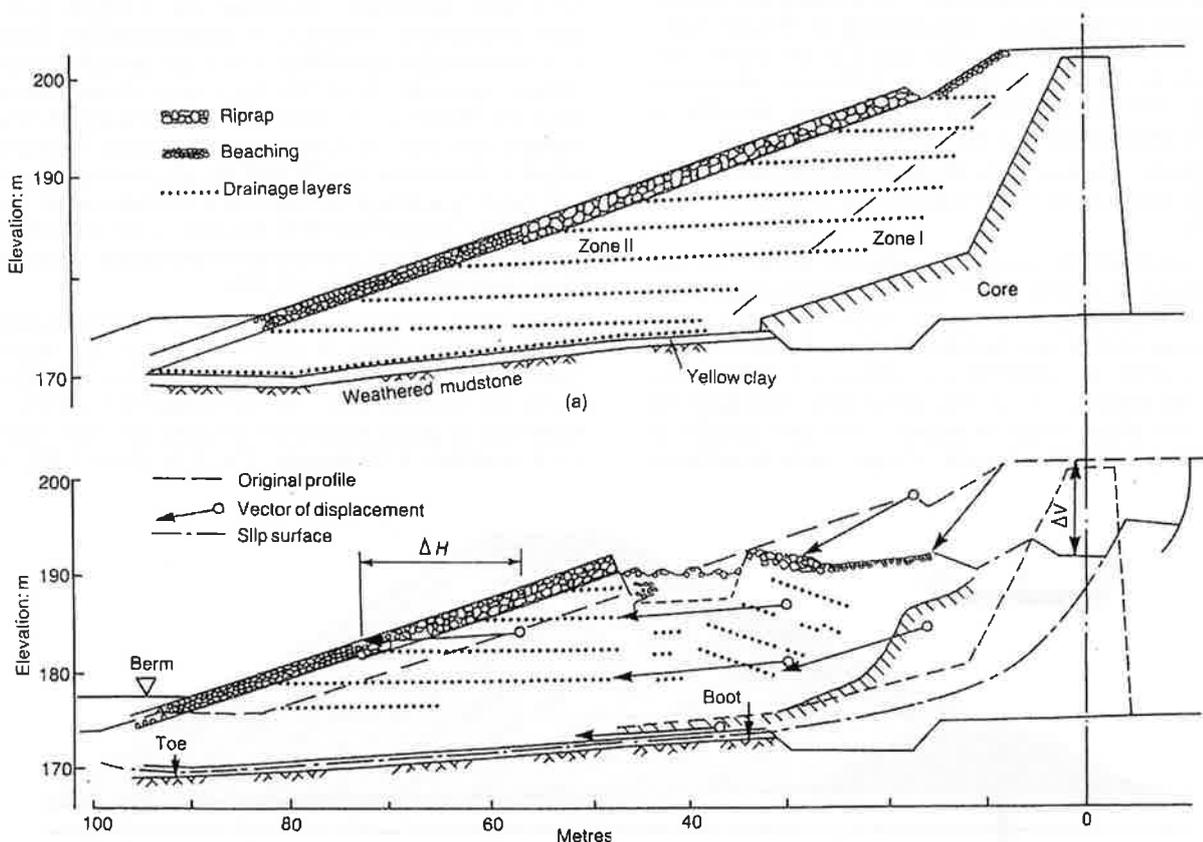


FIG. 59 Barrage de Carsington. Section transversale à l'endroit de la rupture initiale, (a) avant le mouvement et (b) après le mouvement (d'après Potts *et al.*, 1990).

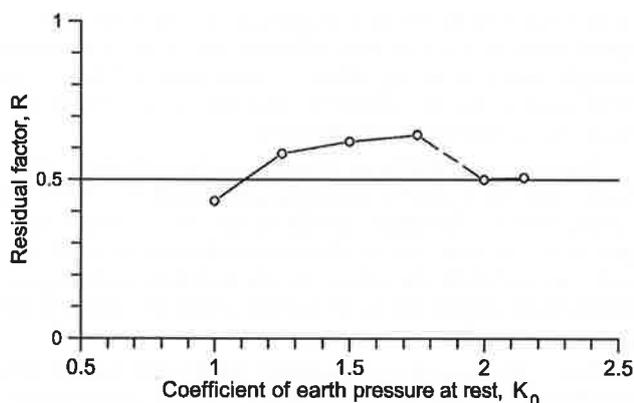


FIG. 60 Variation du facteur résiduel par rapport au coefficient de pression des terres en repos, K_0 (Potts et al., 1997).

($R = 0,5-0,6$) est similaire aux valeurs présentées auparavant. Si l'on ne considère pas une cohésion de pic drainée, les valeurs indiquées de R impliquent que l'angle de frottement mobilisé lors de la rupture, est proche de la moyenne entre les valeurs de pic et résiduelles (par rapport à leur tangente). Cela coïncide avec les valeurs calculées de ϕ'_{mob} signalées par Stark et Eid (1994). De fait, les résultats obtenus pour la digue d'Aznalcollar suivent le même modèle ($\phi'_p = 24$ degrés; $\phi'_r = 11$ degrés; $\phi'_{mob} = 17$ degrés). Ces valeurs sont comparées dans la figure 56 avec la courbe publiée par Stark et Eid, pour la limite de liquidité correspondante de l'argile bleue du Guadalquivir.

Néanmoins, il faut prendre garde à ne pas considérer cette moyenne comme une donnée déjà établie, puisqu'il y existe toute une série de facteurs additionnels, qu'on a mentionné auparavant, qui contrôlent le développement de la rupture progressive et restent spécifiques aux cas particuliers étudiés. Par exemple, dans le cas de la rupture du talus de Selborne, décrit par Cooper (1996), on obtient une valeur proche de $R = 0,75$, plus élevée que les autres mentionnées.

Le projet original de la digue d'Aznalcollar date de 1978. Le plan de son édification est présenté sur la figure 61.

La construction commence, selon le projet, par une petite digue en amont suivie par la mise en place d'une paroi en bentonite-ciment, qui pénètre dans l'argile bleue, pour établir une barrière imperméable. Ensuite, il était prévu de construire la digue en différentes phases de hauteur croissante vers l'aval. La digue est, en fait, une digue en enrochement avec une couche en amont imperméable d'argile rouge. Cette couche est

connectée avec le mur vertical en bentonite et ciment. Les talus en amont et en aval étaient conçus avec des pentes respectives de 1:1,90 et 1:1,75, sur la base des caractéristiques géotechniques de l'argile obtenues à l'aide d'essais de laboratoire effectués sur des échantillons récupérés dans les forages de reconnaissance (8 forages d'une profondeur moyenne de 12 m) et quelques échantillons provenant de tranchées de reconnaissance. Ils consistaient en une série relativement grande d'essais triaxiaux non drainés et consolidés, qui ont fourni les paramètres de résistance drainée suivants : $c' = 0$, $\phi' = 25$ degrés, acceptés comme valeurs de projet. A ce moment-là, aucune considération spécifique n'a été émise concernant la nature des paramètres du projet, en particulier la question de la résistance de pic, à volume constant ou en condition résiduelle. Les courbes de contrainte-cisaillement non drainées présentaient un comportement de pic modéré.

La présence de montmorillonite dans l'argile bleue, sa plasticité élevée et son caractère gonflant étaient bien connus. La figure 62 montre les résultats d'un essai oedométrique sur un échantillon saturé d'argile bleue. La courbe de gonflement indique l'existence d'un phénomène de destruction des liens de cimentation dans l'argile bleue.

La stabilité du barrage a été analysée par la méthode Morgenstern-Price d'équilibre limite, qui a été appliquée aux surfaces de rupture circulaires. Le tableau V montre l'ensemble des paramètres employés dans les calculs. On n'a attribué aucune résistance aux stériles parce qu'on a adopté dans le projet une condition de liquéfaction complète sous sollicitation sismique.

L'enrochement (schistes des opérations minières) est caractérisé par $c' = 0$ et $\phi' = 35$ degrés. On a considéré une intensité sismique de 7 MSK par une approche pseudo-statique, en appliquant une accélération horizontale de 0,048 g et une accélération verticale réduite (gravité) de 0,776. Le niveau d'eau considéré pour les calculs est représenté sur la figure 63. C'est le même pour tous les sols considérés dans l'analyse. Le calcul a donné un coefficient de sécurité minimum de 1,30 pour la surface de rupture circulaire (voir aussi la figure 63). Ce coefficient de sécurité a été accepté parce qu'il était plus haut que la valeur minimale exigée par le Code sismique espagnol (1,20).

La digue construite n'a pas suivi l'évolution géométrique définie dans le projet original. La figure 64 montre, pour une section représentative, la séquence réelle de construction. On doit observer particulièrement que la pente extérieure en aval de l'enrochement a été modifiée à 39 degrés (1V:1,24H) en 1985. Cette

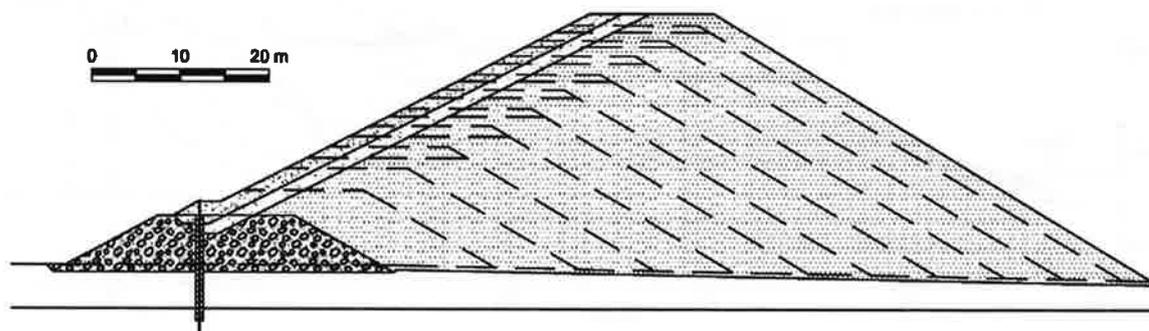


FIG. 61 Projet original de la digue d'Aznalcollar. Définition du plan de construction.

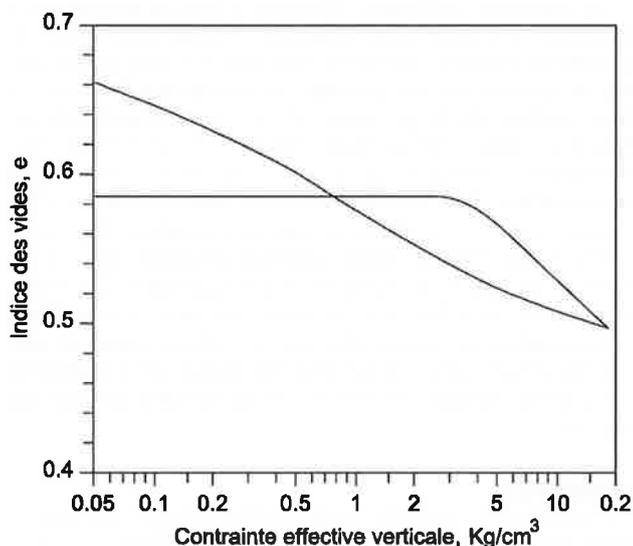


FIG. 62 Résultats d'un essai œdométrique effectué pendant la reconnaissance géotechnique de 1977.

penne, qui est significativement plus élevée que dans les spécifications du projet (30 degrés) resta dès lors constante. En 1990, la largeur du couronnement augmenta à partir de la valeur originale de 14 à 36,40 m. La largeur maximale atteinte à la base de la digue en 1990 était de 130 m. Cette largeur demeura constante lors des incréments suivants de la hauteur générale de la digue.

La stabilité de la digue avec sa nouvelle géométrie a été réévaluée en 1996. A ce moment, on a entrepris une investigation géotechnique limitée, et on a réexaminé les caractéristiques des matériaux. On a effectué deux essais triaxiaux non drainés et consolidés sur des échantillons récupérés dans les niveaux supérieurs, plus oxydés, de l'argile bleue. Les paramètres de résistance mesurés étaient : $c' = 0,2 \text{ kg/cm}^2$; $\phi' = 18$ degrés et $c' = 0,2 \text{ kg/cm}^2$; $\phi' = 22$ degrés respectivement, valeurs qui correspondent de fait aux conditions de pic. Un piézomètre à tube ouvert, qui atteint les niveaux supérieurs de l'argile, a fourni un niveau d'eau de 0,5 m en dessous du contact enrochement-alluvions. Les nouveaux calculs de stabilité développés ont suivi en détail les calculs du projet original. Les paramètres de résistance mis à jour sont présentés dans le tableau V. La

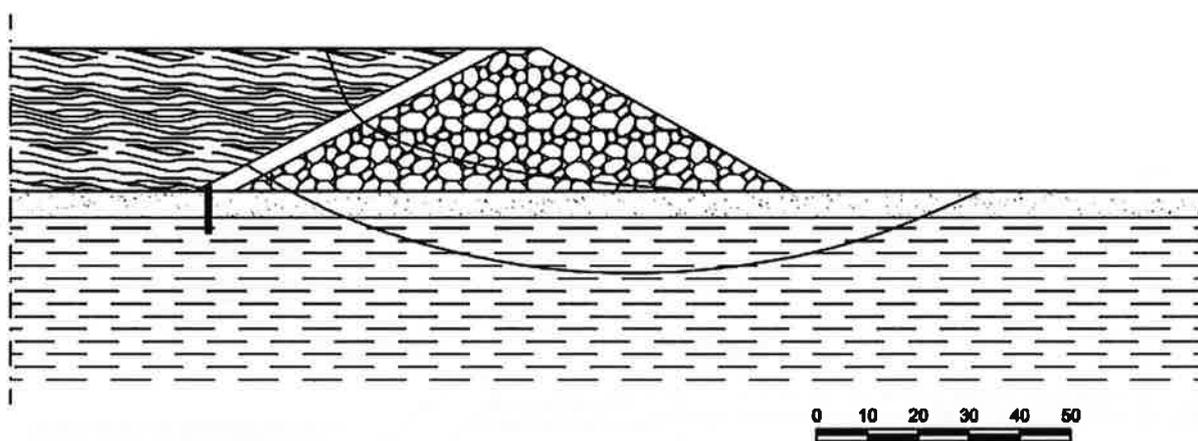


FIG. 63 Projet original (1978). Pression d'eau dans la fondation et surface de rupture critique.

TABEAU V Calculs de stabilisation. Paramètres des matériaux.

Sol	Projet original 1978				Projet mis au jour 1996		
	c' (kPa)	ϕ' (degrés)	Poids spécifique relatif	Eau	c' (kPa) (γ/γ_w)	ϕ' (degrés)	Poids spécifique relatif (γ/γ_w)
Dépôts de stériles	0	0	2,95	saturé	0	0	2,97
Couche d'argile en amont	0	26	2,15	saturé	10	27	2,17
Filtre	0	35	1,85	sec	0	35	1,85
Enrochement (schistes)	0	35	1,95	sec	0	40	1,95
Terrasse alluvions	0	35	2,15	saturé	0	35	2,15
Argiles bleues	0	25	1,90	saturé	20	22	1,98

méthode de Bishop simplifiée avait été choisie pour l'analyse.

Les auteurs du projet estimaient que l'angle de frottement drainé qu'on a adopté pour l'argile (22 degrés) est conservatif, tandis que l'angle de frottement accepté dans le projet original (25 degrés, voir tableau V) était une valeur plus proche des conditions réelles *in situ*.

Deux niveaux d'eau avaient été considérés dans les calculs, le niveau qu'on montre sur la figure 64 et qui correspond au projet original et un niveau d'eau horizontal situé à la hauteur de la terrasse granulaire, considéré en raison du niveau d'eau enregistré dans le piézomètre à tube ouvert. Les facteurs de sécurité calculés étaient généralement supérieurs à 1,20. Pour les paramètres du projet original et le bas niveau d'eau horizontal (qui ont été acceptés comme les valeurs les plus réalistes), on avait calculé un coefficient de sécurité $F = 1,40$ pour la géométrie de la digue en 1995 (élévation du couronnement de la digue : 65 m), et une valeur $F = 1,31$, pour la future hauteur maximale de la digue (hauteur du couronnement : 72 m). Ces valeurs avaient été considérées comme satisfaisantes.

Le résumé antérieur démontre que le projet était fondé sur une approche classique. On a décrit le sol de fondation comme un sol « régulier », caractérisé par une seule série de paramètres de résistance drainés. La distribution de la pression d'eau correspondait, au début, à l'idée conventionnelle d'un écoulement stationnaire à travers la digue. On avait interprété l'observation d'un bas niveau d'eau dans un piézomètre à tube ouvert situé dans un sondage perforé depuis le couronnement de la digue, comme un signe des conditions d'un état stationnaire d'écoulement. L'erreur implicite à cette hypothèse peut être mieux appréciée en comparant le niveau phréatique estimé dans les calculs du projet avec l'estimation actuelle de la pression d'eau dans l'argile, au niveau de la surface de rupture (Fig. 64).

REMERCIEMENTS

L'auteur veut remercier la contribution apportée par ses collègues du Département (A. Gens, A. Lloret, J. Moya, C. López, J. Alcoverro, J. Rius) pendant la réalisation du travail décrit dans cet article. La collaboration de M. Obrador et J. Vaunat dans la préparation du manuscrit en langue française a été inestimable.

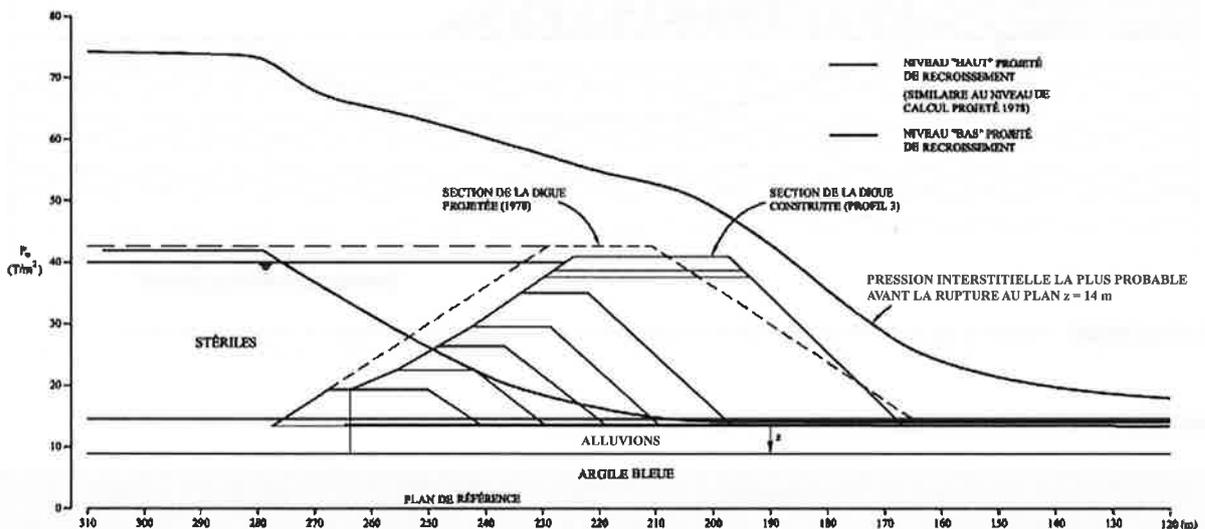


FIG. 64 Surface phréatique employée pour les calculs du projet et meilleure estimation de la pression d'eau interstitielle, lors de la rupture, dans le plan de glissement.

- Alonso E.E., Ledesma A., Gens A. – Presa de regulación del río Jiloca. Informe Geotécnico, vol. 1, Memoria. Department of Geotechnical Engineering and Geosciences. UPC, Barcelona, 1998, 177 p.
- Bishop A.W. – Progressive failure-with special reference to the mechanism causing it. *Proc. Geotechnical Conference*, Oslo, 2, 1967, p. 142-150.
- Bishop A.W. – The influence of progressive failure on the method of stability analysis. *Géotechnique*, 21, 1971, p. 168-172.
- Bjerrum L. – Progressive failure in slopes of over-consolidated plastic clays and clay shales. *J. Soil Mech. Found. Div.*, ASCE, 93, 1967, p. 3-49.
- Chandler R.J. – Recent European experience in landslides in overconsolidated clays and soft rocks. *Proc. 4th Int. Symp. on Landslides*, University of Toronto Press, Toronto, Ontario, Canada, 2, 1984, p. 19-25.
- Chowdury R.N. – Propagation of failure surfaces in natural slopes. Research Report. Dept. of Civil Engng. Univ. of Wollongong, 1977.
- Chowdury R.N. – *Slope analysis*. Elsevier, Amsterdam, 1978.
- Cooper M.R. – The progressive development of a failure slip surface in over-consolidated clay at Selborne, UK. *Proc. 7th Int. Symp. on Landslides*, Trondheim, 2, 1996, p. 683-688.
- Davachi M.M., Sinclair B.J., Hartmaier H.H., Baggot B.L., Peters J.E. – Determination of the Oldman River Dam foundation shear strength. *Can. Geotech. J.* 28, 1991, p. 698-707.
- Dounias G.T., Potts D.M., Vaughan P.R. – Analysis of progressive failure and cracking in old British dams. *Géotechnique* 46, 4, 1996, p. 621-640.
- Gates R.H. – Progressive failure model for clay shale. Applications of the Finite Element Method In *Geotechnical Engineering*. C.S. Desai ed., Vicksburg, 1973, p. 327-347.
- Lo K.Y., Lee C.E. – Stress analysis and slope stability in strain softening materials. *Géotechnique*, 23, 1, 1973, p. 1-11.
- Palmer A.C., Rice, J.R. – The growth of slip surfaces in the progressive failure of over-consolidated clay. *Proc. Royal Soc. Lond.*, A 332, 1973, p. 527-548.
- Pariseau W.G. – Elastic-plastic analysis of pit slope stability. Applications of the Finite Element Method In *Geotechnical Engineering*. C.S. Desai ed., Vicksburg, 1972, p. 349-384.
- Penman A.D.M. – Twenty-sixth Rankine Lecture: On the embankment dam. *Géotechnique* 36, 3, 1986, p. 301-348.
- Potts D.M., Dounias G.T., Vaughan P.R. – Finite element analysis of progressive failure of Carsington embankment. *Géotechnique* 40, 1, 1990, p. 79-101.
- Potts D.M., Kovacevic N., Vaughan P.R. – Delayed collapse of cut slopes in stiff clay. *Géotechnique* 47, 5, 1997, p. 953-982.
- Poulos H.G., E.H. Davis – *Elastic solutions for soil and rock mechanics*. Wiley, New York, 1974.
- Rice J.R. – The initiation and growth of shear bands. *Proc. Symp. on Plasticity and Soil Mechanics*, A.C. Palmer ed., Cambridge, 1973, p. 263-274.
- Rodríguez Vidal J. – La evolución neotectónica del sector occidental de la depresión del Guadalquivir. El Cuaternario en Andalucía Occidental. *AEQUA Monografías*, 1, 1989, p. 21-26.
- Rodríguez Vidal J., Flores Hurtado E. – Evidencias de deformación neotectónica en el sector de Lepe-La Antilla (Huelva). *Cuaternario y Geomorfología*, 5, 1991, p. 131-138.
- Skempton A.W. – Long term stability of clay slopes. *Géotechnique* 14, 2, 1964, p. 77-101.
- Skempton A.W. – First-time slides in over-consolidated clays. *Géotechnique* 20, 3, 1970, p. 320-324.
- Skempton A.W. – Slope stability of cuttings in brown London Clay. *Proc. 9th Int. Conf. Soil Mech. and Found. Engng*, Tokyo 3, 1977, p. 261-270.
- Skempton A.W. – Geotechnical aspects of the Carsington Dam failure. *Proc. 11th Int. Conf. Soil Mech. and Found. Engng*. San Francisco, vol. 5, 1985, p. 2581-2591.
- Stark T.D., Eid H.T. – Slope stability analyses in stiff fissured clays. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 123, 4, 1994, p. 335-343.
- Stark T.D., Duncan J.M. – Mechanisms of strength loss in stiff clays. *Journal of Geotechnical Engineering*, 117, 1, 1991, p. 139-154.
- Terzaghi K., Peck R.B. – *Soil Mechanics in Engineering Practice*. Wiley, New York, 1948.
- Tsige M. – Microfábrica y mineralogía de las arcillas azules del Guadalquivir: influencia en su comportamiento geotécnico. Tesis doctoral. Departamento de Geodinámica. Facultad de Ciencias Geológicas. Universidad Complutense de Madrid, 1998, 314 p.
- Vaughan P.R. – Rotura de una presa de tierra instrumentada. *Instrumentación de Obras*. EE. Alonso y A. Gens eds. Ediciones UPC, Barcelona, 1989, p. 419-452.
- Vaughan P.R. – Assumption, prediction and reality in geotechnical engineering. *Géotechnique* 44, 4, 1994, p. 573-609.
- Yoshida N., Morgenstern N.R., Chan D.H. – Finite element analysis of softening effects in fissured, overconsolidated clays and mudstones. *Can. Geotech. J.* 28, 1990, p. 51-61.