

Modélisation physique et numérique de l'action d'un glissement lent sur des fondations d'ouvrages d'art

O. GAY
L. BOUTONNIER
Y. GUERPILLON

Scetauroute
Département Géotechnique
et Matériaux
3, rue du Docteur-
Schweitzer
38180 Seyssins
o.gay@scetauroute.fr

P. FORAY
E. FLAVIGNY

Laboratoire Sols, Solides
Structures
UJF-INPG-CNRS
Domaine universitaire
BP 53
38041 Grenoble Cedex 9

Résumé

L'étude concerne le cas de franchissement de glissements de terrain, d'épaisseur limitée, par une infrastructure sur appuis ponctuels (viaduc). Ce programme de recherche est mené sur un modèle physique de laboratoire et sur un modèle numérique tridimensionnel. Les résultats expérimentaux présentés concernent les aspects cinématiques de l'interaction sol-structure et les efforts développés sur des pieux implantés dans ces glissements de terrains. Les modèles numériques et les essais expérimentaux sont par la suite confrontés pour aboutir in fine à une méthode de dimensionnement.

Mots-clés : glissement de terrain, stabilité, efforts latéraux, modélisation, obstacle, pieux, pressiomètre, essais triaxiaux.

Physical and numerical modelling of the action of a landslide on geotechnical structures

Abstract

This paper presents the study of the effect of an unstable slope with limited thickness on obstacles such as piers supporting highway structures. The research was carried out with both physical laboratory modelling and 3D numerical modelling. The first results presented concern the kinematics aspects of the soil - structure interaction and the stresses developed along the piles installed in the landslide.

Key words : landslide, slope, Pressure, modelling, obstacle, pier, pressuremeter, triaxial tests.

Introduction

Avec le développement des voies de communications et les contraintes diverses (environnement, intégration paysagère...) auxquelles les concepteurs doivent trouver des solutions, on constate de plus en plus souvent que les infrastructures linéaires de transport (autoroutes, routes, voies ferrées...) sont amenées à traverser des zones délicates du point de vue géotechnique. En particulier, la traversée de zones de glissements est difficile à résoudre. Deux solutions sont envisageables, *a priori* : d'une part la stabilisation du glissement, d'autre part le franchissement par ouvrage sur appuis ponctuels (viaduc).

La première solution est bien adaptée à des longueurs faibles où diverses techniques de stabilisation peuvent être mises en œuvre (drainage, murs-poids, renforcement par clous, tirants ou pieux, terrassement...) d'après Sève et Pouget (1998).

Pour le franchissement en viaduc, la question à résoudre reste le dimensionnement des fondations des appuis, sollicités par le déplacement horizontal du sol. Les techniques de double chemisage constituent une solution, un espace protecteur annulaire permettant un déplacement de la couche meuble (viaduc de la Cornalaz, Pouget, 1976), ou bien des soufflets compressibles sur barrettes permettent de limiter les efforts horizontaux dus au déplacement du sol (viaduc de Saint-Cloud, Recordon, 1978). Ces solutions peuvent s'avérer inefficaces à long terme. Une solution alternative, présentée ici, consiste à dimensionner les piles de façon à reprendre les efforts exercés par le glissement, en laissant celui-ci libre de s'écouler entre les piles. Cette possibilité semble adaptée pour des glissements de terrain de grandes dimensions mais d'épaisseur limitée. L'objet de cette étude porte donc sur le dimensionnement d'obstacles (pieux, écrans ou divers profilés) dans des pentes instables.

La problématique s'apparente à celle du comportement des pieux sous effort transversal. Les efforts latéraux augmentent avec le déplacement relatif sol-obstacle pour tendre vers une valeur qui pourrait s'apparenter à une notion de pression ultime, cela pour de grands déplacements de sol.

Une méthode de résolution est de représenter le sol par un continuum élastique. Cette approche est basée sur la résolution des équations de Mindlin (1936). Poulos

(1971) caractérise, dans ce cas, le sol par un milieu élastique linéaire homogène et isotrope. La démarche a subi aujourd'hui de nombreuses évolutions (Poulos, 1995 ; Chen *et al.*, 1997 ; Randolph, 1991...) pour tenir compte notamment du comportement non linéaire du sol.

Une autre méthode, plus fréquemment utilisée (en France entre autre) consiste à modéliser le sol par une série de ressorts indépendants, approche fondée sur la notion de module de réaction de Winkler (1867). Le sol est divisé en tranches indépendantes, le pieu est assimilé à une poutre sur appui élastique et la réaction du sol est fonction du déplacement relatif du sol et de l'inclusion. Frank (1995-1999) et de nombreux auteurs ont développé des solutions et programmes analytiques (du type Pilate par exemple, LCPC) à partir des équations d'équilibre du système sol-pieu (équation I-1).

$$E_{\text{pieu}} \times I_{\text{pieu}} \times \frac{d^4 y}{dz^4} + B \times p[y(z) - g(z), z] = 0 \quad (1)$$

avec :

- z : profondeur ou cote ;
- y : déplacement du pieu ;
- g : déplacement du sol ;
- B : diamètre d'interaction ;
- E_{pieu} : module d'Young du pieu ;
- I_{pieu} : inertie du pieu ;
- p : pression de réaction.

On écrit par convention $p \times B = P$, où P est la force répartie sur le pieu, ce qui permet de décrire une courbe de réaction P(Y ou ΔY , avec $Y = y - g$).

L'étude présentée concerne l'interaction entre de grands mouvements de sol et un obstacle, c'est pourquoi l'hypothèse d'un massif plastifié ayant subi de fortes déformations nous permet de considérer des solutions où $P(Y) = P_{\text{ultime}}$. Les estimations des pressions ultimes, dans la littérature, sont fonction de c_u pour des sols cohérents (Ménard, 1969 ; Cassan, 1988 ; Chow, 1996) et pour des sols pulvérulents, fonction de la pres-

sion de butée de Rankine $Kp = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)$,

ou fonction de la « poussée-butée » (selon les tables de Caquot-Kérisel) ou bien fonction de la pression limite pressiométrique envisagée également comme une pression ultime.

Des méthodes standardisées à partir des essais pressiométriques sont proposées afin d'extrapoler les courbes « pression-déplacement relatif » (P-Y). On remarque effectivement qu'il existe une similitude physique entre l'expansion de cavité (de l'essai pressiométrique) et la réaction d'un pieu chargé horizontalement. On utilise alors généralement une approche des courbes P-Y par les essais de type Ménard (fascicule 62, titre V) ou de type autoforeur (Frank, 1999).

Cependant, les références relatant la mesure de pressions latérales au niveau d'obstacles ponctuels soumis à l'action d'un glissement lent sont rarissimes pour des très grands déplacements ($d > 10$ à 20 cm). En effet, dans la plupart des cas, les mesures de pressions ont été effectuées sur des sites où l'objectif de stabiliser le glissement a conduit à l'arrêt des déplacements. On note une application des méthodes de calcul de pieux

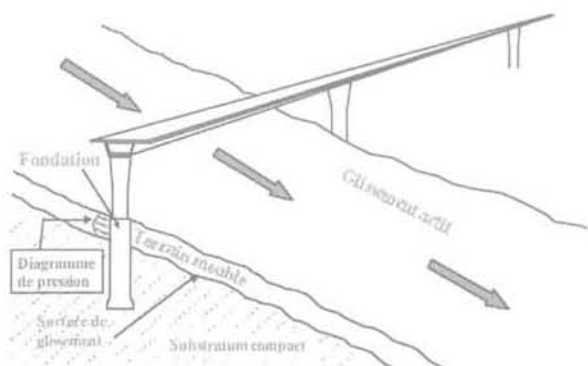


FIG. 1 Contexte général.
General background.

soumis à des efforts latéraux au cas de la stabilisation d'un glissement de terrain par des pieux par Sève, Frank *et al.* (1996) et une étude concernant une mesure de pression le long d'une fondation au sein d'un glissement par Beomonte et Cavallo (1977). Le site de Sallèdes proche de Clermont-Ferrand (LCPC) est un rare cas de pieu instrumenté au sein d'un sol en mouvement (Pouget, 1991), il a fait l'objet d'une simulation à partir de la démarche d'analyse proposée dans cet article (Gay, 2000).

On constate donc que les mesures expérimentales sont rares au sein de la littérature. Par ailleurs, les influences de la forme des obstacles, de la taille, du diamètre d'interaction (largeur dans le sens du glissement), de leur entraxe au sein d'un groupe, de leur rugosité de surface ou bien de leur longueur dans le sens du glissement, n'ont apparemment jamais été étudiées.

La démarche adoptée au cours des présents travaux se divise donc selon les points suivants. Tout d'abord, un modèle physique de laboratoire est créé dans le but d'observer la cinématique et de mesurer les efforts sur les différents modèles d'obstacles. Il s'agit d'un modèle de « petites dimensions » sous gravité normale et non d'un modèle réduit ou centrifugé. La simulation numérique tridimensionnelle permet, par la suite, le calcul du problème. Les paramètres de sol sont déduits des essais pressiométriques et triaxiaux en laboratoire ainsi que des simulations bidimensionnelles.

L'objectif final est de proposer, après extrapolation et validation sur un site réel, une adaptation des méthodes de dimensionnement actuelles en fonction des résultats de cette étude.

2

Modélisation physique

2.1

Description du dispositif expérimental

Des essais préliminaires ont été réalisés sur un bac à sable de petites dimensions pour observer l'angle limite de glissement et la cinématique de surface. Ce premier prototype de laboratoire a permis de sélectionner un angle d'inclinaison du modèle de 28 degrés correspondant à l'équilibre limite du massif reposant sur une surface lisse (pour le sable utilisé, Hostun RF). L'étude expérimentale est effectuée sur un modèle physique de laboratoire dans lequel on installe des modèles d'écrans ou de pieux instrumentés (Fig. 2).

La structure générale est constituée d'un bac à sable inclinable dans lequel on provoque un glissement de masse, par l'intermédiaire d'un tiroir sans fond. On observe alors la cinématique de l'écoulement autour de l'obstacle (acquisition vidéo, photos) et on mesure la distribution des moments de flexion le long des pieux ou des écrans en fonction du déplacement de massif de sol. Les obstacles de différentes formes sont tous encastrés dans le fond de la cuve et libres en tête.

Les dimensions du modèle expérimental sont les suivantes :

- cuve inclinable : 220 cm x 110 cm x 60 cm ;
- tiroir coulissant : 160 cm x 94,7 cm x 50 cm ;

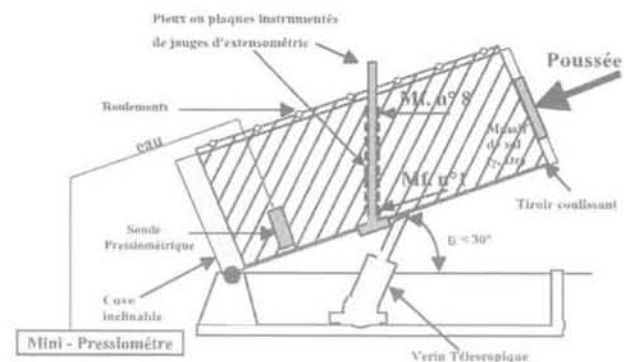


FIG. 2 Schéma du modèle expérimental de laboratoire.
Laboratory experimental model.

- inclinaison de la cuve lors des essais : 28 degrés ;
- déplacement maximal du tiroir : 25 cm (représentant 10 à 20 diamètres ou largeur d'inclusion pour certains obstacles).

La chaîne d'acquisition englobe la mesure (valeur électrique) de flexion des obstacles à l'aide de jauges de déformations ainsi que tous les capteurs (extensométrie, déplacement, effort) (Fig. 3).

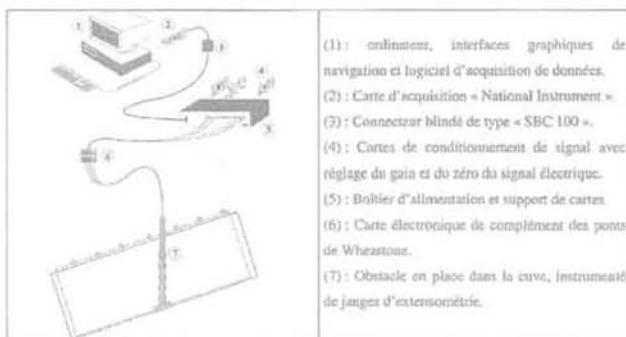


FIG. 3 Schéma technique de la chaîne d'acquisition.
Storage system.

2.2

Les différents obstacles et le mode opératoire

Des essais ont été effectués sur des pieux circulaires, à trois densités de sable (I_D de 0,3 à 0,9), sur des groupes de trois pieux avec une variation de l'entraxe des pieux de 5B (B = diamètre) à 1B, et également sur des inclusions rectangulaires de diverses rigidités, de 5 et 10 cm de large et sur des profils à section en forme de losange ou de type losange allongé. Tous les obstacles sont encastrés à la base du massif, puis étalonnés en place dans la cuve selon un mode opératoire systématique et répétitif. La mise en place du massif, par pluviation, est réalisée lorsque la cuve est horizontale. Puis à l'aide d'un vérin, le modèle est incliné à une valeur proche de la valeur limite correspondant au glissement du massif de sable sur le fond de la cuve. Le glissement est alors créé artificiellement à l'aide d'un vérin, à vitesse lente et contrôlée.

Type d'obstacle	Diamètre D d'interaction	Surface de l'obstacle	Matériau employé	Instrumentation Ponts de jauges
	22, 50, 110 mm (+ groupe de plots)	Lisse et rugueuse	Acier et PVC	8 niveaux
	50, 100 mm	Lisse et rugueuse	Acier et Dural	8 niveaux
	50, 110 mm	Lisse et rugueuse	PVC	8 niveaux
	50 mm	Lisse et rugueuse	PVC	8 niveaux

FIG. 4 Récapitulatif de la gamme d'obstacles réalisés.
Synthesis of obstacles made.

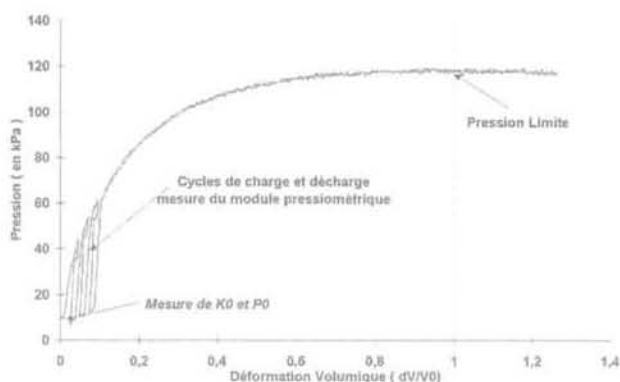


FIG. 5 Essai pressiométrique moulé sur massif de sable d'Hostun de densité intermédiaire ($I_D = 0,5$).
Pressuremeter test on Hostun RF sand ($I_D = 0,5$).

2.3

Le matériau employé

Le matériau (sable) utilisé provient de la carrière d'Hostun, dans le département de la Drôme. Ce sable est considéré comme un matériau de référence dans de nombreux laboratoires de mécanique des sols en France. Le sable d'Hostun fin « R.F. » est un sable quartzique à grains anguleux. Selon les essais effectués par Flavigny *et al.* (1990), le « d_{50} » est égal à 0,35 mm, ce qui classe ce sable comme un sable moyen dans les classifications géotechniques (granulométrie de 0,16 à 0,63 mm). C'est un sable très uniforme, sa couleur est grise-blanche à beige-rosée. L'observation de ce sable au microscope électronique montre l'aspect angulaire de ses particules (Colliat *et al.*, 1986). La valeur du poids volumique des grains semble être donnée unanimement à : $\gamma_s = 25,97 \text{ kN/m}^3$ (soit $\rho_s = 2,65 \text{ g/cm}^3$), mais les compacités maximale et minimale varient selon les auteurs (Colliat *et al.*, 1986 ; Shahrour *et al.*, 1995).

2.4

Caractéristiques du matériau employé

Afin de mieux connaître le comportement du matériau employé sous des faibles contraintes peu habituelles (correspondant aux conditions du modèle physique), des essais pressiométriques et des essais triaxiaux ont été menés dans la cuve. Ces différentes séries d'essais permettent de mesurer les caractéristiques du sol.

2.4.1

Les essais pressiométriques

Lors de chaque essai de glissement, on effectue un test pressiométrique (à l'aide d'un mini-pressiomètre de laboratoire moulé dans le massif de sol) sur le massif horizontal (ou parfois en pente).

Ces essais pressiométriques systématiques renseignent sur les valeurs du coefficient des terres au repos, du module pressiométrique ainsi que sur la pression limite pressiométrique (Fig. 5 et tableau I), l'objectif étant de comparer cette dernière aux contraintes ultimes développées dans le massif de sol (approche de la pression ultime par les essais pressiométriques).

2.4.2

Les essais triaxiaux

Des essais triaxiaux à très faibles contraintes de confinement (5, 10 et 20 kPa) ont été conduits d'une part pour caractériser le massif de sable utilisé lors des essais de glissement et d'autre part pour déterminer précisément les paramètres du sol correspondant à ces niveaux inhabituels de contraintes (le modèle physique a une hauteur de 50 cm). Un appareillage spécifique permet de créer une dépression régulée pour appliquer la contrainte de confinement au sein de l'éprouvette (Fig. 6). On s'affranchit ainsi d'une cellule de confinement à l'eau et d'un gradient de pression non négligeable pour l'homogénéité des échantillons de sable. L'analyse des courbes contraintes-déformations permet d'établir une loi de comportement élasto-plastique

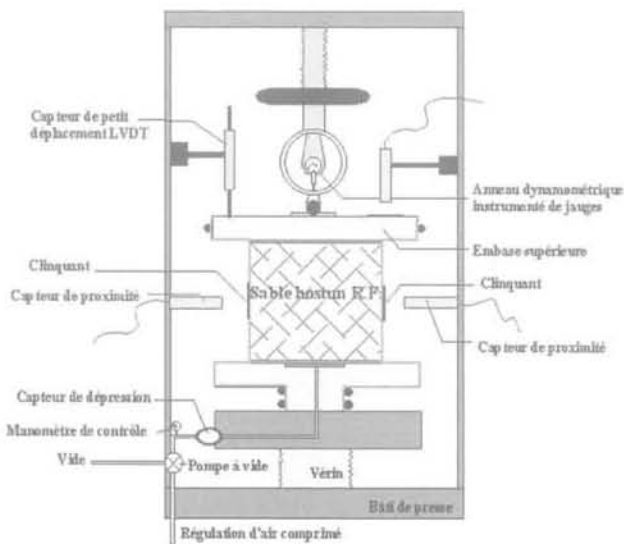


FIG. 6 Vue d'ensemble de l'essai à l'appareil triaxial.
Triaxial machine.

TABLEAU I

Récapitulatif des mesures issues des essais pressiométriques sur massifs de sable.
Pressuremeter data on Hostun RF sand.

Massif	I_D	K_0	G_{LIR} ou G_{max} (kPa)	E_{pressu} ou E_{LIR} (kPa)	P_{limite} (kPa)
Lâche	0,3	0,4	250-600	600-1 500	25-32
Intermédiaire	0,5	1,0	800-1 200	2 000-3 200	95-105
Intermédiaire +	0,6-0,7	1,1	2 500	6 500	120-130
Dense	0,88	1,25	3 000-3 500	8 000-9 000	180-200

du matériau employé (Fig. 7). Cette loi de comportement, de type Mohr-Coulomb avec écouissage, sera utilisée lors des modélisations numériques.

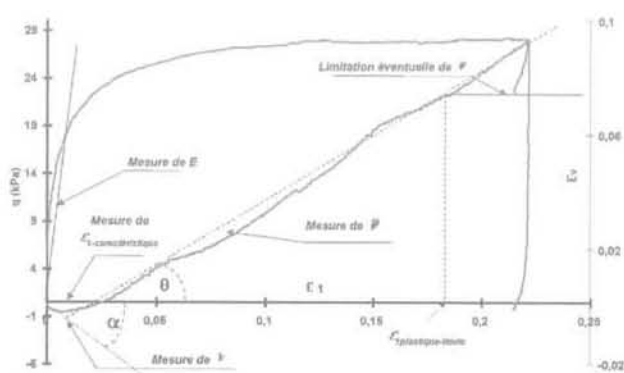


FIG. 7 Détermination des valeurs des paramètres à partir des courbes expérimentales du déviateur et de la déformation volumique en fonction de la déformation axiale ($\sigma_3 = 10$ kPa).
 $q - \epsilon_v, \epsilon_1 - \epsilon_v$ curves, parameters determination ($\sigma_3 = 10$ kPa).

3

Analyse des résultats expérimentaux

3.1

Résultats types pour les essais

Les courbes d'évolution des moments de flexion en fonction du déplacement de la cuve présentent toutes la même allure lors des essais (Figs. 8 et 9). Les valeurs croissent rapidement au départ de la sollicitation pour atteindre une valeur proche d'un palier lorsque le tiroir a été déplacé de 20 à 25 cm.

Des essais ont été triplés à plusieurs reprises pour valider, d'une part, le système de mise en place du matériau par pluviation et, d'autre part, pour démontrer le caractère reproductible des essais. L'objectif des mesures expérimentales est de déterminer, à partir des courbes de moments, le diagramme de pressions qui s'applique sur l'obstacle.

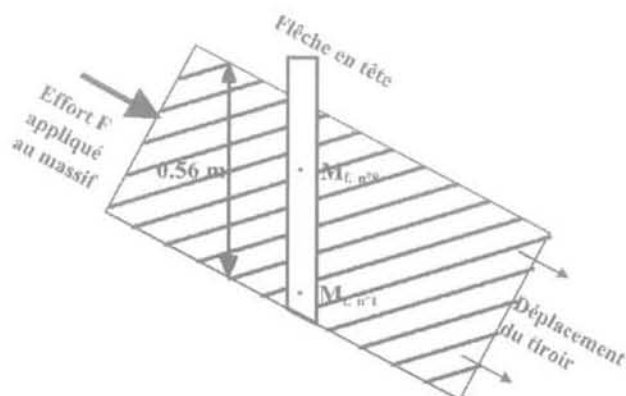


FIG. 8 Rappel du modèle expérimental.
Recall of experimental model.

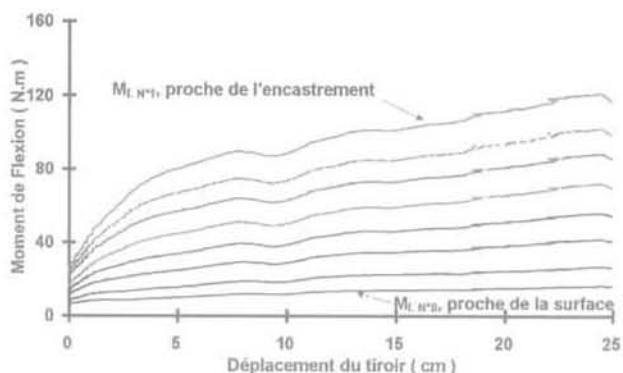


FIG. 9 Évolution des moments de flexion (pile de 22 mm de diamètre).
Flexion moment evolution (pile-diameter = 22 mm).

L'instrumentation des différents obstacles se fait à l'aide de jauges d'extensométries plutôt que par l'utilisation de capteurs de pressions (entre autres, matériel de petite taille beaucoup trop onéreux). C'est pourquoi les résultats et les graphes expérimentaux sont présentés sous forme de moments de flexion. Pour obtenir des diagrammes de pressions, et ainsi pouvoir quantifier les efforts engendrés par le massif en mouvement, une double dérivation est nécessaire. Le fait de dériver deux fois une courbe définie par des points expérimentaux discrets et en nombre réduit introduit beaucoup trop d'incertitude sur les valeurs des pressions obtenues. Des méthodes de lissages usuelles (Slivalic5, programme LCPC) ont été envisagées ou des hypothèses de diagrammes de pressions simplifiés ont été propo-

sées (Gay, 2000). Pour la prise en compte de diagrammes plus évolués sans hypothèses aléatoires ou restrictives, la modélisation numérique avec Flac^{3D} va permettre d'obtenir des distributions de contraintes.

Dans le cas présent, la visualisation des résultats des modèles numériques pouvant être effectuée sur les diagrammes de pressions, leur détermination à partir des distributions des moments de flexion expérimentaux n'est pas nécessaire.

3.2

Analyse des résultats

Les effets de différents paramètres tels que la densité du massif, le diamètre ou la largeur des obstacles, la géométrie, la rugosité d'interface, la rigidité des inclusions ou l'entraxe au sein d'un groupe de pieux ont été analysés.

• Effet de la densité ($I_d = 0,3 ; 0,5 ; 0,88$)

On remarque logiquement que les répartitions de moments de flexion évoluent et que les moments augmentent en fonction de la densité. Cette remarque demeure exacte quel que soit le déplacement du massif. On note également que le moment de flexion est proportionnel à la densité relative du matériau, c'est-à-dire au poids volumique du matériau employé.

• Effet du diamètre ou de la largeur des obstacles

Des pieux, plaques, losanges et profilés ont été instrumentés et étudiés. Les résultats des moments de flexion, rapportés au diamètre B ou à la largeur d'inclusion B, sont analysés (moments de flexion normalisés par rapport à B). En ce qui concerne les faibles déplacements d (1 cm), les moments de flexion normalisés sont d'autant plus importants que le paramètre B est petit.

Pour les grands déplacements, les valeurs de moments normalisés convergent vers une valeur de moment normalisée pour chaque type d'obstacle (pieu, plaque, losange). Le fuseau de mesures, pour les différents types d'obstacles, se resserre au fur et à mesure que le déplacement d augmente. En conclusion, le moment de flexion est proportionnel à B et tend vers une valeur unique lorsque d est grand.

• Effet de la géométrie des obstacles

La géométrie de l'obstacle (pieu, plaque, losange, profilé) ne semble pas jouer un rôle prépondérant au fur et à mesure que les déplacements de massif deviennent conséquents. Les déplacements importants « effacent » donc l'influence de la géométrie de l'obstacle.

• Effet de la rugosité de l'interface de l'obstacle

Trois obstacles (pieux de diamètre 0,022 m et 0,050 m et profilé de largeur B = 0,05 m) ont été résinés et recouverts de sable pour rendre leur surface rugueuse et ainsi augmenter les frottements d'interface au cours du glissement du massif de sable. On remarque que la rugosité tend à augmenter légèrement les valeurs de moments ou d'efforts, quel que soit le déplacement. Cependant, l'influence de la rugosité reste faible par rapport aux autres paramètres intervenant au cours du mouvement du massif (B, I_d).

• Effet de la rigidité des obstacles

La rigidité des inclusions n'influence pas les distributions de moments de flexion. Il faut tout de même préciser que le rapport entre les modules d'Young des obstacles ($E_{Acier} = 2,1 \times 10^8$ kPa, $E_{Dural} = 0,7 \times 10^8$ kPa) et le module du sol (estimé à partir des essais pressiométriques) à très faible profondeur ne permet pas de mettre en évidence une influence possible de l'inertie de l'obstacle.

La rigidité de l'inclusion fait varier l'intensité de la flèche de l'obstacle d'un facteur trois, correspondant logiquement au rapport des modules Acier/Dural. La cinématique de surface est changée ainsi que « l'écoulement gravitaire de surface » (dépression à l'aval des obstacles, voir photos 1 et 2) qui se produit lors des mouvements initiaux de sol, sans pour autant que cela modifie les distributions de moments de flexion.

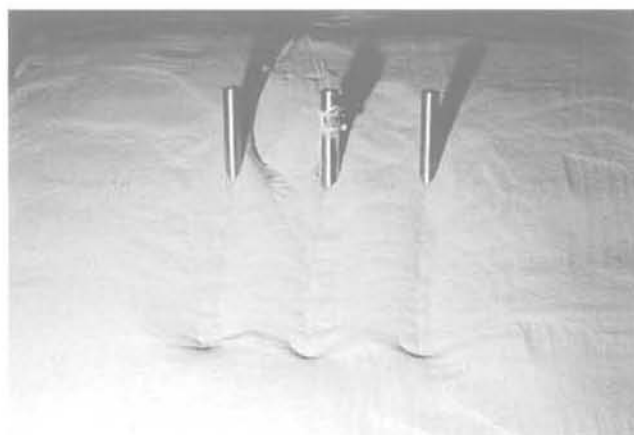


FIG. 10A Groupe d'entraxe 4B.
4B distance between axes piles.

Pour les très grands déplacements, une distribution de moment « type » semble se dessiner pour laquelle la forme de l'obstacle, sa rugosité ou sa rigidité jouent peu. On peut alors parler de la formation d'un « obstacle équivalent » caractérisé uniquement par sa largeur B.



FIG. 10B Groupe d'entraxe 2B.
2B distance between axes piles.

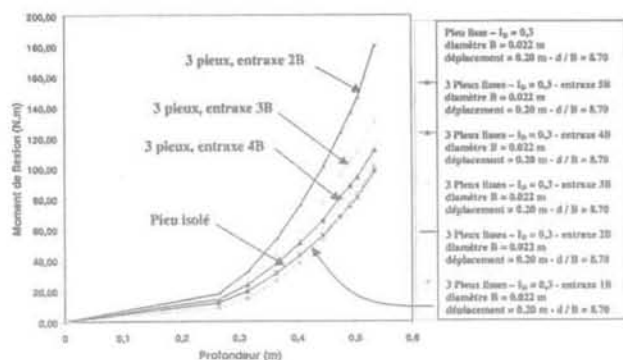


FIG. 11 Effet de l'entraxe sur une rangée de 3 pieux ($B = 0,022$ m) sur les distributions de moments. Déplacement de la cuve = 20 cm (massif lâche).
Moment flexion with respect to distance between axes - 3 piles. Tank displacement = 20 cm.

• Effet d'entraxe au sein d'un groupe de pieux

Une série d'essais a été menée sur un groupe de trois pieux en acier, de diamètre 22 mm, avec un entraxe entre les pieux variant de cinq diamètres (5B) à un diamètre (1B). Les photos de la figure 10 illustrent les différences comportementales qui peuvent exister selon l'entraxe entre les pieux. On montre l'apparition de l'interaction entre les pieux lorsque l'entraxe diminue.

Pour des déplacements relatifs importants (8 à 10 B), les valeurs des moments de flexion, et par conséquent, les valeurs des pressions augmentent lorsque l'entraxe diminue (Fig. 11). Il apparaît qu'au-delà de quatre diamètres d'entraxe il n'existe pas d'interaction entre les pieux. On observe qu'il existe un coefficient multiplicateur proche de deux pour des configurations d'entraxe 2B. Cette remarque très importante est à prendre en compte lorsque l'on propose un dimensionnement d'ouvrage constitué d'une rangée de pieux.

La série d'essais en laboratoire permet d'apprécier la cinématique de ces glissements lents, ceci pour des déplacements relatifs importants de 8 à 10 B. Une base de données conséquente est ainsi constituée. Ces essais sont exploités et comparés aux résultats des modèles numériques tridimensionnels (calculs Flac^{3D}).

4

Modélisation numérique

4.1

Construction du modèle, logiciel utilisé

En parallèle, une modélisation a été menée avec le logiciel Flac^{3D} pour ce problème typiquement tridimensionnel. Flac^{3D} est un logiciel de calcul numérique tridimensionnel, utilisant la méthode des différences finies explicite, Billaux et Cundall (1993).

Il s'agit de modéliser numériquement l'interaction du glissement de terrain et des différents obstacles. Le modèle numérique représente fidèlement le modèle physique de laboratoire, simulant le comportement des

obstacles flexibles et permettant ainsi de mieux comprendre tous les phénomènes tridimensionnels qui apparaissent au cours du mouvement de sol.

Un bloc de sol glisse sur un plan incliné fixe dans lequel est encastré un obstacle (pieu, plaque, losange, profilé divers). Le problème étudié étant symétrique (par rapport au plan X-Z), la moitié du modèle est donc modélisée. Le sol est constitué d'un milieu homogène pesant élasto-plastique. Il est caractérisé par son poids volumique γ , ses paramètres élastiques (E module d'Young, ν) et plastiques (c , ϕ , ψ angle de dilatance). Le plan incliné modélise le substratum fixe (Fig. 12). La réponse des obstacles aux sollicitations du sol ne peut être calculée en déclarant l'obstacle comme un « matériau élastique » car le contraste de raideur entre le sable d'Hostun à faible profondeur et les inclusions est trop important (problème de temps de calculs). Pour résoudre ce problème, le calcul a été effectué :

- soit en considérant l'obstacle comme infiniment rigide ;
- soit en calculant sa déformée à partir des équations de la résistance des matériaux.

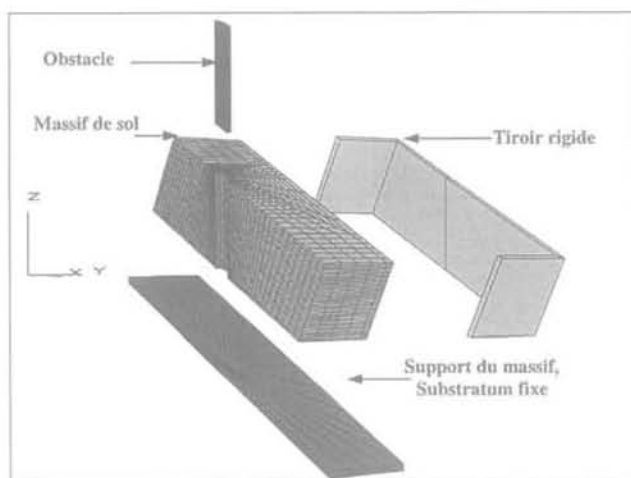


FIG. 12 Représentation du modèle numérique avant association des éléments.
Numerical model before element association.

Des interfaces sont situées au contact du sol avec le plan incliné, entre le sol et les obstacles et également entre le massif et la structure rigide de la cuve. On caractérise les interfaces, d'une part, par leur raideur normale (K_n) et tangentielle (K_s) et, d'autre part, par leurs caractéristiques de rupture c , ϕ , et ψ . Dans ce problème, les interfaces représentent des surfaces de glissement où se produisent des déformations plastiques (K_n et K_s sont très grands par rapports aux modules du sol pour minimiser les déformations élastiques). La modélisation permet d'accéder aux contraintes mobilisées par le sol en mouvement autour de l'obstacle (amont et aval) et à leur évolution le long des inclusions.

L'état initial du modèle est une phase importante, c'est pourquoi on simule numériquement le remplissage de la cuve en position horizontale, l'initialisation des gradients de contraintes verticaux et horizontaux, puis la rotation progressive de la cuve jusqu'à un angle limite β de 28° (procédé identique au mode opératoire expérimental). Le tiroir est ensuite sollicité en déplacement de manière « quasi statique » (forces inertielles négligeables).

Loi de comportement

Pour tenir compte de la forte courbure de l'enveloppe de Mohr au voisinage de l'origine, une loi de comportement caractérisant le sol par deux domaines de valeurs de c , φ et ψ , selon le niveau de contrainte, a été adoptée. Par ailleurs, les paramètres plastiques évoluent en fonction de ϵ_p (Flac^{3D} permet une évolution des paramètres en fonction de ϵ_p , cf. figure 13 et tableau II).

Le module d'élasticité E prend en compte l'augmentation de la rigidité du sol avec l'accroissement de la contrainte de confinement σ_3 à partir d'une loi puissance du type $E = E_{ref} \times (\sigma_3 / P_{ref})^n$, où les paramètres E_{ref} et n sont déterminés expérimentalement ; P_{ref} représente la pression atmosphérique (Fig. 13 et tableau II).

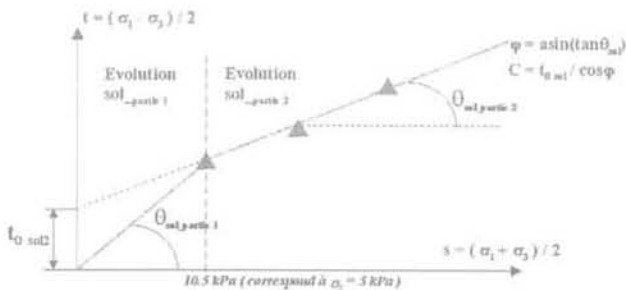


FIG. 13 Interprétation des essais triaxiaux en diagramme (t, s) , pour déterminer l'évolution de $\varphi(\epsilon_p)$ et $C(\epsilon_p)$.
Triaxial interpretation (t, s) figure, in order to determine $\varphi(\epsilon_p)$ and $C(\epsilon_p)$.

D'autre part, une modélisation numérique avec Flac^{2D} d'un modèle de pressiomètre moulé en cuve (configuration axisymétrique) a été menée. Ce modèle numérique permet de valider la loi de comportement utilisée au sein du modèle tridimensionnel et de préciser certains de ses paramètres, notamment l'angle de dilatance. Pour les interfaces, on retiendra une valeur de l'ordre de 2/3 de φ_{sable} d'Hostun[®] pour les obstacles de surface lisse et de l'ordre de φ pour les obstacles de surface rugueuse.

4.3

Comparaison résultats expérimentaux-résultats numériques

Le glissement de massif contre l'obstacle avec la loi

TABLEAU II Récapitulatif des caractéristiques pour les différentes lois de comportement.
Synthesis of characteristics for different behaviour laws.

Matériau	γ_{sol} (kN/m ³)	I_D	K_0	Module (kPa)	ν	$\varphi_{partie 1}$ (degré)	$\varphi_{partie 2}$ (degré)	$C_{partie 2}$ (kPa)	$\psi_{partie 1,2}$ (degré)
Hostun RF lâche	14	0,3	0,4	$E = 14\,000 \times \left(\frac{\sigma_3}{Préf.}\right)^{0,97}$	0,38	de 30,8 à 36,7	de 27,2 à 34,9	0,9 coupé à 12 % (ϵ_p)	8
Hostun RF dense	16	0,8	1,25	$E = 40\,000 \times \left(\frac{\sigma_3}{Préf.}\right)^{0,86}$	0,33	38,5 à 46,3 et 40	34,3 à 41,5 et 34	0,9 à 1,9 coupé à 8 % (ϵ_p)	8,6

de comportement déterminée selon IV.2 est modélisé. A des déplacements identiques, la répartition des moments de flexion expérimentale et numérique le long de l'inclusion est comparée.

La démarche adoptée consiste donc à modéliser numériquement les essais en cuve pour comparer les répartitions de moments de flexion et observer ensuite les diagrammes de pressions. Ceux-ci ne sont pas déduits d'une double dérivation des courbes de moments, mais directement déduits des calculs avec le logiciel Flac^{3D}.

Lorsqu'il existe une bonne concordance entre les distributions de moments de flexion expérimentales et numériques, comme sur la figure 14, l'outil numérique permet d'analyser directement les distributions de pressions le long de l'obstacle $P(Z)$ à un déplacement donné, ou bien d'étudier l'évolution des pressions en fonction des déplacements relatifs du massif $P(Y)$.

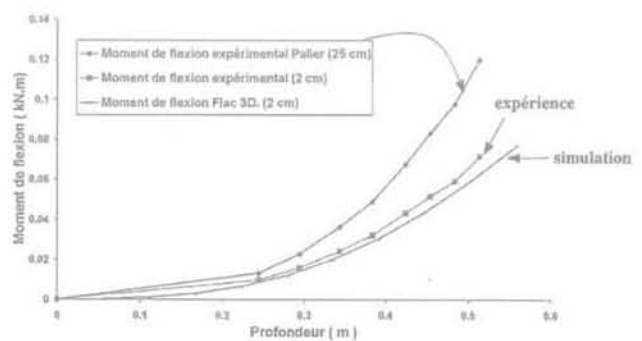


FIG. 14 Comparaison entre les résultats expérimentaux et la modélisation numérique tridimensionnelle.
Experimental test Vs 3D numerical simulation.

4.4

Étude du diagramme $P(Z)$

On compare les pressions calculées numériquement aux différentes approches théoriques ou empiriques de pression ultime ($K_p K_0^2$, 3 à 5 $K_p P_{limite}$ ou la composante horizontale de la butée notée « butée_h »...) pour des déplacements de massif importants. On présente pour une simulation sur pieu ($B = 22$ mm), au déplacement de 1,5 rayon, les différentes distributions de pressions ultimes le long du pieu confrontées aux résultats calculés avec Flac^{3D}. La pression de fluage et les pressions limites pressiométriques sur massif horizontal et en

pende (mesurées en cuve) sont alors comparées au diagramme de pression numériquement obtenu (Fig. 15). On constate alors que les pressions calculées sont proches de la valeur P_{limite} du pressiomètre effectué sur le massif en pente, et inférieures à l'estimation de $3 K_p$ ou K_p^2 .

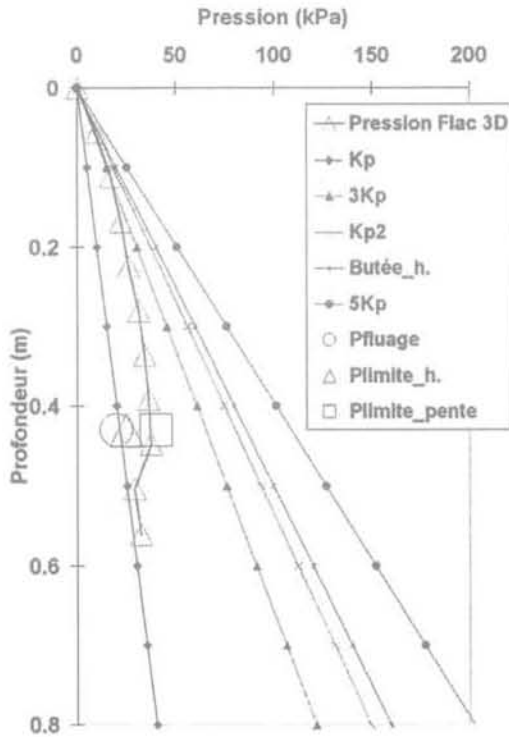


FIG. 15 Comparaison entre les différentes distributions de pressions ultimes théoriques, les mesures de pressions limites pressiométriques en cuve et le diagramme de pression numérique, pour un pieu ($B = 22$ mm), à un déplacement de 1,5 rayon. Pressure – depth diagrams (experimental data, numerical simulation, theoretical laws).

4.5

Approche de type « P-Y » par les essais pressiométriques

La modélisation numérique (avec Flac^{3D}) permet d'obtenir un diagramme de pression $P(Z)$ le long des obstacles, ainsi que l'évolution à une profondeur donnée de la pression en fonction du déplacement du massif, soit $P(Y, Z)$. Par ailleurs, les essais pressiométriques effectués en cuve fournissent des courbes « P-Y » à partir des données expérimentales. Nous rappelons que la courbe d'expansion de la sonde est utilisée en effectuant les changements de variables suivants, pour un pressiomètre autoforeur, d'après Frank (1999) :

$$P = (p - p_0) \times B \text{ ou } P = (p_{20} - p_0) \times B ;$$

$$\Delta y \text{ (ou } y) = \frac{B \Delta V}{\xi V_0} ;$$

($\xi = 2$, pour les poussées latérales du sol).

P_0 et V_0 représentent la pression initiale et le volume initial de la sonde. P_{20} est la pression dans la sonde pour $\Delta V/V_0 = 20\%$ (Frank, 1999). Lorsque la pression limite pressiométrique conventionnelle est atteinte (doublement du volume de la cavité), nous conservons la valeur de la pression ultime constante (sur la courbe « P-Y » calculée). Une courbe « P-Y » est également construite à partir d'essais pressiométriques sur cuve inclinée. Ces courbes sont comparées aux valeurs numériques des capteurs virtuels de pression obtenues lors des simulations. La pression sélectionnée du capteur virtuel est à la cote du pressiomètre en cuve, sur les figures 15 et 16. Nous présentons des résultats pour un pieu lisse et rugueux de 22 mm de diamètre sur massif de faible densité.

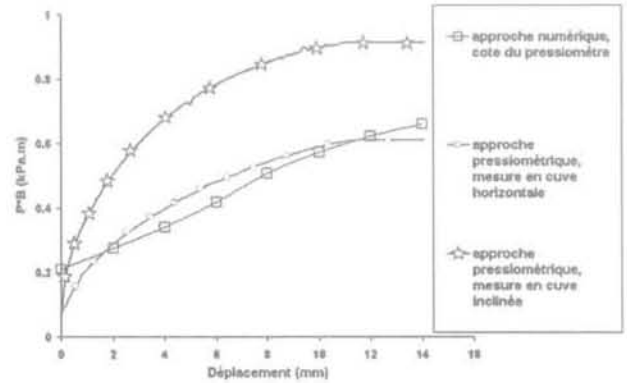


FIG. 16 Approche « P-Y », essais pressiométriques et valeurs numériques, pieu isolé lisse ($B = 22$ mm). « P-Y » curve (one smooth pile).

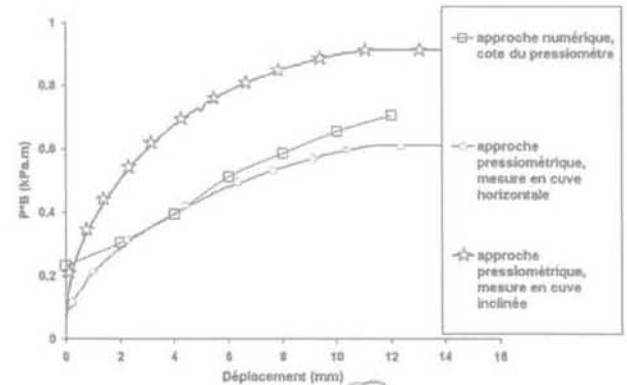


FIG. 17 Approche « P-Y », essais pressiométriques et valeurs numériques, pieu isolé rugueux ($B = 22$ mm). « P-Y » curve (one rough pile).

Concernant ces pieux isolés, pour un déplacement relatif de 1,5 rayon, la pression limite sur cuve horizontale et sur cuve inclinée fournit un encadrement des pressions ultimes numériques (sur obstacles) calculées. Les deux approches (numérique et expérimentale) à la cote pressiométrique sont proches. Les approches des courbes de réaction à partir des essais pressiométriques moulés (semblables aux pressiomètres autofo-

reurs) semblent judicieuses du point de vue du dimensionnement, pour ces déplacements relatifs de 1,5 à 2 rayons. Ces courbes permettent également de suivre une évolution non linéaire plus précise que des approches linéaires par morceaux utilisant le module Ménard. Mais nous observons qu'à ce stade des déplacements, les paliers de moments de flexion sont loin d'être atteints. Par conséquent, pour de très grands déplacements (10 rayons), on s'attend à ce que les poussées latérales augmentent également. Dans le cadre des très grands déplacements, la pression limite pressiométrique risque alors d'être largement dépassée et ne peut pas être présentée comme une valeur dimensionnante à retenir.

La simulation numérique d'expériences en laboratoire, fondée sur l'étude des caractéristiques géomécaniques du matériau employé, permet de dégager une méthodologie. Cette démarche ouvre de plus grandes possibilités dont la représentation numérique de site en grandeur réelle (Gay, 2000). A titre d'exemple, on présente finalement une simulation menée sur un massif de taille réelle (plusieurs mètres d'épaisseur).

5

Extrapolation à une configuration de taille réelle

5.1

Calage des paramètres à partir de données pressiométriques

Dans un premier temps, les essais pressiométriques de Mokrani (1991) à 7 m de profondeur (sur sable d'Hostun RF) ont été modélisés, en utilisant les paramètres élasto-plastiques de Branque (1997). Les paramètres géomécaniques à retenir pour le modèle tridimensionnel ont ainsi pu être validés (Fig. 18).

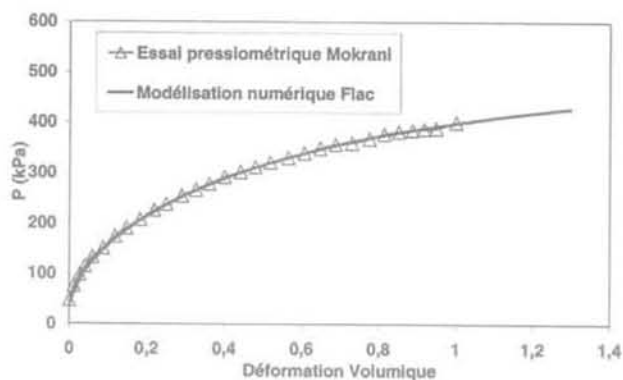


FIG. 18 Simulation des essais Mokrani (1991), $\sigma'_v = 100$ kPa (calculs Flac^{2D}). Mokrani tests simulation with Flac^{2D}, $\sigma'_v = 100$ kPa.

Ainsi, le choix des paramètres élasto-plastiques de la loi de comportement du sol étant validé, la simulation en vraie grandeur d'un pieu de 1 m de diamètre dans un glissement de 5,60 m d'épaisseur peut être effectuée.

La figure 19 illustre les isocontours de contraintes horizontales avec visualisation du « bulbe » de contrainte formé à l'amont de l'obstacle. On observe également la formation d'une dépression à l'aval du pieu. Ce résultat numérique a été clairement mis en évidence expérimentalement (sur le modèle de laboratoire) comme le montre la figure 10a.

5.2

Diagrammes P(Y) et P(Y,Z)

Le diagramme de pression le long de l'inclusion, calculé pour un déplacement de 0,41 m, est représenté sur la figure 20. La forme de cette distribution n'est pas linéaire et met en évidence un « bulbe » de contrainte

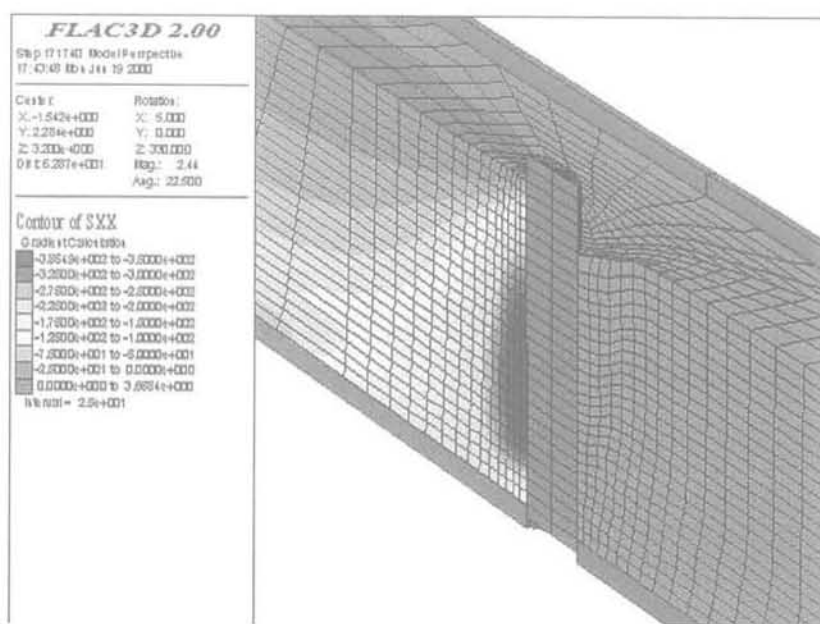


FIG. 19 Isocontours de σ_{xx} , $B_{\text{pieu}} = 1$ m, déplacement = 0,41 m. Iso-outline of σ_{xx} , $B_{\text{pile}} = 1$ m, displacement = 0,41 m.

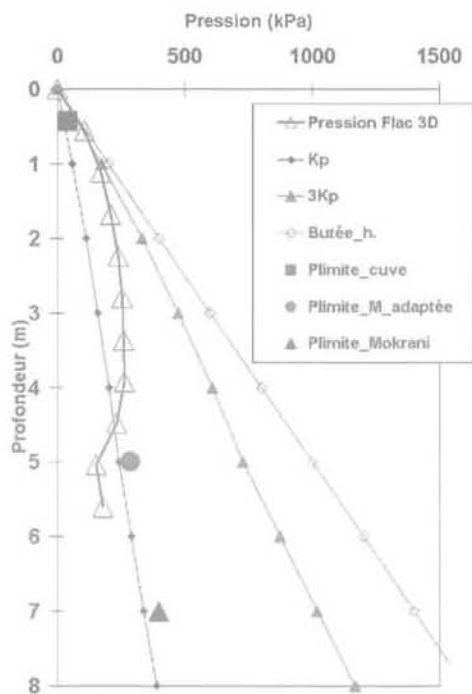


FIG. 20 Comparaison entre les différentes distributions de pressions ultimes théoriques, les mesures de pressions limites pressiométriques en cuve et le diagramme de pression numérique, pour un pieu ($B = 1$ m), à un déplacement de 0,41 m. Pressure - depth diagrams (experimental data, numerical simulation, theoretical laws) for one pile ($B = 1$ m), displacement 0,41 m.

qui semble montrer la limite de certaines approches trop simplistes.

Les courbes « P-Y » de réaction établies à partir des essais pressiométriques sont confrontées aux évolutions des pressions calculées numériquement en fonction du déplacement relatif du massif (Fig. 21). Dans cette configuration, la pression limite pressiométrique

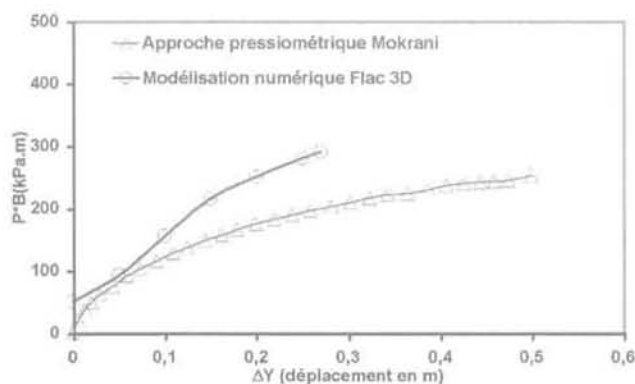


FIG. 21 Approche « P-Y », essais pressiométriques de laboratoire et valeurs numériques ($B = 1$ m). P-Y curve approach (one pile $B = 1$ m).

risque d'être insuffisante en terme de valeur dimensionnante.

Le processus général mis en œuvre, liant l'analyse des essais classiques de reconnaissance des paramètres géomécaniques et la modélisation tridimensionnelle d'une configuration expérimentale (de laboratoire, de taille réelle ou d'expérimentations *in situ* comme la modélisation du site de Sallèdes, LCPC, Gay, 2000), se présente comme un outil intéressant à appliquer dans le domaine du dimensionnement d'ouvrages d'art dans des configurations complexes.

6

Conclusion

Cette étude se différencie des analyses classiques d'obstacles sous contraintes horizontales car elle concerne principalement l'évaluation de poussées latérales importantes à prendre en compte dans le dimensionnement des ouvrages, lorsque le terrain est libre de s'écouler autour des fondations.

Un dispositif de modélisation physique de laboratoire original a été conçu, permettant de reproduire des glissements de massifs importants, lents et contrôlés.

Cette modélisation physique a permis de mettre en avant plusieurs points. La densité du matériau influe logiquement sur les moments ou les efforts, quel que soit le déplacement du massif. La forme de l'obstacle (pieu, plaque, losange, profilé) a une influence sur les distributions de moment de flexion générées par le glissement, seulement pour les petits déplacements (1 à 2 cm). Mais, lorsque les déplacements sont importants, on tend vers une distribution unique (pour une largeur B donnée). Il en est de même pour les effets de la rigidité ou pour la rugosité. Le point important à retenir est donc le caractère particulier des très grands déplacements qui « effacent » les effets de la forme, de la rigidité ou bien de la rugosité de l'obstacle. Le seul paramètre influent est alors le diamètre ou la largeur d'inclusion B .

L'effet de la variation de l'entraxe (de 5B à 1B) sur une rangée de trois pieux a également été étudié, pour deux densités relatives de massif de sable (I_D de 0,3 et 0,5). Expérimentalement, il semblerait que pour des déplacements faibles, il soit difficile de proposer une tendance. Par contre, pour de grands déplacements, il est clairement montré que les distributions de moment augmentent lorsque l'entraxe diminue de 5B à 2B.

Par exemple, au sein d'un massif de sable lâche ($I_D = 0,3$), on peut mesurer une augmentation du moment de flexion d'un facteur 1,7 entre un essai à 5B (identique à un essai sur pieu isolé) et un essai à 2B d'entraxe. Ce résultat important est à retenir lorsque l'on cherche à dimensionner une rangée de pieux de fondation dans une pente en mouvement.

Ces essais de glissements ont été complétés par des essais pressiométriques en cuve et des essais triaxiaux à faibles contraintes de confinement pour caractériser au mieux le matériau utilisé. A partir de ces essais, on a pu établir des lois de comportement élasto-plastique non-associé de type Mohr-Coulomb, avec écrouissage. Ces lois ont pu être utilisées dans les modèles numériques bidimensionnels et tridimensionnels.

Avec ces lois de comportement, les résultats des simulations numériques et des essais en cuve sont généralement satisfaisants par rapport aux résultats

expérimentaux. Le modèle numérique prend alors tout son intérêt car il permet d'accéder à des données qui n'ont pas pu être mesurées sur le dispositif expérimental, comme par exemple les courbes « P-Y » de mobilisation de la pression sur l'obstacle en fonction du déplacement relatif sol/pieu.

Ainsi, pour un obstacle unique ($I_p = 0,3$) et pour des déplacements relatifs de 1 à 2 diamètres ($B = 22$ mm), les contraintes latérales estimées numériquement se situent entre la pression limite mesurée sur massif horizontal et la pression limite mesurée sur massif en pente. Pour des déplacements nettement supérieurs, on peut s'attendre à ce que les efforts augmentent. Il est donc probable que les pressions ultimes seront supérieures aux pressions limites mesurées en cuve.

L'ensemble du travail présenté ici permet de dégager une méthodologie d'étude. Dans un premier temps, la simulation numérique des essais pressiométriques effectués en place permet de valider le jeu de paramètres à utiliser dans les calculs. Dans un second temps, la modélisation tridimensionnelle du glissement donne directement les efforts sur les obstacles.

Cette démarche a par conséquent un but pratique pour l'ingénieur qui ne dispose pas toujours d'essais de laboratoire complets. Cette méthode a été utilisée avec succès dans la modélisation numérique tridimensionnelle du site LCPC de Sallèles (Gay, 2000).

Bibliographie

- Baguelin F., Jézéquel J.F., Shields D.H. – *The pressuremeter and foundation engineering*. Trans. Tech. Publications, Clausthal, Germany, 1978.
- Beomonte M., Cavallo C. – « Measuring the landslide pressure along a pier foundation ». *Actes du colloque The geotechnics of structurally complex formations*. Capri, 1977.
- Billiaux D., Cundall P. – « Modeling of geomaterials using the Lagrangian Element method ». *Revue Française de Géotechnique* n° 63, 1993, p. 9-21.
- Branque D., Gomes Correia A., Biarez J. – « Utilisation d'un modèle élasto-plastique simple dans l'interprétation de l'essai pressiométrique sur sable ». Institut supérieur technique de Lisbonne, Centre de géotechnique, Contrat capital humain, documentation interne, 1997.
- Briaud J.L. – *The Pressuremeter*. Balkema, 1992.
- Cassan M. – *Les essais in situ en mécanique des sols*, tome 1 *Réalisation et interprétation*, Chapitre V « Interprétation de l'essai pressiométrique ». Paris, Eyrolles, 1988.
- Chen L.T., Poulos H.G., Hull T.S. – « Model test on single piles subjected to lateral soil movement ». *Soils and Foundations*, Japanese Geotechnical Society, vol. 37, n° 1, 1997, p. 1-12.
- Chow Y.K. – « Analysis of piles used for slope stabilization ». *International Journal for numerical and analytical methods in geomechanics*, vol. 20, 1996, p. 635-646.
- Colliat J.-L., Desrues J., Flaviigny E. – « Avantages et inconvénients de l'utilisation d'un système d'antifretage dans l'essai triaxial de compression ». *Revue Française de Géotechnique* n° 34, 1986, p. 41-55.
- Flaviigny E., Desrues J., Balayer B. – « Le sable d'Hostun R.F. ». *Revue Française de Géotechnique* n° 53, 1990, p. 67-70.
- Frank R. – « Fondations profondes ». *Traité de construction*. Techniques de l'ingénieur C248, 1995, p. 1-42.
- Frank R. – *Calcul des fondations superficielles et profondes*. Techniques de l'ingénieur. Presses des ponts et chaussées, 1999.
- Garnier J. – *Modèles réduits en mécanique des sols*, LCPC Nantes. *Les modèles réduits en génie civil*, AUGC, 1995.
- Gay O. – « Modélisation physique et numérique de l'action d'un glissement lent sur des fondations d'ouvrages d'art ». Thèse de l'Université Joseph Fourier de Grenoble, 2000.
- Matlock H., Reese L.C. – « Generalized solutions for laterally loaded piles ». *Proc. ASCE*, 86 SM5, 1961, p. 673-694.
- Ménard L. – « Règles d'utilisation des techniques pressiométriques ». Doc. interne, Centre d'études géotechniques de Paris, 1969.
- Ministère de l'Équipement, du Logement et des Transports – « Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil ». Cahier des clauses techniques générales, Fascicule n° 62, titre V, 1993.
- Mokrani L. – « Simulation physique du comportement des pieux à grande profondeur en chambre de calibration ». Institut de mécanique de Grenoble, 1991.
- Pender M.J. – « Aseismic Pile Foundation Design ». *Bull. of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering* vol. 26, n° 1, 1993, p. 49-160.
- Pouget P. – « Les fondations sur versant ». *Bull. de liaison des LPC* n° spécial 2, 1976, p. 155-165.
- Pouget P. – « Efforts parasites sur les pieux – Poussées latérales ». Étude du comportement d'un pieu métallique sollicité par les mouvements lents d'un versant instable, site de Sallèles. Compte rendu LRPC Clermont-Ferrand, 1991.
- Pouget P. – *Site expérimental de Sallèles, étude du comportement d'un site instable*. Plaquette de présentation sur le site, CETE de Lyon, LRPC Clermont-Ferrand, 1999.
- Poulos H.G. – « Design of reinforcing piles to increase slope stability ». *Canadian Geotechnical Journal*, n° 32, 1995, p. 808-818.
- Poulos H.G. – « Behavior of laterally loaded piles, single piles ». *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, vol. n° 97, n° SM5, 1971, p. 711-731.
- Randolph M.F. – « Lateral capacity and performance of single piles ». *Engineering of piled foundations*, University of Western Australia, Lecture 7.1-7.20, 1991.
- Recordon E. – « Comportement réel et théorique de quelques ouvrages ». *Revue Française de Géotechnique*, n° 4, 1978, p. 25-47.
- Sève, G., Frank, R., et al. – « Étude expérimentale de la stabilisation d'un glissement de terrain par des pieux de gros diamètre ». *Bull. LCPC* n° 204, 1996, p. 53-64.
- Sève G., Pouget P. – *Stabilisation des glissements de terrain – Guide technique*. Techniques et méthodes des laboratoires des ponts et chaussées, LCPC, 1998.
- Shahroui I., Kasdi A., Abriak N. – « Utilisation de l'essai pressiométrique pour la détermination des propriétés mécaniques des sables obéissant au critère de Mohr-Coulomb avec une règle d'écoulement non associée ». *Revue Française de Géotechnique* n° 73, 1995, p. 27-33.