

Développement des pressions interstitielles de construction dans les barrages en matériaux argileux humides

**D. POULAIN
E. ALONSO
H. GIRARD**

CEMAGREF

50, avenue de Verdun, BP 3
33611 Gazinet cedex

P. MORLIER

Université Bordeaux I
LRBB,

domaine de l'Hermitage,
BP 10, 33610 Gazinet

Résumé

Des glissements intervenus en fin de construction sur des barrages homogènes en matériaux argileux humides ont mis en évidence le rôle important joué par les pressions interstitielles sur la stabilité à court terme de ce type de remblais. L'influence respective du matériau et des conditions de sa mise en place sur le développement de ces pressions est recherchée. Pour ce faire, les résultats d'une approche théorique et d'essais de laboratoire spécifiques sont confrontés à des mesures réalisées *in situ* sur un barrage en construction.

Ces travaux mettent en évidence, pour les matériaux étudiés, certains paramètres essentiels favorisant le développement des pressions interstitielles ; leur prise en compte au stade des projets de barrages peut ainsi être améliorée.

Development of construction pore pressure in wet clayey fill dams

Abstract

A few wet clayey homogeneous embankment failures at the end of their construction have brought to the fore the importance of construction pore pressure for slope stability. Research about the influence of the backfill material and compaction methods on pore pressure development is carried out. For this purpose, results of special laboratory tests and of a simple theoretical calculation are compared to field measurements on a dam during construction.

This study shows the main parameters of pore pressure development in wet clayey soils ; thus the approach to the problem of excess water pressure in design of earth dams can be improved.

NOTATIONS

A, B et \bar{B}	: coefficients de Skempton
$B_{iso} = u/\sigma_{iso}$: coefficient de pression en contrainte isotrope
$d = \gamma_d/\gamma_w$: densité sèche
e	: indice des vides
h	: hauteur de remblai au-dessus d'un point donné
I_p	: indice de plasticité
K_s	: module de déformation du squelette solide
$r_u = u/\gamma h$: coefficient de pression interstitielle dans un remblai
S_r	: degré de saturation
u_a	: pression de l'air interstitiel
u ou u_w	: pression de l'eau interstitielle
V_a, V_w, V_t	: volumes d'air, d'eau et total
V_{ad}	: volume d'air dissous dans l'eau
V_{al}	: volume d'air libre dans le sol
w_{nat}	: teneur en eau naturelle
w_{OPN}	: teneur en eau à l'Optimum Proctor Normal
w_L	: limite de liquidité
w_p	: limite de plasticité
γ	: poids volumique du sol humide
γ_d	: poids volumique du sol sec
γ_s	: poids volumique des particules solides
γ_w	: poids volumique de l'eau
σ_h	: contrainte horizontale totale
σ_m	: contrainte moyenne totale
σ_{iso}	: contrainte isotrope totale
σ_v	: contrainte verticale totale

Les barrages qui se construisent actuellement en France pour le soutien d'étiage des cours d'eau et pour l'irrigation sont en majorité des remblais en terre homogènes de hauteur moyenne (10 à 30 m) constitués d'un matériau argileux qui assure à la fois les fonctions d'étanchéité et de stabilité du barrage.

La conception et la réalisation de ces ouvrages se heurtent à la difficulté de bien connaître le comportement des matériaux fins notamment lorsqu'ils ne sont pas saturés. Les méthodes d'approche traditionnelles de la stabilité à court terme de ces remblais, sur la base des caractéristiques non drainées et non consolidées du matériau, ne prennent pas en compte de façon explicite le rôle de l'eau interstitielle dans le sol compacté.

Ainsi les incidents survenus sur les barrages de Mirgenbach (Fig. 1) et Mondely (Dupas *et al.*, 1991) ont mis en évidence, d'une part le rôle primordial du développement des pressions interstitielles pour la stabilité à court terme des remblais homogènes en matériaux argileux humides et, d'autre part, l'insuffisance du calcul classique en contraintes totales de la stabilité à court terme de ce type d'ouvrage. En effet, ces deux barrages

ont connu des glissements pendant les travaux, ou peu après, que l'on ne peut pas expliquer par un calcul en contraintes totales même en retenant pour tout le remblai les plus faibles valeurs de c_u ($\phi_u = 0$) mesurées sur des échantillons prélevés dans les zones de rupture. Un calcul effectué en contraintes effectives (c' et ϕ') montre que seules des pressions interstitielles élevées (r_u de l'ordre de 0,8) peuvent expliquer la rupture de ces remblais. Cette hypothèse de fortes pressions est confirmée par les mesures enregistrées sur certaines des cellules mises en place dans chacun des remblais.

Par ailleurs, d'une manière générale, l'étude de l'influence de r_u sur le coefficient de sécurité des barrages en terre homogènes (Alonso *et al.*, 1993) confirme que le développement des pressions interstitielles au cours de la construction d'un remblai en matériaux fins humides a une forte influence sur la stabilité à court terme de l'ouvrage. Il est notamment montré dans cette étude que la rupture du talus amont, calculé classiquement, peut intervenir dès que r_u atteint des valeurs de 0,6 à 0,7 et celle du talus aval dès que r_u atteint 0,4 à 0,5.

Ce rôle prédominant des pressions interstitielles de construction sur la stabilité à court terme des barrages homogènes en matériaux argileux et la nécessité d'une approche en contraintes effectives pour mieux prendre en compte ce problème impliquent pour le projecteur de bien appréhender dès le stade de l'étude les surpressions d'eau susceptibles de se développer dans le remblai au cours de sa construction. C'est à ce besoin du projecteur que l'étude a essayé de répondre en recherchant :

- d'une part les facteurs influençant le développement des pressions interstitielles et notamment l'influence respective des caractéristiques du sol et de sa mise en place ;

- d'autre part des méthodes de définition quantitative, au stade du projet, des pressions interstitielles susceptibles de se développer dans un remblai. Deux voies seront explorées pour ce faire, un calcul théorique à partir d'essais œdométriques classiques, et la réalisation d'essais de laboratoire spécifiques.

Cette étude s'est notamment appuyée sur des expérimentations sur un barrage en cours de construction qui ont permis d'apporter des éléments complémentaires et de valider les essais de laboratoire proposés.

1

Développement d'un calcul théorique simplifié des pressions interstitielles dans les sols non saturés

1.1

La méthode de Hilf

La spécificité du comportement des sols fins non saturés par rapport aux milieux granulaires est le rôle primordial joué par les fluides interstitiels que sont l'eau et l'air. De nombreux auteurs se sont intéressés à ces matériaux difficiles en développant différentes approches de leur comportement notamment rappe-

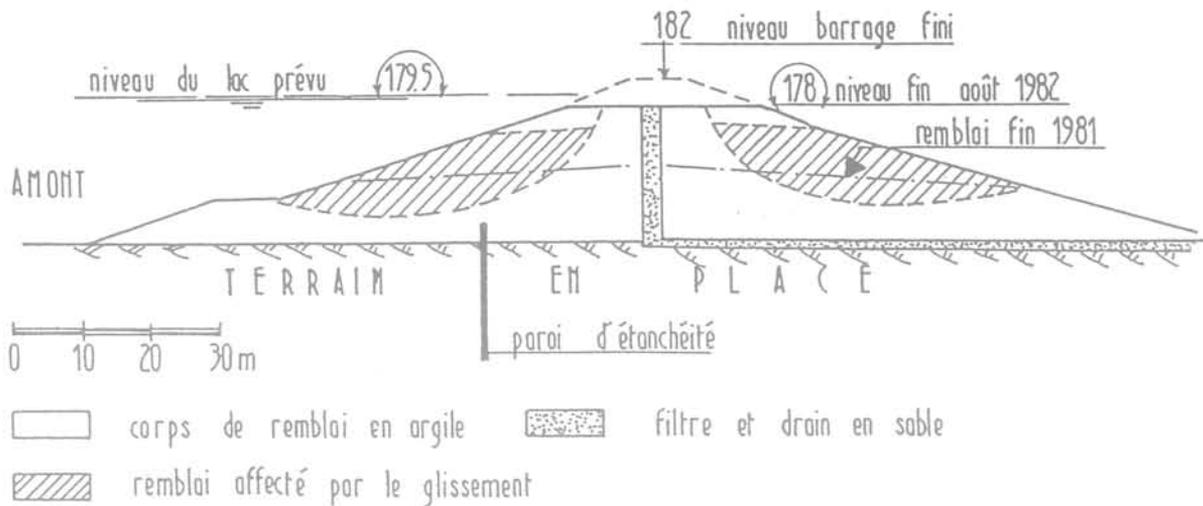


FIG. 1 Barrage de Mirgenbach : profil au droit du ruisseau (Dupas et al., 1991).
Mirgenbach dam maximum cross-section.

lées par Delage (1987). Parmi les méthodes classiques de calcul de la pression interstitielle celle proposée par Hilf permet d'obtenir, à partir des résultats d'essais œdométriques, le tracé des courbes $u = f(\sigma_v)$ pour une teneur en eau constante donnée. σ_v représente la contrainte verticale totale subie par un échantillon non saturé et non drainé, placé dans un champ de contraintes œdométriques, et dont on calcule la pression interstitielle. On reproduit ainsi des conditions proches de celles dans lesquelles se trouve le sol d'un remblai soumis à une contrainte verticale égale au poids des terres qui le surmonte.

Cette méthode repose sur les hypothèses suivantes :

- les pressions de l'air et de l'eau dans les pores sont égales ;
- la pression initiale de l'air est la pression atmosphérique ;
- la variation de volume pour un chargement donné est due à la compression de l'air.

La courbe œdométrique nous donne pour chaque valeur de la contrainte verticale effective σ' la variation de hauteur de l'échantillon $\Delta H/H_0$. Les pressions interstitielles déduites sont alors données par la relation :

$$u = Pa \frac{\frac{\Delta H}{H_0}}{n_0[1 - Sr_0(1 - h)] - \frac{\Delta H}{H_0}}$$

où :

Pa = pression atmosphérique (101 kPa) ;

h = constante de Henry = 0,02 à 20° C ;

n_0 , Sr_0 sont les valeurs initiales de la porosité et du degré de saturation.

1.2

Calcul simplifié proposé

La méthode de calcul de Hilf repose sur des hypothèses simplificatrices fortes mais présente l'intérêt de ne nécessiter que les résultats d'un essai œdométrique classique ; nous avons donc essayé de définir un calcul

théorique basé sur le même concept mais en cherchant à en minimiser les approximations.

1.2.1

Relations de base définissant le milieu triphasique solide-eau-air

Nous nous intéressons aux matériaux argileux humides compactés à une teneur en eau supérieure à celle de l'Optimum Proctor Normal et dont le degré de saturation après compactage est supérieur à 90 %. On peut donc, dans ces conditions, au vu de la micro-structure de ces matériaux avec des pores de petites dimensions et peu inter-connectés faire l'hypothèse que la phase gazeuse est discontinue et se présente donc sous forme de bulles dans une phase liquide continue. Cette hypothèse par ailleurs avancée par Schuurman (1966) qui considérait qu'au-delà d'un degré de saturation de 85 % l'air contenu dans un sol fin se présente sous forme de bulles, a largement été reprise par la suite. Notons toutefois que des essais à succion contrôlée ont montré que sur certains matériaux la continuité de la phase gazeuse peut parfois être observée pour des degrés de saturation supérieurs à 90 %.

Le mélange eau-air peut être décrit par les phénomènes physiques suivants :

- la tension superficielle de l'eau implique une relation simple entre les pressions u_w de l'eau et u_a d'une bulle d'air de rayon r :

$$u_a = u_w + 2q/r \quad (1)$$

q désigne le coefficient de tension superficielle de l'eau ;

- la solubilité de l'air dans l'eau peut être décrite par la loi de Henry :

$$V_{ad} = h \cdot V_w \quad (2)$$

h désigne la constante de Henry ($h = 0,02$ à 20° C),

V_{ad} et V_w sont respectivement les volumes d'air dissous et d'eau ;

- si l'on assimile l'air à un gaz parfait nous avons à température constante :

$$V_a u_a = c^{te} \quad \text{avec} \quad V_a = V_{al} + V_{ad} \quad (3)$$

V_{ad} et V_{al} sont respectivement les volumes d'air dissous et libre.

Sur la base de ces trois relations et en se plaçant dans des conditions non drainées (donc $w = \text{constante}$) Schuurman (1966) puis Magnan et Dang (1977) ont recherché des coefficients de compressibilité volumique du fluide interstitiel (mélange d'eau et d'air). Hilf a fait l'approximation de l'égalité des pressions de l'air et de l'eau en négligeant le terme $2q/r$ de la relation (1).

1.2.2.

Calcul théorique des pressions interstitielles à partir des résultats d'un essai œdométrique

Le but recherché étant le calcul des pressions interstitielles qui sont générées au cours de la construction d'un remblai, on considère, compte tenu de la rapidité de réalisation du remblai et de la faible perméabilité du matériau compacté (de l'ordre de 10^{-10} m/s pour les sols que nous avons étudiés), que la teneur en eau du matériau reste constante.

Diverses études de porosimétrie au mercure (Delage et al., 1992) ont montré que les courbes de fréquence de diamètre d'entrée des pores présentent un « pic » marqué pour des valeurs de l'ordre de quelques dixièmes de micron à quelques microns. Nous ferons pour notre part l'hypothèse que toutes les bulles d'air ont le même rayon moyen r .

La compressibilité de l'eau et des particules solides étant négligeables devant celle de l'air, la variation de volume due à une surcharge $d\sigma$ sera uniquement attribuée à la variation de volume de la phase gazeuse. Ainsi :

$$\text{surcharge } d\sigma \Rightarrow dV_t = dV_a \quad (4) \quad \text{et} \quad dV_w = dV_s = 0 \quad (5)$$

Dans les conditions œdométriques, la relation entre la variation de volume de l'échantillon et la surcharge $d\sigma'$ peut s'écrire :

$$\frac{dV_t}{V_t} = -K_s \times d\sigma'$$

$$\text{avec :} \quad K_s = C_c \left(\frac{1}{1+e} \right) \left(\frac{d(\text{Log} \sigma')}{d\sigma'} \right) \quad (6)$$

K_s = Coefficient de déformation volumique du squelette solide ;

C_c = Indice de compression œdométrique.

Les relations (1) et (6) nous permettent de définir la surpression du u_a qu'entraîne une surcharge élémentaire $d\sigma'$:

$$du_a = \frac{u_a}{\frac{V_a}{V_t \cdot K_s \cdot d\sigma'} - 1}$$

Par ailleurs, la variation du rayon r des bulles d'air se déduit simplement de la variation de volume ; connaissant donc du_a et dr et par conséquent les nouvelles valeurs de u_a et r on en déduit la nouvelle valeur de la pression de l'eau : $u_w = u_a - 2q/r$.

Sur cette base a été réalisée la programmation en Turbo Pascal qui permet à partir d'une succession de variations élémentaires de définir la courbe $u_w = f(\sigma')$. Notre préoccupation étant surtout de connaître le développement des pressions interstitielles en fonction de la contrainte totale, nous pouvons obtenir une approximation de la relation $u_w = f(\sigma)$ en admettant que dans

le domaine qui nous concerne ($90 < S_r < 100$ %) σ et σ' sont liés par la relation : $\sigma \approx \sigma' + u_w$.

L'un des points délicats de ce calcul est le passage du stade quasi saturé à la saturation complète et donc la disparition des bulles d'air. En effet, comme le montre Schuurman (1966) à l'approche de $u_{a\text{max}}$ des phénomènes transitoires se produisent, mettant en défaut les calculs précédents qui conduisent à une décroissance de u_w . Ceci s'explique aisément par le fait que, lorsque le rayon des bulles d'air diminue, le terme $2q/r$ de la relation (1) tend vers l'infini. En fait, on peut considérer que le comportement du sol est bien décrit par le calcul proposé tant que u_w croît en même temps que la contrainte. On a donc introduit dans le calcul comme critère de passage à la saturation (implosion des bulles d'air) le maximum théorique de u_w que l'on peut définir par la relation : $du_w/dV_{a1} = 0$.

Reste donc à définir, pour commencer le calcul, les conditions initiales suivantes :

- pression de l'eau ou de l'air sous contrainte nulle ;
- rayon initial des bulles d'air.

a) Pression initiale de l'eau

Schuurman considérait que l'air est initialement à la pression atmosphérique soit environ 100 kPa (en pression absolue). Ceci semble en contradiction avec l'hypothèse de bulles d'air incluses dans une phase liquide continue qui est seule en contact avec l'air ambiant. En considérant que le rayon de courbure des ménisques d'eau au contact avec l'air est grand, notamment en comparaison à celui des bulles occluses, nous avons donc fixé u_w initial égal à la pression atmosphérique (donc $u_a > \text{Patm}$).

b) Rayon initial des bulles d'air

En ce domaine, les références sont nombreuses et relativement concordantes. Ainsi Schuurman considère $r_0 = 5 \mu\text{m}$, Magnan et Dang ont estimé que ce rayon était de l'ordre de 2 à 3 μm sur l'argile de Cubzac-Les-Ponts. Par ailleurs différents essais de porosimétrie au mercure réalisés par Prapaharan et al. (1991), Delage et al. (1992) sur des matériaux argileux montrent que les rayons de seuils de pore pour les matériaux humides se situaient majoritairement entre 0,1 et 10 μm et que la porosité, du côté humide de l'Optimum Proctor Normal était peu sensible au mode de compactage en laboratoire ou sur chantier.

Ces derniers éléments sur la taille des seuils de pores ne permettent pas de conclure sur les dimensions des bulles d'air. Toutefois cela semble confirmer que les valeurs de quelques μm de rayon sont réalistes et peuvent constituer une hypothèse de départ pour un calcul théorique. En fait, nous considérerons dans un premier temps r comme un paramètre du sol dont nous analyserons l'influence sur les pressions calculées (§ 1.3.1) afin de voir si nous pouvons retenir une valeur fixe pour r .

1.3

Premiers résultats du calcul

Après avoir vérifié sur un exemple qu'en faisant l'approximation $u_a = u_w$ (soit $q = 0$ et donc r n'intervient pas) nous obtenons les mêmes résultats par le calcul

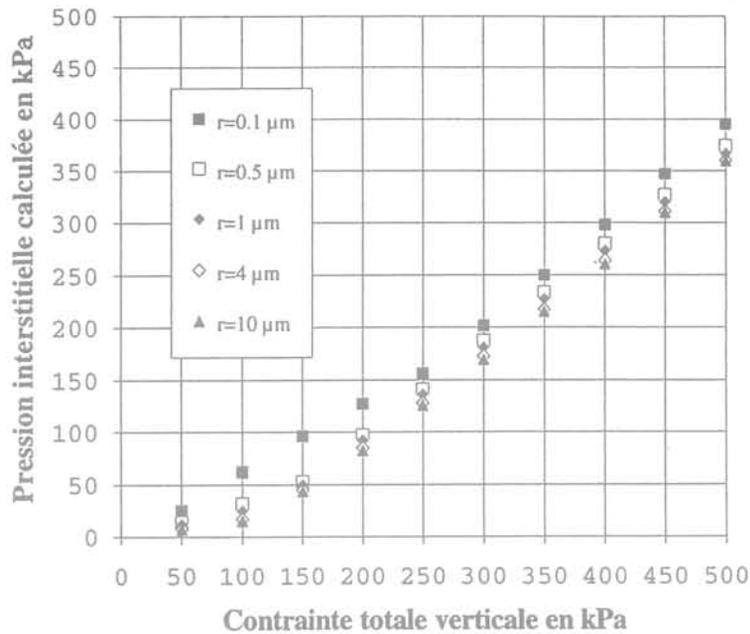


FIG. 2 Influence du rayon des bulles d'air sur les pressions interstitielles calculées.
Effect of the air bubbles radius on calculated pore pressure.

ainsi programmé que par le calcul de Hilf nous nous sommes donc intéressés au rayon initial des bulles d'air.

1.3.1

Influence du rayon des bulles d'air

Nous avons vu précédemment que le rayon r initial des bulles d'air est un paramètre du calcul qu'il convient de fixer bien qu'il ne soit pas connu *a priori*. Dans ces conditions, nous avons étudié à partir de l'exemple d'un sol compacté ($S_r = 92\%$) l'influence de ce paramètre sur les résultats. Nous constatons (Fig. 2) que l'influence de r sur les pressions calculées est négligeable lorsque $1\ \mu\text{m} < r < 10\ \mu\text{m}$. La diminution de r n'entraîne une augmentation significative des pressions

calculées qu'à partir de $0,5\ \mu\text{m}$. Nous avons donc retenu pour tous les calculs réalisés dans le cadre de cette étude une valeur $r = 4\ \mu\text{m}$, moyenne des valeurs proposées par les différents auteurs cités précédemment.

1.3.2

Influence du degré de saturation initial

Nous avons réalisé sur le même matériau une série de calculs en faisant varier la teneur en eau (et par conséquent le degré de saturation initial) du sol tout en gardant une densité sèche initiale identique et en supposant que les caractéristiques œdométriques restent constantes.

Les résultats obtenus permettent de représenter l'évolution des rapports u/σ calculés en fonction du

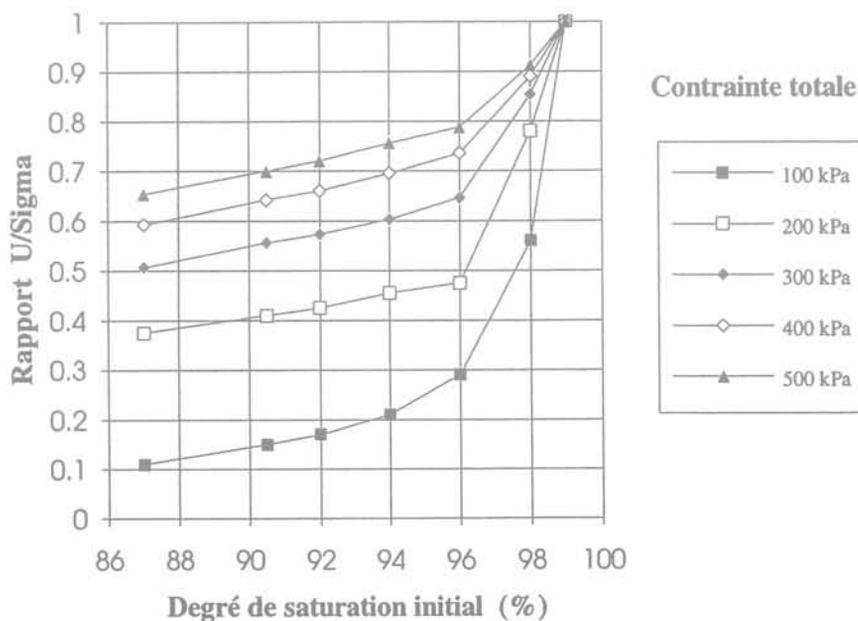


FIG. 3 Influence du degré de saturation initial sur les pressions interstitielles calculées.
Effect of initial degree of saturation on calculated pore pressure.

degré de saturation pour différentes contraintes totales verticales (Fig. 3). Deux principaux éléments peuvent être dégagés de ce graphique :

- quelle que soit la contrainte appliquée, nous constatons un accroissement rapide du rapport u/σ à partir de $S_r = 96\%$;
- l'augmentation du rapport u/σ lorsque S_r passe de 87 % à 96 % est comprise entre 0,1 et 0,2 ; notons que nous trouvons un résultat identique avec les essais de laboratoire décrits au chapitre suivant.

1.3.3

Premier bilan

Les premiers résultats de ce calcul de pression semblent donc apporter des éléments intéressants pour la détermination des pressions interstitielles dans les matériaux argileux humides. Nous reviendrons ci-après sur cette méthode afin d'y apporter une première validation en comparant les résultats obtenus avec ceux des approches expérimentales et des mesures *in situ*.

2

Essais en laboratoire

Parallèlement à l'approche théorique simplifiée présentée précédemment, il paraît souhaitable de pouvoir mettre en œuvre un ou plusieurs essais en laboratoire donnant directement les valeurs des pressions interstitielles susceptibles de se développer dans un remblai compacté. Ces essais ont été choisis pour répondre aux deux critères suivants :

- permettre de se rapprocher le plus possible des conditions « vécues » par le matériau pendant la construction d'un remblai homogène ;
- pouvoir être réalisé avec un équipement de laboratoire de mécanique des sols classique avec un mode opératoire simple.

Pour répondre au premier critère nous avons notamment posé comme hypothèse de base que :

- les essais doivent être réalisés sur sols non saturés et non drainés ; ceci est représentatif du comportement non drainé, à court terme, d'un remblai dont la perméabilité est très faible ;
- la succion initiale est faible et, par conséquent, on est amené à ne mesurer que des pressions interstitielles positives même pour les faibles contraintes. Cette hypothèse a pu être vérifiée sur la plupart des sols argileux humides dont la teneur en eau est supérieure à $w_{OPN} + 2$ et le degré de saturation supérieur à 90 % (ne sont pas concernés ici les sols gonflants qui peuvent garder une succion élevée à fort degré de saturation).

Deux types d'essais ont été expérimentés :

- un essai de compression isotrope appliquée à un échantillon non drainé placé dans une cellule triaxiale ce qui permet notamment d'obtenir le coefficient B de Skempton ;
- un essai triaxial non drainé à chemin de contrainte contrôlé reproduisant de façon plus réaliste que le précédent les efforts subis par le matériau dans le remblai.

2.1

Contrainte isotrope

2.1.1

Mode opératoire

Le principe de cet essai est de soumettre simplement un échantillon placé dans une cellule triaxiale, dans des conditions non drainées, à une contrainte isotrope et de mesurer la pression interstitielle en résultant. Cet essai possède l'avantage d'une mise en œuvre aisée.

Compte tenu de la très faible perméabilité des matériaux étudiés, la vitesse d'essai doit être suffisamment lente pour permettre un équilibre des pressions dans l'échantillon ; l'augmentation de la contrainte isotrope a été ainsi limitée à 100 kPa par jour. La contrainte isotrope maximale appliquée aux échantillons a été fixée pour l'ensemble des essais réalisés à 500 kPa, car d'une part cela correspond aux contraintes maximales des barrages de 10 à 30 m et, d'autre part, les matériaux humides que nous étudions ($S_r > 90\%$) sont arrivés à saturation pour des contraintes totales inférieures à 500 kPa. L'ensemble de ces considérations nous a donc conduits à réaliser ces essais en faisant varier la contrainte isotrope de 0 à 500 kPa en 5 jours en faisant des paliers de 50 kPa d'une durée de 12 heures. Quelques essais réalisés par variation continue et linéaire de la contrainte de 0 à 500 kPa en 5 jours ont donné des résultats similaires.

2.1.2

Influence du mode de préparation des éprouvettes

Les éprouvettes sont soit prélevées intactes sur un remblai soit préparées en laboratoire par compactage statique en trois couches ; cette méthode a été retenue après avoir comparé au préalable les résultats obtenus pour différents types de compactage des éprouvettes en laboratoire.

Ainsi ont d'abord été comparés les résultats obtenus par pétrissage à ceux correspondant au compactage statique pour une teneur en eau égale à $w_{OPN} + 2$ (Fig. 4) ; les pressions mesurées sont tout à fait similaires. Par ailleurs, dans les échantillons prélevés à l'aide d'une trousse coupante dans des moules Proctor, les pressions interstitielles qui se sont développées sont comparables à celles obtenues sur une éprouvette compactée statiquement (Fig. 5). Le faible écart de pression est en majeure partie explicable par la différence de 0,1 point de la teneur en eau de l'échantillon compacté statiquement. Cet essai nous montre par ailleurs que l'énergie de compactage (Proctor normal ou modifié) n'a pas d'influence significative sur les résultats de l'essai ; notons qu'à cette teneur en eau ($w_{OPN} + 3,5$) les densités des échantillons obtenus avec chacune des deux énergies de compactage étaient équivalentes.

On peut conclure de ces quelques essais, dont les résultats seront corroborés par ceux réalisés en chemin de contrainte et décrits ci-après, que les pressions interstitielles mesurées sur des échantillons dont la teneur en eau est supérieure ou égale à $w_{OPN} + 2\%$ et dont la densité est égale ou supérieure à celle obtenue par compactage Proctor, sont peu influencées par le mode et l'énergie de compactage des éprouvettes.

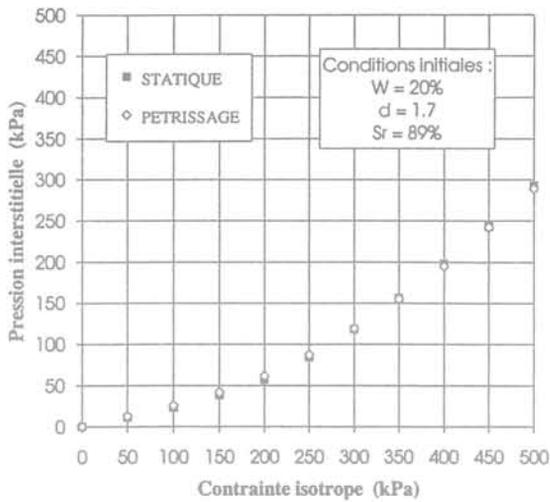


FIG. 4 Comparaison des résultats obtenus sur des échantillons préparés par compression statique et par pétrissage. Comparison of results obtained on samples prepared by static compaction and kneading.

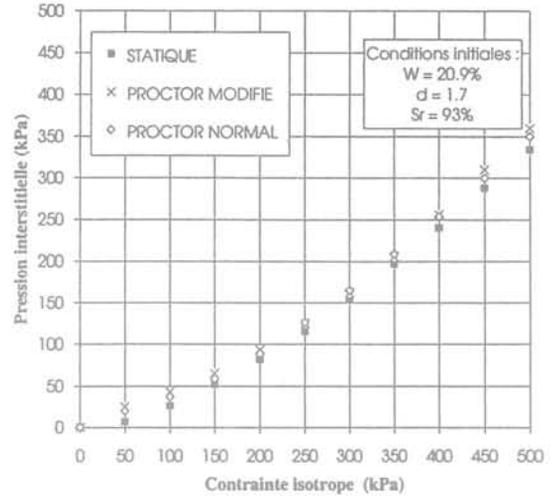


FIG. 5 Comparaison des résultats obtenus sur des échantillons préparés par compression statique et par « carottage » dans le moule Proctor. Comparison of results obtained on samples prepared by static and Proctor compaction.

Nous constaterons également ci-après que les résultats obtenus sur des échantillons compactés *in situ* et prélevés intacts sont équivalents à ceux obtenus sur des échantillons de mêmes caractéristiques initiales compactés au laboratoire.

2.1.3

Influence respective de la teneur en eau et du degré de saturation sur le développement des pressions interstitielles dans l'essai en contrainte isotrope

Les essais ont été réalisés principalement sur deux matériaux provenant des barrages du Balaing et de La Ganne et respectivement nommés D2 et P10 ; leurs principales caractéristiques physiques sont résumées dans le tableau ci-après :

TABLEAU I Principales caractéristiques des deux matériaux testés. Main properties of the two tested soils.

	Balaing D2	Ganne P10	
Granulométrie	% < 5 mm	98	99,5
	% < 2 mm	96	98,5
	% < 0,4 mm	90	96,5
	% < 80 microns	76	90
Limites d'Atterberg	limite de liquidité w_p %	34,5	43,5
	limite de plasticité w_p %	20,5	19,5
	indice de plasticité	14	24
Essai de compactage (Proctor Normal)	teneur en eau optimale	17 %	17,5 %
	densité sèche à l'optimum	1,75	1,74

2.1.3.1

Limon argileux du Balaing

Ce sol limono-argileux est faiblement plastique ($I_p = 14$) et a fait l'objet d'essais en vue de son utilisation éventuelle dans un remblai. Sa forte teneur en eau naturelle (20 à 21 % soit $w_{OPN} + 3$ ou 4 points) nous a conduits à examiner son comportement vis-à-vis du développement des pressions interstitielles. Les résultats des essais en contrainte isotrope, réalisés sur 5 échantillons différents et représentés sur la figure 6, nous montrent ou nous confirment les éléments de comportement suivants :

- pour un même degré de saturation initial les échantillons 4 et 5 donnent des pressions très différentes ; la teneur en eau de l'échantillon 5 est de 21 % ($w_{OPN} + 4$) et donc supérieure d'à peine 1 point à celle du n° 4. Cependant, à partir d'une contrainte de 200 kPa dans ce matériau se développent des pressions interstitielles égales à plus du double de celles enregistrées dans l'échantillon 4 ; on note que l'échantillon n° 5 est à la limite de plasticité ($w \approx w_p$) ;
- pour une teneur en eau de 19,2 % soit environ $w_{OPN} + 2$ les échantillons 2 et 3 ont des degrés de saturation initiaux très différents. En effet, l'un est compacté à une densité sèche de 100,5 % de la densité Optimum Proctor Normal et l'autre à 97,5 %. On constate, comme pour les deux échantillons précédents, que l'écart de pression interstitielle est important ;
- l'échantillon 1, qui a une teneur en eau égale à $w_{OPN} + 1$ et dont la densité sèche initiale est légèrement supérieure à $\gamma_{d,OPN}$ ne développe pratiquement aucune pression interstitielle bien que son degré de saturation initial soit équivalent à celui de l'échantillon 2.

Ces quelques premières constatations mettent en lumière le rôle important des paramètres que sont la teneur en eau et le degré de saturation initial. Afin de confirmer sur un autre type de matériau les premiers résultats obtenus et de discerner l'influence relative de chacun de ces deux paramètres, nous avons entrepris un ensemble d'essais sur un sol fin plus plastique et fréquemment rencontré dans les barrages du Sud-Ouest.

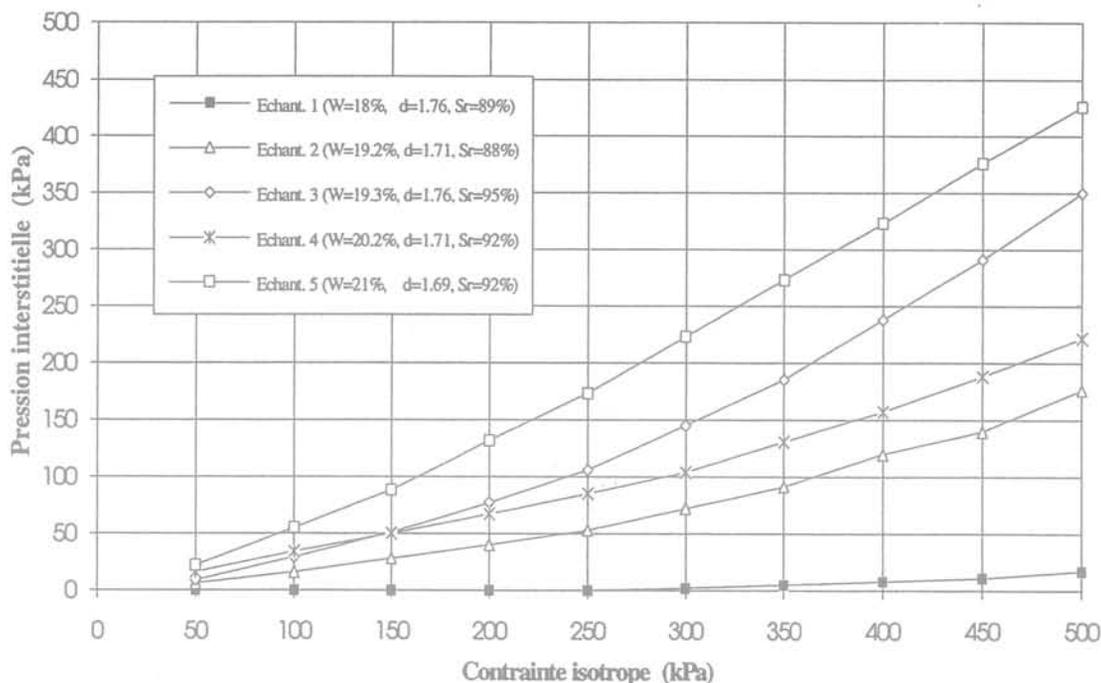


FIG. 6 Résultats des essais en contrainte isotrope réalisés sur le matériau Balaing D2 remanié.
Results of isotropic compression test on Balaing D2 remolded samples.

2.1.3.2

Argile limoneuse de La Ganne

Une quinzaine d'essais ont été réalisés sur l'un des matériaux du barrage de La Ganne (nommé P10), une argile limoneuse plastique dont les caractéristiques figurent dans le tableau I.

La teneur en eau des échantillons se situe entre w_{OPN} et $w_{OPN} + 6$ et le degré de saturation entre 86 et 95 %. La synthèse des résultats obtenus a été réalisée grâce au module UNIMAP du logiciel UNIRAS qui a permis de faire des interpolations sur la variable u et de représenter l'évolution des pressions sur un diagramme Proc-

tor (Fig. 7) sous forme de courbes d'iso-valeurs du coefficient de pression interstitielle (u/σ_{iso}) pour des contraintes isotropes de 200 et 400 kPa. Le domaine concerné correspond à la zone où des essais ont été réalisés. Il est donc limité par les courbes $S_r = 85\%$ et $S_r = 96\%$; la courbe de compactage Proctor Normal est également représentée.

Ce tracé nous permet de faire les constatations suivantes :

- l'allure des courbes iso-valeurs du coefficient de pression $B_{iso} = u/\sigma_{iso}$ est identique pour les deux contraintes appliquées ;

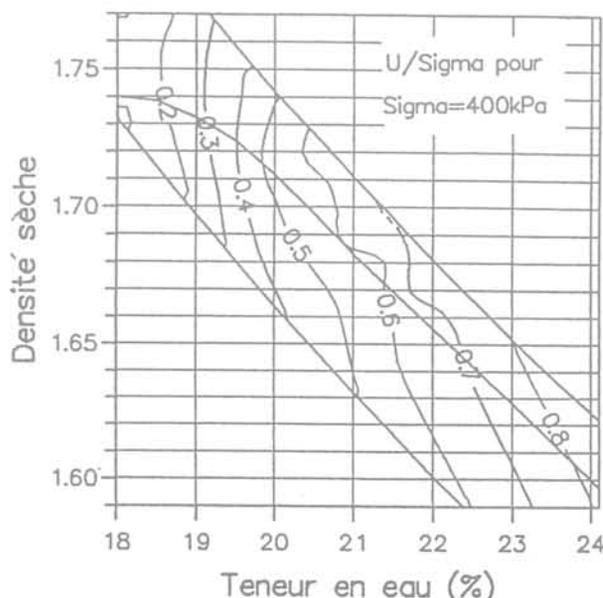
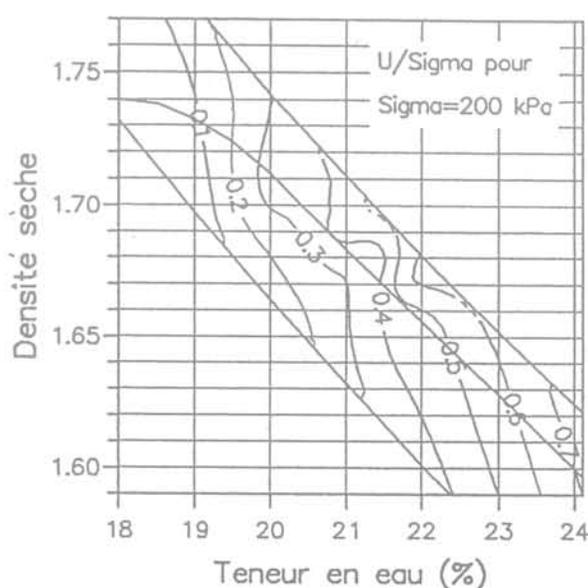


FIG. 7 Synthèse des résultats des compressions isotropes sur le matériau de La Ganne P10 : représentation du rapport u/σ_{iso} dans le repère (w, d) (domaine limité par les courbes $S_r = 85\%$ et $S_r = 96\%$).
Synthesis of isotropic compression tests on Ganne P10 material : ration u/σ_{iso} is plotted in a graph (w, d).

Intérêt de l'essai en contrainte isotrope

Cet essai est simple à mettre en œuvre, la reproductibilité est bonne et les résultats cohérents sur un sol donné. Cet essai nous permet de tirer les premières conclusions suivantes pour les sols compactés :

- le mode et l'énergie de compactage mis en œuvre pour atteindre une densité donnée semblent avoir peu de conséquences directes sur le développement des pressions interstitielles mesurées dans un essai en contrainte isotrope ;
- pour un matériau donné, la teneur en eau est primordiale ; ensuite, le degré de saturation initial S_{r_0} peut influencer en augmentant le coefficient de pression interstitielle $B_{iso} = u/\sigma_{iso}$ d'environ 0,1 lorsque S_{r_0} passe de 90 à 95 % et au-delà de 95 % l'accroissement de B_{iso} est certainement très rapide ;
- il semblerait qu'il faille apprécier la teneur en eau non seulement par rapport à w_{OPN} mais aussi par rapport à la limite de plasticité w_p ; w_p semble, en effet, un seuil à l'approche duquel le coefficient de pression interstitielle augmente très sensiblement.

2.2

Essai à chemin de contrainte contrôlé

Les résultats de l'essai en contrainte isotrope sont encourageants, mais il nous a paru nécessaire de s'assurer qu'une telle approche est susceptible de donner une bonne représentation des phénomènes qui se produisent dans un remblai en matériaux argileux humides. En effet dans un remblai, le sol compacté est

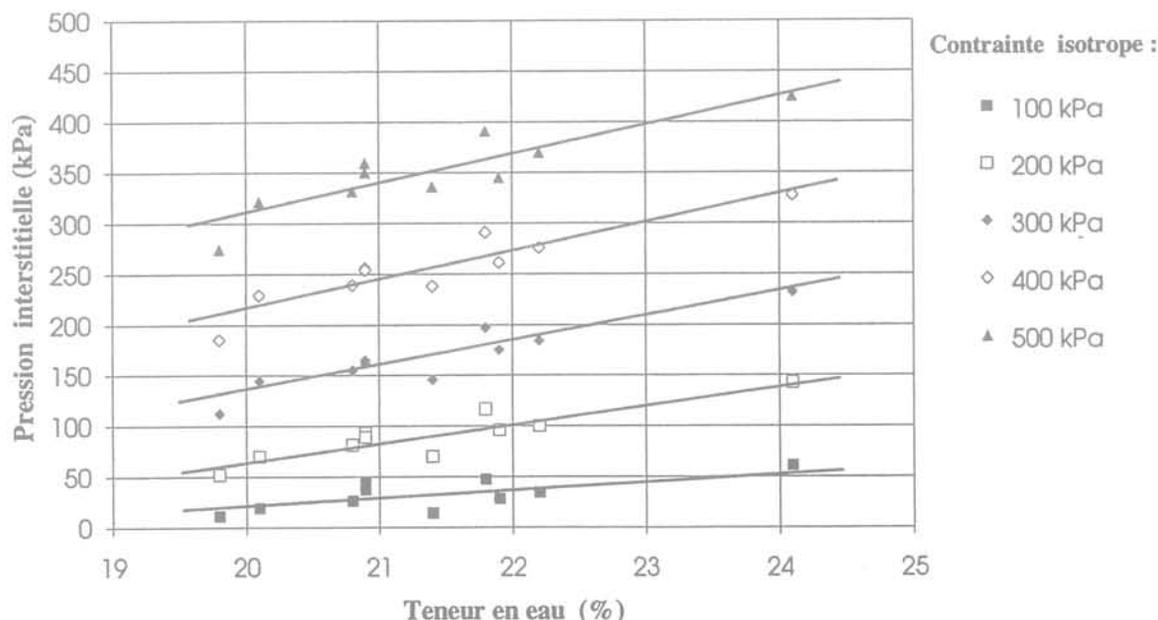


FIG. 8 Droites de régression $u = f(w)$, pour différentes contraintes isotropes, des échantillons (Ganne P10) dont le degré de saturation est compris entre 92 et 94 %.
Regression lines $u = f(w)$, for various isotropic stresses, of remolded samples (Ganne 10) with a degree of saturation ranging from 92 to 94 %.

ensuite soumis à un chargement non isotrope. C'est ce chargement anisotrope que nous avons donc essayé de reproduire et de simuler au cours d'un essai triaxial à chemin de contrainte contrôlé.

Ceci permettra de définir le rôle éventuel du déviateur des contraintes sur le développement des pressions interstitielles.

2.2.1

Principe et mode opératoire des essais

Le principe de l'essai est celui décrit par Head (1986) pour la détermination du coefficient de pression interstitielle \bar{B} de Skempton dans un remblai. Cet essai triaxial réalisé sur un échantillon non saturé dans des conditions non drainées consiste à faire varier simultanément les contraintes verticales et horizontales de la même manière que dans un remblai en terre au cours de sa construction. On choisit de faire évoluer ces contraintes de façon à garder un coefficient de sécurité local $F = \tau_s/\tau$ constant ; $\sigma_1 = \sigma_v$ et $\sigma_3 = \sigma_h$ évolueront donc de manière à rester dans un repère (σ', τ) sur une droite d'équation :

$$\tau = [c' + \sigma' \operatorname{tg} \phi']/F = c'/F + \sigma' \operatorname{tg} \phi'/F$$

Comme pour l'essai en contrainte isotrope et pour les mêmes raisons, nous avons limité σ_3 à 500 kPa. Arrivé à cette valeur, l'échantillon est conduit à la rupture de la même manière que dans un essai triaxial non drainé classique en conservant cette contrainte latérale constante. Les caractéristiques c' et ϕ' du matériau nécessaires à la définition du chemin de contrainte à suivre sont définis par un essai triaxial CU + u réalisé préalablement sur le même matériau.

Le chemin de contrainte ainsi suivi en faisant l'approximation $\sigma' = \sigma - u$ est représenté dans un repère $s' - t$ sur la figure 9. Cette représentation permet également de comparer la rupture d'une éprouvette non consolidée avec la droite intrinsèque qui correspond à un échantillon consolidé.

2.2.2

Résultats obtenus

2.2.2.1

Comparaison avec les résultats obtenus en contrainte isotrope

Plusieurs essais réalisés sur des échantillons humides ($w > w_{OPN} + 2$) montrent que les pressions interstitielles mesurées en contrainte isotrope sont équivalentes à celles enregistrées lors d'un essai en chemin de contrainte ($F = 1,5$) si on se réfère à la contrainte moyenne $\sigma_m = (\sigma_1 + 2 \sigma_3)/3$. A titre d'exemple, sur la figure 10 figurent les résultats des deux essais réalisés sur des échantillons du matériau P10, de même densité, à une teneur en eau de l'ordre de $w_{OPN} + 3$. Il semblerait donc que les matériaux étudiés aient un comportement parfaitement élastique et soient peu sensibles à l'application d'un déviateur des contraintes en ce qui concerne la génération des pressions interstitielles.

2.2.2.2

Influence du coefficient de sécurité

Afin de généraliser les résultats obtenus pour un chemin de contrainte correspondant à $F = 1,5$ l'influence de ce coefficient F a été étudiée. Ainsi sur des échantillons identiques du matériau P10, cette fois à une teneur en eau d'environ $w_{OPN} + 1$, nous avons suivi les chemins de contrainte, représentés sur la figure 11, correspondant aux coefficients F respectifs de 1,1, 1,5 et 2. Nous avons également réalisé un essai en contrainte isotrope (correspondant à un coefficient infini). Les résultats présentés sur la figure 12 relatifs à l'évolution de la pression interstitielle en fonction de la contrainte moyenne, montrent une extrême homogénéité des résultats, surtout si l'on considère que l'essai avec un coefficient de sécurité de 2 a été réalisé à une vitesse (0,5 μ /min) un peu trop importante pour avoir une stabilisation des pressions.

De ces différents essais on déduit que l'introduction d'un déviateur des contraintes, quel qu'il soit, lors

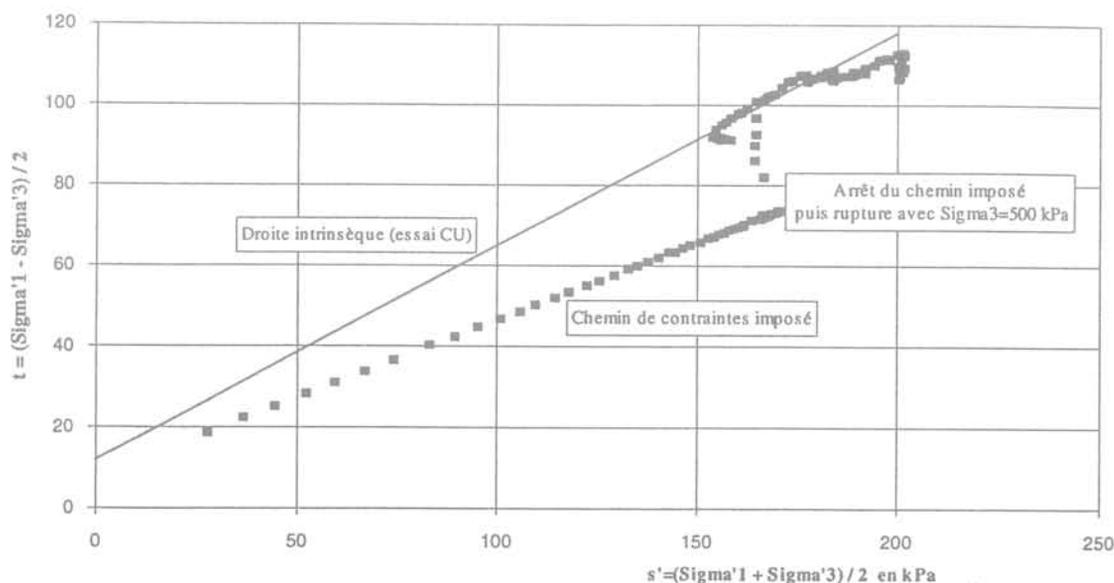


FIG.9 Représentation du chemin de contrainte suivi pendant l'essai triaxial.
Graph of the stress path during the triaxial test.

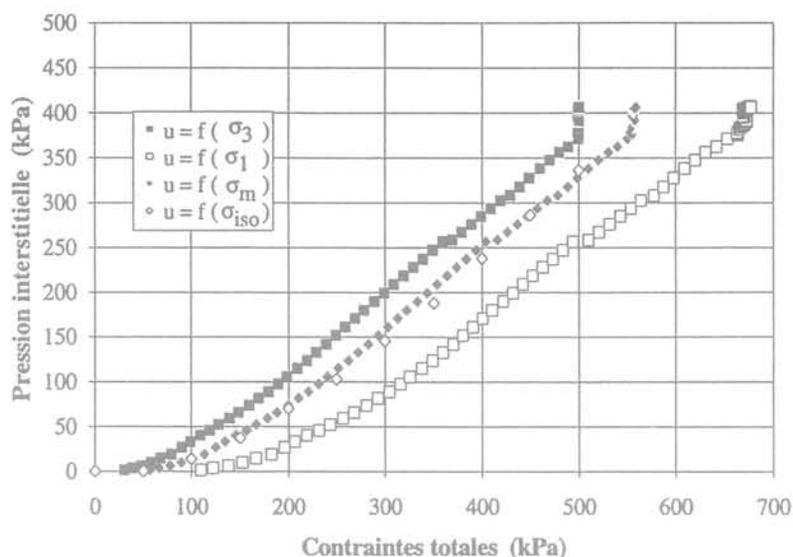


FIG. 10 Comparaison des résultats obtenus en contrainte isotrope et en chemin de contrainte sur le matériau Ganne P10 à $w = w_{OPN} + 3$.
Comparison of isotropic stress and stress path tests results on Ganne P10 material with $w = w_{OPN} + 3$.

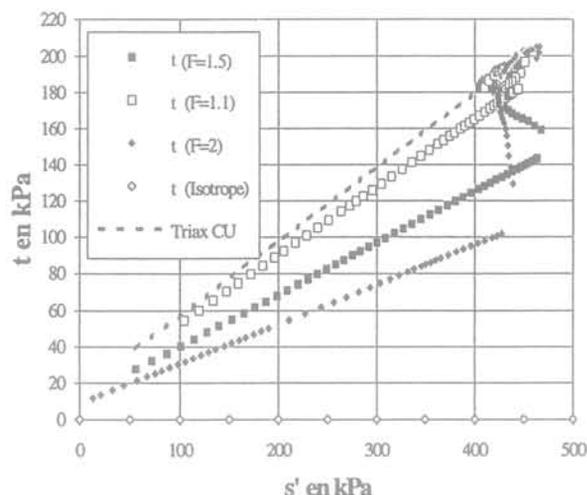


FIG. 11 Représentation des chemins de contrainte suivis pour différents coefficients de sécurité.
Graph of the stress path for different factors of safety.

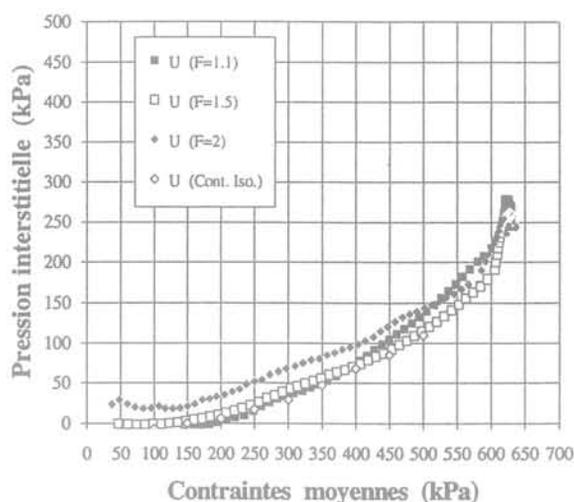


FIG. 12 Comparaison des pressions interstitielles obtenues par l'essai en chemin de contrainte pour différents coefficients de sécurité.
Comparison of pore pressures measured in stress path tests with various factors of safety.

d'essais de chargement triaxial non drainé sur sols plastiques proches de la saturation ($S_r > 90\%$) n'apporte pas de modification significative au développement des pressions interstitielles ; il apparaît donc que ces pressions sont fonction de la contrainte moyenne subie par le matériau. Il n'en est pas de même pour les échantillons dont la teneur en eau est inférieure ou égale à celle de l'Optimum Proctor Normal pour lesquels les pressions obtenues par les deux essais sont parfois différentes mais toujours faibles.

2.2.2.3

Mise en évidence de l'importance de l'orientation des contraintes principales dans un remblai

Nous avons vu que les pressions interstitielles qui se développent dans un matériau argileux humide à teneur en eau et densité sèche données, sont fonction

de la contrainte moyenne subie par le matériau. Par conséquent, il est impossible de donner une valeur de la pression interstitielle en un point du remblai en ne connaissant que la contrainte verticale (dont une valeur approchée est $\gamma \cdot h$) appliquée en ce point. Il faut donc se garder de la tentation de faire l'approximation qui consiste à assimiler le coefficient $r_u = u/\gamma h$ au coefficient de pression interstitielle mesuré en laboratoire par le rapport u/σ_{ISO} ou u/σ_{moyen} .

Ainsi au point de prélèvement du matériau T10 qui se situe à l'amont immédiat de la risberme du barrage de La Ganne (Fig. 14), la contrainte horizontale mesurée est nettement supérieure à celle enregistrée verticalement alors que par ailleurs, au centre du barrage, la contrainte horizontale n'est que de l'ordre de 50 % de celle verticale. La figure 13, sur laquelle sont représentés les résultats des essais en chemin de contrainte et en contrainte isotrope

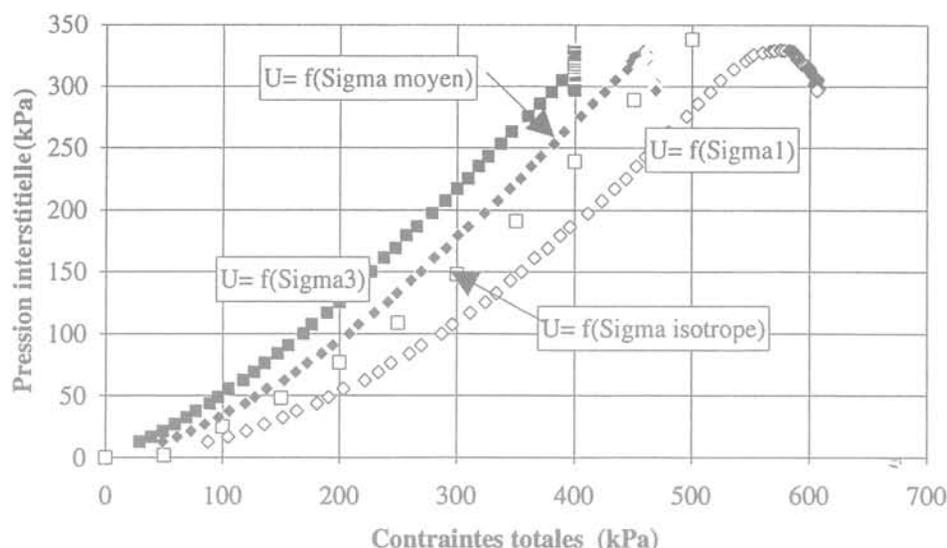


FIG. 13 Résultats des essais en contrainte isotrope et en chemin de contrainte sur des échantillons intacts du matériau T10 ($w = 23 \% = w_{OPN} + 4$).
Results of isotropic stress and stress path tests on intact samples of T10 material ($w = 23 \% = w_{OPN} + 4$).

d'un échantillon T10 intact, nous permet de voir que pour une même contrainte verticale de 100 kPa la pression interstitielle peut varier de 20 à 50 kPa, soit une variation du coefficient r_u de 0,2 à 0,5 selon que cette contrainte est une contrainte principale majeure σ_1 ou mineure σ_3 . Nous reviendrons sur cet élément primordial pour la détermination des coefficients de pression dans un remblai en vue de son calcul de stabilité à court terme.

2.3

Bilan des essais de laboratoire

Il convient avant tout de bien rappeler le domaine où les deux types d'essais précédemment décrits peuvent être réalisés valablement. Il est nécessaire que, dans son état initial, l'échantillon ait une succion très faible, presque nulle, sinon on constate notamment qu'il absorbe une partie de l'eau des conduits, du papier filtre et éventuellement de la pierre poreuse et d'autre part le matériel utilisé n'est pas adapté aux mesures des pressions négatives. Par ailleurs, lorsqu'on fait l'approximation $\sigma' = \sigma - u$ pour interpréter en contraintes effectives, les essais en chemin de contrainte, on doit s'assurer que l'on est proche de la saturation.

Ces essais sont donc particulièrement adaptés au cas des matériaux argileux humides compactés qui nous intéressent, dont la teneur en eau est supérieure à $w_{OPN} + 1$ ou $+ 2$ et le degré de saturation initial supérieur à environ 90 %. Dans ces conditions certaines difficultés peuvent cependant être rencontrées pour les matériaux très gonflants où la succion peut rester élevée à fort degré de saturation.

Parmi les résultats obtenus nous retiendrons en priorité les deux éléments suivants :

- la pression interstitielle d'un matériau argileux humide, à teneur en eau et densité fixés, est fonction de la contrainte moyenne $\sigma_m = (\sigma_1 + 2 \sigma_3)/3$ qu'il subit ; le comportement de ce type de matériau est donc quasiment élastique linéaire et semble n'être que très peu influencé par le type de compactage utilisé (à $w =$ constante) pour obtenir la densité souhaitée ;

- à contrainte fixée la pression interstitielle qui se développe dans un matériau compacté est principalement fonction de sa teneur en eau appréciée en fonction de sa valeur relative par rapport à l'Optimum Proctor Normal (w_{OPN}) et à la limite de plasticité (w_p). En second lieu, on note l'influence de la densité (ou degré de saturation) du matériau. En effet, sur l'ensemble des essais réalisés, on constate qu'un surcompactage entraînant la surélévation de 90 à 95 % du degré de saturation peut entraîner une augmentation de l'ordre de 0,1 du coefficient de pression, quelles que soient les contraintes appliquées.

3

Expérimentation sur le barrage de La Ganne

3.1

Moyens et objectifs

En complément de l'approche théorique et des essais de laboratoire ont été réalisées des expérimentations sur un barrage en terre au cours de sa construction. Les objectifs recherchés sont notamment la validation des résultats de laboratoire, l'étude comparative des moyens de compactage sur chantier des matériaux argileux et l'apport d'informations sur le comportement du remblai.

3.1.1

Caractéristiques générales des matériaux et de l'ouvrage

Le barrage de La Ganne (Lot-et-Garonne), dont le profil est représenté figure 14 et sur lequel les expérimentations ont été réalisées, est un remblai homogène de 14 m de hauteur par rapport au terrain naturel, construit sur un substratum marneux. Les matériaux qui le constituent sont des argiles limoneuses plastiques ($20 < I_p < 30$) prélevées dans la cuvette de la rete-

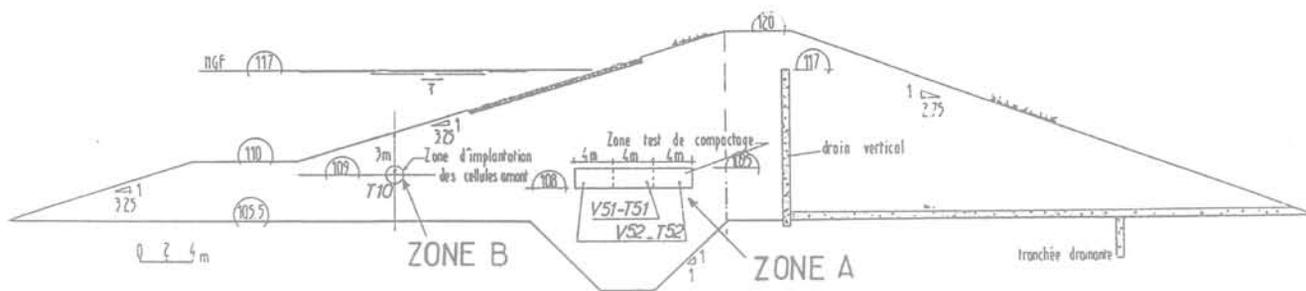


FIG. 14 Profil instrumenté du barrage de La Ganne.
Monitoring cross-section of La Ganne dam.

nue. Le projet avait mis en évidence que la majeure partie de ces matériaux présentait une teneur en eau naturelle supérieure à l'Optimum Proctor Normal qui est, pour la plupart des matériaux du site, compris entre 18 et 23 %.

3.1.2

Description de l'expérimentation

Le remblai a été compacté uniformément par couches d'environ 30 cm d'épaisseur avec 6 à 8 passes d'un compacteur lourd à pieds dameurs (Tamping 825 Caterpillar) sauf sur une zone centrale (zone A de la figure 14) où plusieurs modes de compactage ont été comparés. Dans cette partie du remblai deux types de compacteurs (pieds dameurs et vibrant lisse) ont été utilisés et pour chacun d'eux deux énergies différentes ont été testées : une énergie normale avec 4 à 5 passes et une énergie beaucoup plus élevée avec 16 passes.

Des cellules de mesure des pressions totales et interstitielles ont été mises en place dans les zones A et B du remblai. Parallèlement à cette instrumentation, des mesures de densité et de teneur en eau ont été effectuées, pendant le chantier, sur les matériaux compactés.

3.2

Résultats obtenus

3.2.1

Caractéristiques physiques et mécaniques de la zone test de compactage

Les mesures réalisées au gamma-densimètre (avec correction de la teneur en eau par mesure à l'étuve) sur les quatre types de compactage de la zone test ont été reportées sur un diagramme Proctor (Fig. 15) où figurent également les résultats de deux essais Proctors réalisés sur le matériau de la zone d'emprunt qui a été utilisée pour cette partie du remblai.

Ces mesures réalisées sur toute la hauteur des couches (30 cm) nous apportent les enseignements et confirmations suivants :

- quel que soit le mode de compactage, la densité obtenue avec uniquement 4 à 5 passes est plutôt insuffisante ; en effet, la densité obtenue est inférieure à celle obtenue par les essais Proctor, le degré de saturation est alors compris entre 80 et 85 % ;
- le matériau surcompacté avec l'engin à pieds dameurs atteint une densité de l'ordre de celle obtenue

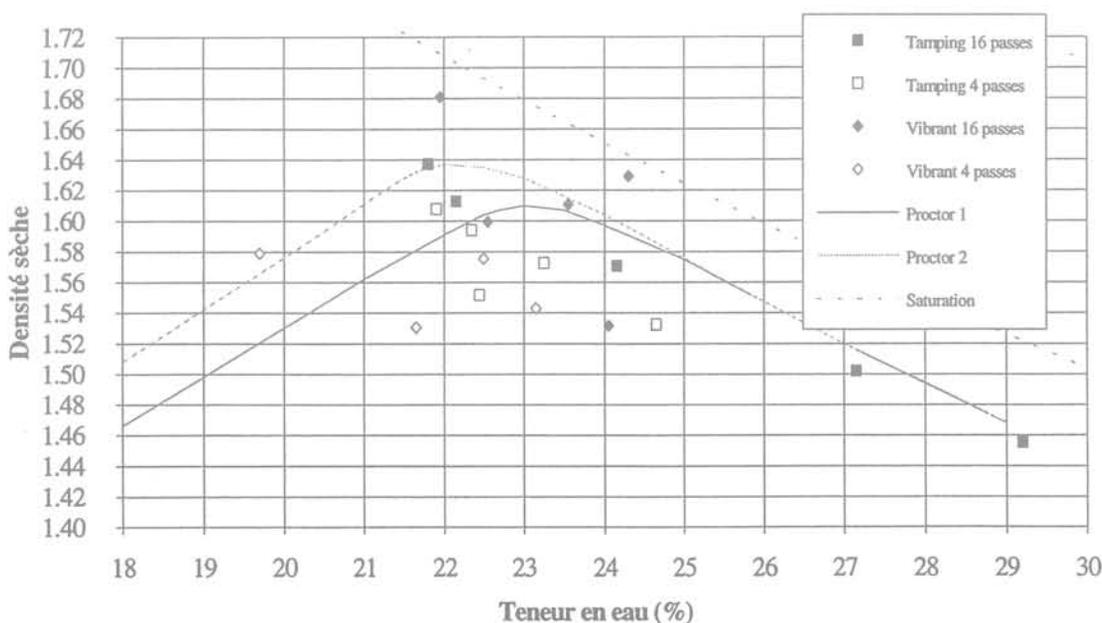


FIG. 15 Densité et teneur en eau des matériaux dans la zone test de compactage.
Soil density and water content in compaction test area.

à l'essai Proctor avec un degré de saturation d'environ 90 % ; même les deux échantillons très humides ($w_{OPN} + 4$ et $w_{OPN} + 6$) n'ont pas un degré de saturation plus important ;

- le surcompactage avec le rouleau vibrant lisse donne dans l'ensemble des densités supérieures à celles obtenues par les pieds dameurs ; le degré de saturation peut être très élevé ($S_r > 95\%$) pour des sols dont la teneur en eau est proche de l'Optimum Proctor Normal.

Ces observations confirment celles qui avaient été faites à Mirgenbach sur les planches d'essais en vue de définir le matériel et les normes de compactage. En effet, le rouleau vibrant lisse avait été retenu, car il donnait les meilleures densités. Malheureusement, le corollaire était un degré de saturation élevé (supérieur à 95 %) et par conséquent des pressions interstitielles plus élevées.

Par ailleurs, des essais triaxiaux consolidés et non consolidés ont été réalisés sur des échantillons intacts de chacun des quatre plots de compactage. Aucune influence notable du mode et de l'énergie de compactage n'a été constatée sur la cohésion et l'angle de frottement des matériaux compactés.

3.2.2

Résultats des mesures d'auscultation

L'ensemble des cellules a été mis en place les 22 et 23 juin 1992 et le remblai s'est achevé un mois plus tard fin juillet 1992. La retenue n'a pas été mise en eau avant le printemps 1993. Toutes les mesures analysées ci-après ont donc été réalisées retenue vide.

3.2.2.1

Pressions totales

La figure 16 donne l'évolution des pressions totales sous forme de rapport $\sigma/\gamma h$, h étant la hauteur du remblai au-dessus de la cellule concernée et γ le poids volumique humide du remblai ($\gamma \approx 20 \text{ kN/m}^3$).

Au centre du barrage, juste après sa construction, nous mesurons une contrainte verticale σ_v strictement

égale au poids des terres et une contrainte horizontale $\sigma_h = 0,45 \sigma_v$. Nous avons donc un rapport de contrainte qui correspond à l'ordre de grandeur du coefficient k_0 des terres au repos.

Les mesures effectuées sous le parement amont montrent également une contrainte verticale (cellule n° 2) en fin de construction de l'ordre de grandeur du poids des terres situées au-dessus de la cellule. Par contre nous constatons une contrainte horizontale beaucoup plus importante puisque le rapport $\sigma_h/\gamma h$ est de l'ordre de 1,7. Ces mesures sont révélatrices des rapports de contraintes que l'on peut rencontrer lorsqu'on s'approche du pied du parement (ou d'une risberme comme dans ce cas). En effet, ceci confirme que la contrainte verticale (sensiblement égale au poids des terres qui surmontent le point considéré) peut ne pas être la contrainte principale majeure et que dans ces conditions la contrainte moyenne subie en ce point devient supérieure au poids des terres. Nous avons vu au chapitre précédent toute l'importance de la contrainte moyenne sur le développement des pressions interstitielles.

3.2.2.2

Pressions interstitielles en fin de construction

La première constatation est qu'un délai d'environ 1 mois après la fin de la construction (soit 2 mois après la pose) a été nécessaire pour obtenir une montée en pression des cellules de pression interstitielle jusqu'à des valeurs maximales qui ont marqué alors un palier.

• Zone test de compactage

Les mesures effectuées en fin de construction nous montrent une grande homogénéité des coefficients r_u qui ont atteint un maximum de l'ordre de 0,15 peu après la fin des travaux (valeurs extrêmes 0,11 et 0,19). On note surtout qu'aucune incidence du mode et de l'énergie de compactage n'est discernable dans ces mesures. Le massif se comporte, au niveau des pressions interstitielles, comme s'il était homogène.

La teneur en eau de cette zone, qui est peu supérieure à l'Optimum Proctor Normal (moyenne de

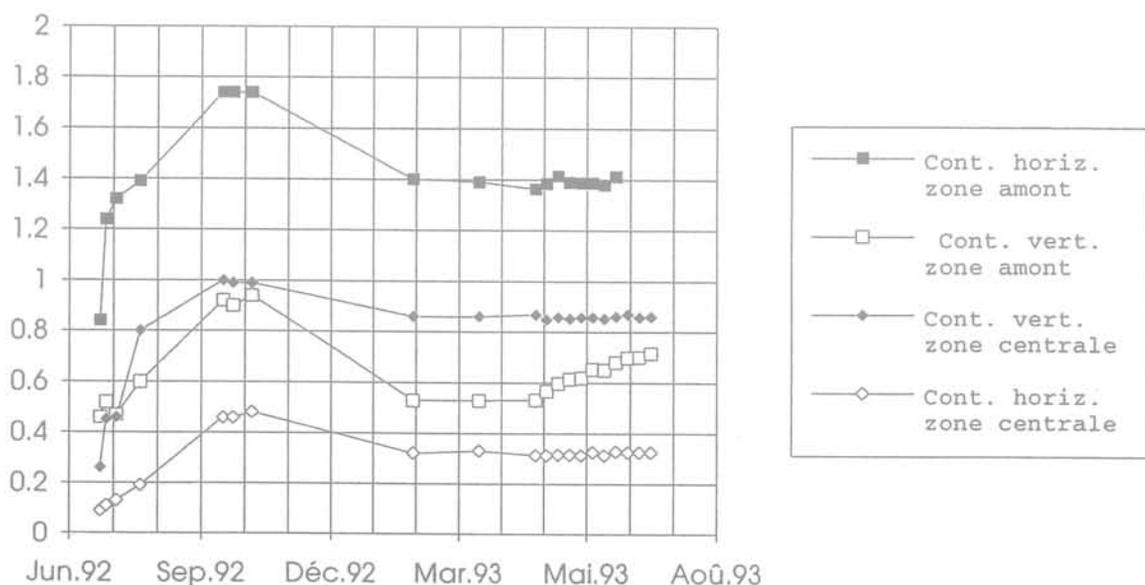


FIG. 16 Évolution des pressions totales (rapport $\sigma/\gamma h$) dans le remblai de La Ganne. Total pressure (ration $\sigma/\gamma h$) in La Ganne earthfill.

l'ordre de $w_{OPN} + 1$) semble être dans ce cas le facteur essentiel du faible niveau de pression atteint. Ces observations corroborent les essais en laboratoire qui tendent également à montrer que la teneur en eau est le facteur primordial dans l'évolution des pressions interstitielles et que le mode et l'énergie de compactage n'ont qu'une influence secondaire dès l'instant où ils n'induisent pas de degré de saturation trop élevé.

• Zone de remblai ordinaire

Les valeurs mesurées par les deux cellules situées dans cette zone B sous le parement amont sont tout à fait concordantes ; le maximum de pression mesuré correspond à un coefficient r_u de 0,27. Les surpressions se sont rapidement dissipées, probablement du fait de la proximité du parement. La teneur en eau de cette zone est en moyenne de 23 % pour un Optimum Proctor Normal se situant à 19 %. Les valeurs de r_u obtenues, supérieures à celles de la zone test où pourtant les contraintes sont plus fortes, semblent donc cohérentes eu égard à la teneur en eau. Nous comparerons ces résultats à ceux obtenus par des essais en laboratoire.

3.2.3

Bilan de l'auscultation

Ces différentes mesures effectuées sur le barrage de La Ganne vont nous permettre d'apporter les premiers éléments de validation des approches théoriques et de laboratoire précédemment décrites. Par ailleurs, leur analyse permet dès à présent de dégager ou de confirmer les enseignements suivants :

- le rapport des contraintes totales verticales et horizontales est très variable selon la position du point concerné dans le remblai. La caractérisation des pressions interstitielles dans un remblai par le coefficient r_u fonction de la seule contrainte verticale doit donc être utilisée avec prudence ;
- les caractéristiques du matériau, notamment sa teneur en eau, semblent être le facteur prédominant dans le développement des pressions interstitielles. Le mode et l'énergie de compactage ont eu peu d'influence dans ce

cas où les matériaux ont une teneur en eau légèrement supérieure à l'Optimum Proctor Normal.

4

Validation des différentes méthodes d'approche

Les premiers éléments d'une validation des différentes approches développées précédemment peuvent être apportés par inter-comparaison des résultats obtenus en faisant également référence aux mesures effectuées *in situ*.

4.1

Comparaison des essais de laboratoire avec les mesures effectuées sur le barrage de La Ganne

Des essais en contrainte isotrope ont été réalisés sur des échantillons intacts de chacun des plots du barrage de La Ganne sur lesquels les cellules ont été mises en place ; les résultats nous permettent de tirer les enseignements suivants :

- sur les matériaux de la zone de test de compactage la teneur en eau des échantillons prélevés est sensiblement inférieure à la moyenne des valeurs mesurées *in situ* ce qui rend difficile toute comparaison ; les pressions interstitielles mesurées en laboratoire sont ainsi très faibles et pour la plupart nulles pour des contraintes équivalentes à celles mesurées dans le remblai ; globalement on peut cependant constater la cohérence avec les pressions mesurées *in situ* qui pour une teneur en eau supérieure sont restées faibles (r_u de l'ordre de 0,15 en moyenne) ;
- par contre dans la zone de remblai ordinaire sous le parement amont (matériau T10), où les différentes

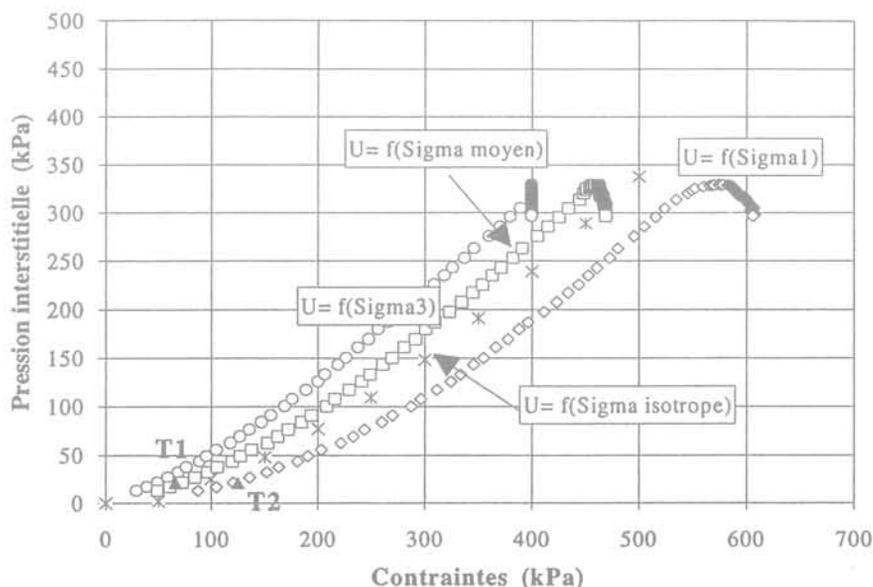


FIG. 17 Comparaison des mesures de pressions interstitielles en laboratoire et *in situ* (points T1 et T2) pour le matériau Ganne T10.

Comparison of laboratory and *in situ* (points T1 and T2) measurements of pore pressure for Ganne T10 material.

teneurs en eau sont homogènes, la comparaison est possible, et l'on constate une bonne concordance entre le coefficient de pression mesuré en laboratoire (de l'ordre de 0,2 pour $\sigma_{iso} = \gamma h = 80$ kPa) sur des échantillons intacts ou remaniés et les mesures *in situ* ($r_u = 0,27$). De manière plus précise sur la figure 17 nous avons représenté les résultats, d'une part, d'un essai triaxial en chemin de contraintes réalisé sur un échantillon du matériau noté T10 de La Ganne prélevé intact et, d'autre part, d'une compression isotrope sur une éprouvette reconstituée en laboratoire. Les mesures de la pression interstitielle u effectuées *in situ* sur le même matériau sont représentées sur ce graphique par les points T1 et T2 de coordonnées respectives (u, σ_v) et (u, σ_h) ce qui permet de faire les constatations suivantes :

- les points T1 et T2 sont respectivement quasiment sur les courbes $u = f(\sigma_v)$ et $u = f(\sigma_h)$ obtenues par l'essai en chemin de contrainte réalisé sur le matériau intact ;
- l'essai en contrainte isotrope effectué sur un échantillon recompacté en laboratoire a conduit à des pressions comparables mais légèrement inférieures à celles de l'essai sur matériau intact car son degré de saturation initial est légèrement plus faible (94,5 % contre 95,8 %).

4.2

Comparaison du calcul théorique avec l'essai en contrainte isotrope et les mesures *in situ*

Sur le matériau du Balaing nous avons réalisé un essai œdométrique et un essai en contrainte isotrope sur des échantillons présentant les mêmes conditions initiales ($w = 21 \% = w_{OPN} + 4, \gamma_d/\gamma_w = 1,69, S_r = 92 \%$). Le résultat du calcul théorique effectué à partir des caractéristiques œdométriques peut être comparé (Fig. 18) à celui de l'essai en contrainte isotrope en considérant

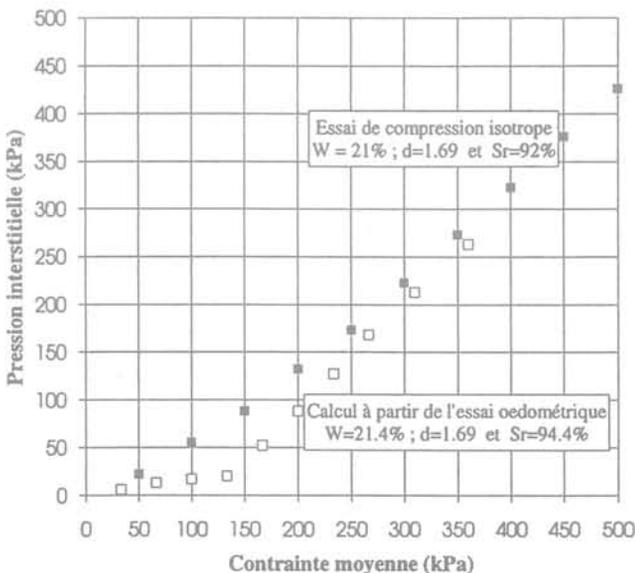


FIG. 18 Comparaison des pressions calculées et mesurées en laboratoire sur le matériau Balaing D2. Comparison of calculated and laboratory measured pore pressures for Balaing D2 material.

que la contrainte moyenne σ_m appliquée à l'échantillon œdométrique soumis à une contrainte verticale σ_v est $\sigma_m = 2/3 \sigma_v$.

Ceci nous permet de constater sur ce cas la bonne concordance des résultats expérimentaux et théoriques pour les contraintes élevées ; par contre entre 100 et 200 kPa l'écart entre les deux courbes est important, on note dans cette zone une rupture de la pente de la courbe calculée au passage de la contrainte de préconsolidation.

Nous avons également réalisé quelques essais sur l'un des matériaux du barrage de Lescouroux. Les résultats, représentés sur la figure 19 des essais en contrainte isotrope et des calculs sont très proches dans le domaine des faibles contraintes ($\sigma \leq 250$ kPa).

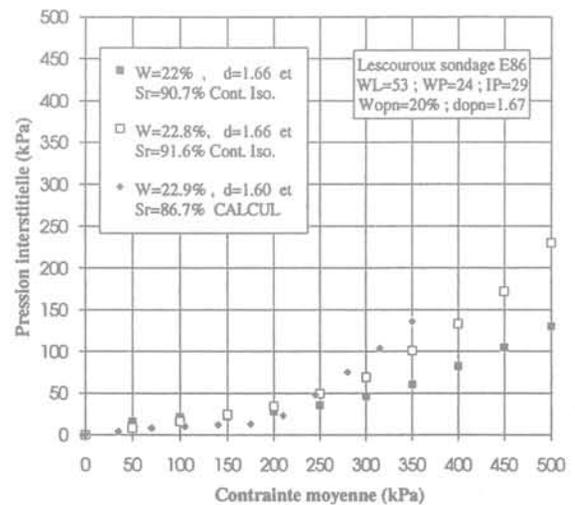


FIG. 19 Comparaison des pressions calculées et mesurées en laboratoire sur le matériau Lescouroux E86. Comparison of calculated and laboratory measured pore pressures for Lescouroux E86 material.

Par ailleurs, nous avons, à partir des essais œdométriques réalisés sur des échantillons prélevés sur la zone de test de compactage du barrage de La Ganne, effectué le calcul théorique des pressions interstitielles en fonction de la charge œdométrique σ_1 . Dans cette zone centrale du barrage, où le rapport entre les contraintes horizontales et verticales est de l'ordre de 0,45, on peut considérer que l'on est proche des conditions œdométriques et donc que les résultats du calcul et les mesures *in situ* peuvent être comparés. Sur la figure 20 sont représentés les résultats des calculs effectués pour les échantillons nommés T52 et V52. Le report sur ce graphique des pressions mesurées *in situ* sur ces mêmes matériaux montre une bonne concordance entre calculs et mesures *in situ*.

4.3

Bilan de la validation des diverses approches développées

Les premiers résultats comparatifs sont encourageants et permettent d'avancer les premières conclusions suivantes pour les matériaux argileux humides étudiés :

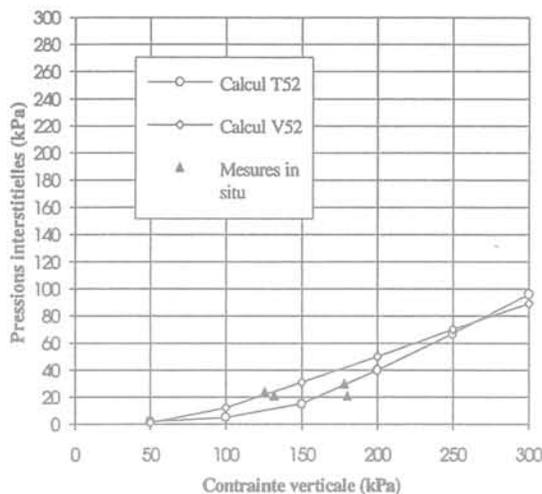


FIG. 90 Comparaison des pressions calculées et mesurées *in situ* dans les matériaux T52 et V52 de La Ganne.
Comparison of calculated in situ measured pressures for La Ganne T52 and V52 material.

- la détermination des pressions interstitielles par les essais triaxiaux spécifiques en contrainte isotrope ou sur chemin de contraintes donne des résultats cohérents ; le mode opératoire mis en œuvre permet en outre une bonne répétabilité des essais ; la concordance des résultats avec les mesures effectuées sur le barrage de La Ganne est bonne ;
- le calcul théorique basé sur les résultats d'un essai œdométrique permet de donner rapidement et simplement une première estimation des pressions interstitielles ; la concordance avec les mesures *in situ* et les essais de laboratoire est correcte ; cependant, il convient de bien fixer les limites du domaine d'utilisation de ce calcul ; en effet, des calculs effectués sur des sols de faible degré de saturation ($S_r < 90\%$) ont souvent conduit à surestimer la pression de l'eau. Ceci tient notamment au fait que les hypothèses simplificatrices utilisées supposent un fort degré de saturation pour rester convenables.

En conclusion, dès l'instant où l'on se trouve dans le domaine quasi-saturé ($S_r > 88$ à 90%), les essais de laboratoire et le calcul théorique permettent au projecteur d'obtenir une bonne estimation des surpressions interstitielles dès le stade de l'étude d'un remblai en matériaux argileux dont la teneur en eau est à la limite du domaine d'utilisation.

5

Influence des différents paramètres sur le développement des pressions interstitielles

5.1

Conditions de mise en place d'un matériau donné

L'expérimentation sur le barrage de La Ganne et les essais effectués en laboratoire montrent que le mode

de compactage et son énergie n'ont pas d'influence directe sur la génération des pressions interstitielles dans les sols fins et humides dès l'instant où le degré de saturation obtenu reste inférieur à une valeur de l'ordre de 95 à 96 %. *Indépendamment de son rôle sur les caractéristiques mécaniques du sol, le compactage n'intervient donc sur les surpressions qu'au travers de la densité (et donc du degré de saturation) engendrée pour le matériau.* En effet, nous avons vu aux chapitres précédents d'une part que sur le barrage de La Ganne les surpressions étaient comparables quel que soit le type et l'énergie de compactage et que, d'autre part en ce qui concerne les essais en laboratoire, le mode de préparation des échantillons n'a pas d'influence notable.

Les nombreux essais en contrainte isotrope réalisés ont permis de mieux appréhender le rôle respectif de la teneur en eau et du degré de saturation du matériau. Nous avons vu, en effet, que sur les deux principaux matériaux étudiés (Balaing D2 et Ganne P10) *les résultats obtenus montrent le rôle déterminant de la teneur en eau du matériau au moins lorsque le degré de saturation est inférieur à 95 %.*

Le degré de saturation joue un rôle moins important mais non négligeable. *Sur les matériaux étudiés nous avons enregistré une augmentation du coefficient de pression u/σ d'environ 0,1 lorsque le degré de saturation initial de l'échantillon passe de 90 à 96 % ; ce résultat est obtenu aussi bien expérimentalement par les essais de laboratoire que par le calcul.* Au-delà de cette valeur de S_r , nous n'avons plus de références expérimentales pour des raisons pratiques de préparation et de mise en place des échantillons dans la cellule triaxiale, cependant les quelques résultats obtenus par le calcul tendent à montrer qu'*au-delà de $S_r = 96\%$, les pressions interstitielles augmentent très rapidement.*

D'un point de vue pratique, ces premières conclusions montrent que le mode de compactage avec une énergie normale n'a pas d'influence notable sur le développement des surpressions et que *la teneur en eau naturelle du sol reste le principal critère pour définir sa capacité à être utilisé dans un remblai.* Nous essayerons donc, dans ce qui suit, de définir plus précisément les critères et seuils de teneur en eau selon les caractéristiques du matériau concerné. *Par contre, le mode et l'énergie de compactage jouent un rôle primordial en cas de sur-compactage conduisant le sol très près de la saturation ; en effet, nous avons notamment vu que selon le type de compacteur utilisé, à énergie quasi équivalente, le degré de saturation obtenu est très différent.*

Les cahiers des charges de réalisation des barrages en terre stipulent généralement une limite supérieure de teneur en eau et une densité minimale à obtenir. Il conviendrait d'ajouter pour les sols fins humides un critère supplémentaire concernant le degré de saturation. Celui-ci traduirait le fait que, jusqu'à des valeurs de S_r de l'ordre de 95 %, l'influence sur les surpressions est tolérable, alors qu'au-delà son effet semble devenir beaucoup plus important. *Dans ces conditions, il pourrait être stipulé que le degré de saturation doit rester inférieur à 95 %, seuil au-delà duquel un sur-compactage risque d'être néfaste.*

Recherche d'une valeur limite de teneur en eau

Le rôle important de la teneur en eau étant établi nous avons recherché de manière plus quantitative les valeurs à respecter. Ainsi l'observation des résultats des essais de laboratoire nous a conduits à nous intéresser à la limite de plasticité qui semble marquer un seuil dans l'évolution des pressions en fonction de la teneur en eau à degré de saturation initial constant. Ceci est particulièrement remarquable sur le matériau P10, pour lequel la synthèse des résultats des essais de laboratoire (Fig. 7) permet de tracer la courbe $B_{iso} = u/\sigma_{iso} = f(w)$ pour un degré de saturation initial de 90 % et une contrainte de 400 kPa (Fig. 21).

La limite de plasticité de ce sol est de 19,5 et nous constatons effectivement un fort accroissement du coefficient B_{iso} lorsque w est compris entre 19 et 20 %. Ceci est encore plus explicite sur la représentation du taux de variation $\Delta B_{iso}/\Delta w$ qui présente un maximum très marqué pour $w \approx 19,5 \% = w_p$ (Fig. 22).

Les essais réalisés sur le matériau D2 (Fig. 6) montrent également un accroissement important des pressions lorsque nous nous rapprochons de la limite de plasticité ($w_p = 20,5 \%$).

En effet, lorsque la teneur en eau passe de 20 à 21 % la valeur des pressions interstitielles est alors pratiquement doublée.

Ces constatations sont par ailleurs confirmées par l'analyse des matériaux des barrages de Mirgenbach et Mondely où les essais réalisés *a posteriori* sur des prélèvements effectués dans les zones de rupture montrent que la teneur en eau naturelle était supérieure à la limite de plasticité, ce qui pourrait être un des éléments de réponse sur les causes des désordres.

Par contre, sur le barrage du Brayssou (Lot-et-Garonne) de hauteur 15 m, l'emploi de matériaux argileux humides ($w_{nat} = 29 \%$ pour $w_{OPN} = 25,5 \%$), hors

des limites habituellement admises, n'a pas posé de problèmes ; dans ce cas la teneur en eau naturelle était nettement inférieure à la limite de plasticité ($w_p = 34$). Malheureusement, ce barrage n'étant pas instrumenté, les valeurs de pressions interstitielles ne sont pas connues.

Cette analyse nous permet d'avancer l'hypothèse selon laquelle il est nécessaire d'associer les deux paramètres que sont w_p et w_{OPN} pour définir le critère de teneur en eau à respecter dans un remblai argileux humide. En effet, les exemples étudiés montrent que la référence unique à l'Optimum Proctor Normal est insuffisante et que le critère $w_{nat} - w_{OPN} < 2$ ou 3 points généralement admis peut conduire, suivant les cas, à une prudence excessive ou insuffisante.

Il semble donc indispensable, au stade d'un projet de barrage homogène pour lequel les matériaux disponibles sont humides ($w_{nat} > w_{OPN}$), de commencer par comparer les valeurs relatives de w_{nat} , w_{OPN} et w_p . Deux cas peuvent se présenter :

- $w_p < w_{nat}$: le matériau ne doit pas être utilisé ;
- $w_{OPN} < w_{nat} < w_p$: dans ce cas, le plus fréquent, il est plus difficile de conclure ; le sol pourra être utilisé sous certaines conditions de teneur en eau. Des essais en contrainte isotrope permettront une première approche. De manière générale, le sol sera d'autant moins sensible au développement de surpressions interstitielles que l'écart $w_p - w_{OPN}$ sera grand.

Cette approche simple permet donc de cerner facilement, dès le stade du projet et avant d'avoir réalisé des essais ou calculs spécifiques, les matériaux dans lesquels de fortes pressions interstitielles sont susceptibles de se développer.

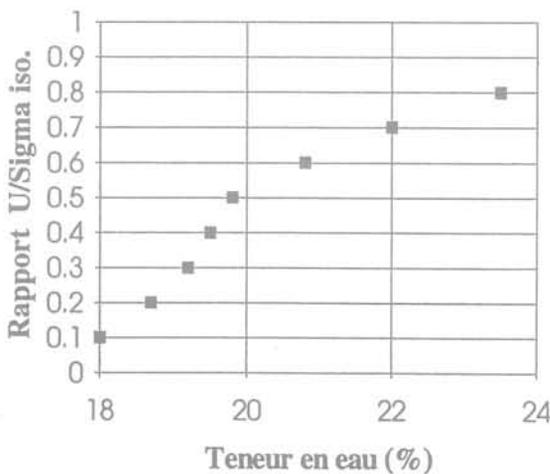


FIG. 21 Évolution du coefficient de pression B_{iso} en fonction de la teneur en eau w pour $S_r = 90 \%$ (contrainte isotrope de 400 kPa sur le matériau P10).
Increase in pore pressure coefficient B_{iso} according to the water content for $S_r = 90 \%$ (isotropic stress of 400 kPa for P10 material).

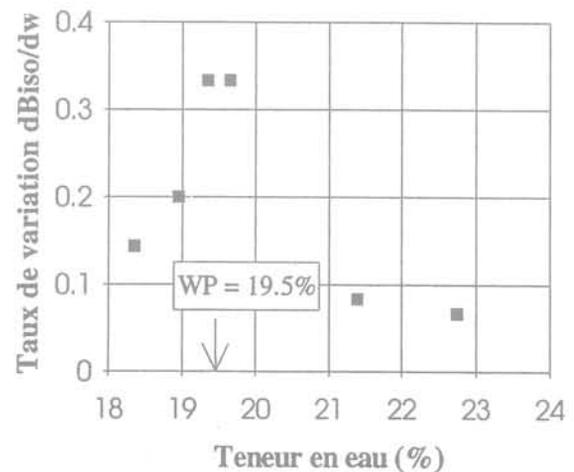


FIG. 22 Évolution du rapport $\Delta B_{iso}/\Delta w$ en fonction de la teneur en eau w pour $S_r = 90 \%$ (contrainte isotrope de 400 kPa sur matériau P10).
Ratio $\Delta B_{iso}/\Delta w$ according to the water content for $S_r = 90 \%$ (isotropic stress of 400 kPa for P10 material).

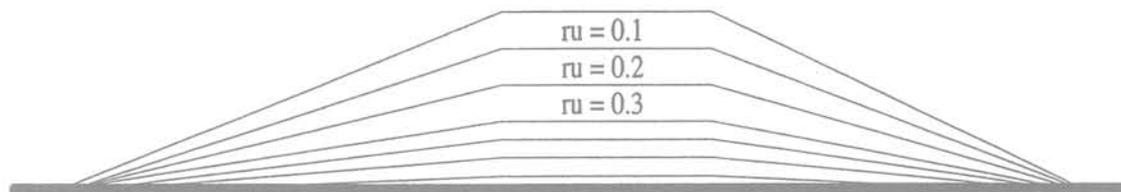


FIG. 23 Schéma de principe des courbes iso-valeurs du coefficient r_u dans un remblai homogène.
Schematic framework of coefficient r_u values in a backfill.

5.3

Prise en compte des pressions interstitielles dans l'étude de la stabilité des barrages homogènes

Jusqu'à présent les logiciels classiques de calcul de stabilité des pentes et des remblais ne permettent souvent d'intégrer les pressions interstitielles de construction qu'au moyen d'un coefficient r_u global dans le remblai ou, au mieux, par zone. Or la pression interstitielle étant une fonction croissante de la contrainte totale moyenne au point considéré, il est évident que la valeur du coefficient r_u augmente dans le remblai avec la profondeur.

Par ailleurs, les valeurs et orientations des contraintes principales dépendent de la position du point considéré dans le barrage. Ainsi, au centre du barrage, nous avons :

$$\begin{aligned} \sigma_v &\approx \gamma \times h \\ \sigma_h &\approx k_0 \sigma_v \quad (k_0 \approx 0,45 \text{ sur le barrage de La Ganne}) \end{aligned}$$

Par contre, lorsqu'on se rapproche du pied de talus, la contrainte verticale reste toujours sensiblement égale au poids des terres sus-jacent mais la valeur de la contrainte horizontale a tendance à augmenter et même à devenir supérieure à la contrainte verticale (cas des mesures réalisées à La Ganne $\sigma_h = 1,7 \times \gamma h$). Dans ces conditions l'approximation $r_u = B_{iso} = f(\gamma h)$ généralement admise entraîne des erreurs importantes compte tenu qu'à profondeur équivalente, la contrainte moyenne σ_m sera plus élevée sous le parement (où sa valeur peut être supérieure à γh et donc $r_u > B_{iso}$) qu'au centre du remblai où, si l'on considère une valeur de k_0 égale à 0,5, σ_m est inférieur à $0,7 \times \gamma h$ d'où $r_u = u/\gamma h < 0,7 B_{iso}$.

Ceci explique notamment pourquoi les coefficients r_u élevés sont mesurés davantage en pied de talus ou juste à l'amont d'une risberme dans des zones où la contrainte horizontale est élevée. La cellule B2 du barrage de Mirgenbach, qui donnait des valeurs de r_u de l'ordre de 0,8, est ainsi l'une des plus proches du pied du parement amont.

Dans ces conditions nous pouvons dire que les courbes d'isovaleurs de r_u ont schématiquement l'allure représentée sur la figure 23 et qu'ainsi une ligne de rupture potentielle peut être concernée en grande proportion par les coefficients r_u élevés du pied de talus.

6

Conclusion

Les différentes approches développées dans cette étude ont permis, pour les matériaux argileux humides

compactés, de définir d'une part des possibilités de calcul et de mesure en laboratoire de valeurs représentatives des pressions interstitielles de construction et d'autre part de proposer quelques éléments de réponse sur l'influence des différents paramètres du sol et de sa mise en place sur le développement de ces pressions.

Ainsi sur les matériaux étudiés nous avons tiré les enseignements suivants sur le comportement, vis-à-vis des pressions interstitielles, des matériaux argileux humides compactés à une teneur en eau supérieure à l'Optimum Proctor Normal :

- la teneur en eau peut être considérée comme le paramètre essentiel du comportement lorsque le degré de saturation initial du matériau après compactage est inférieur à 95 % ;
- cette teneur en eau ne doit pas être appréciée uniquement en fonction de w_{OPN} mais également en fonction de la limite de plasticité du matériau qui semble être un paramètre primordial ;
- le degré de saturation du matériau compacté joue un rôle moins important jusqu'à des valeurs de l'ordre de 95 %, mais au-delà les coefficients de pression (B ou r_u) augmentent très rapidement ;
- le mode et l'énergie de compactage utilisés sur chantier ou en laboratoire pour obtenir une densité (et donc un degré de saturation) donnée d'un matériau dont la teneur en eau est fixée n'ont pas d'incidence notable sur le développement des pressions interstitielles. Par contre le type d'engin et (ou) l'énergie utilisés entraînent des degrés de saturation plus ou moins élevés ; ainsi, par exemple, un surcompactage au rouleau vibrant lisse a tendance à conduire les sols très près de la saturation avec les conséquences que nous avons évoquées précédemment.

En ce qui concerne les essais en laboratoire et l'influence du champ de contraintes appliqué, nous retiendrons que sur le matériau argileux plastique de La Ganne les pressions interstitielles mesurées ne sont fonction que de la contrainte moyenne subie par l'échantillon indépendamment de l'application éventuelle d'un effort de cisaillement ; ce matériau argileux humide étudié a donc un comportement quasiment élastique linéaire dans le domaine de contraintes qui nous intéresse. Par conséquent, un simple essai triaxial en contrainte isotrope peut apporter des éléments souvent suffisants pour la prise en compte des pressions interstitielles de construction dans un calcul de stabilité à court terme. En plus du calcul en contraintes totales, on peut ainsi effectuer un calcul en contraintes effectives avec un coefficient r_u déduit de $B_{iso} = u/\sigma_{iso}$ dont les valeurs seront variables à l'intérieur du barrage en fonction de la position (et donc de la contrainte moyenne subie) du point considéré.

L'amélioration de l'approche de Hilf permet à partir des résultats d'un essai cedométrique classique d'effectuer un calcul approché de ces pressions et peut ainsi

venir en complément des résultats d'une compression isotrope.

L'ensemble des résultats, critères et outils développés dans le cadre de cette étude pourront permettre au

projeteur confronté à l'utilisation de matériaux fins trop humides de réaliser une première approche du problème et de conclure dans la plupart des cas à la possibilité et aux conditions d'utilisation du matériau.

Bibliographie

- Alonso E., Bernede T., Morlier P. – Effets sur la stabilité des barrages en terre homogènes d'une variation des principaux paramètres. *Revue Française de Géotechnique*, n° 63, 1993.
- Bishop A.W. – The use of pore pressure coefficients in practice. *Géotechnique* 4, n° 4, 1954.
- Delage P. – Aspects du comportement des sols non saturés. *Revue Française de Géotechnique*, n° 40, 1987.
- Delage P., Audiguier M., Cui Y.J. – Microstructure d'un limon compacté. Colloque René Houpert : structure et comportement mécanique de géomatériaux, Nancy, 1992.
- Dupas J.-M., Alonso E., Fry J.-J., Rizzoli J.-L., Lemoullec D. – Projet et construction de remblais constitués de matériau de qualité médiocre ; exemples d'application. Congrès International des Grands Barrages, Vienne, 1991.
- Fry J.-J., Delage P., Nedjat N., Nanda A. – Computing the stability of clay fill dams under construction. *Water Power and Dam Construction*, mars 1993.
- Girard H., Poulain D. – L'informatique au laboratoire de mécanique des sols : des essais aux documents de synthèse. Colloque Géotechnique et Informatique, Paris, Presses de l'ENPC, 1992.
- Head K.H. – Soil laboratory testing, vol. 3 : effective stress tests, Paris, Lavoisier, 1986.
- Josseume H. – Influence des gradients de pression interstitielle sur les résultats de l'essai triaxial. Rapport de recherche des L.P.C, n° 21, 1972.
- Magnan J.-P., Dang M.T. – Étude théorique et expérimentale de la compressibilité du fluide interstitiel dans un sol argileux presque saturé. Symposium International sur les argiles molles, Bangkok, 1977.
- Nanda A., Delage P., Nedjat N., Fry J.-J., Gatmiri B. – Évaluation de la sécurité des remblais en cours de construction : le code UDAM. *Revue Française de Géotechnique*, n° 62, 1993.
- Poulain D. – Pressions interstitielles de construction dans les barrages homogènes en matériaux argileux humides. Thèse, Université de Bordeaux I, 1993.
- Prapaharan S., White D.M., Altschaeffl A.G. – Fabric of field and laboratory compacted clay. *Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 117, n° 12, 1991.
- Schuurman E. – The compressibility of an air/water mixture and a theoretical relation between the air and water pressure. *Géotechnique* 16, n° 4, 1966.
- Skempton A.W. – The pore pressure coefficients A and B. *Géotechnique* 4, n° 4, 1954.