



POSSIBILITE DE LIQUEFACTION D'UN SOL IMMERGE SOUS L'ACTION DE LA MAREE

A.ALEXIS

Laboratoire de Génie Civil

E.C.N. NANTES - I.U.T. St NAZAIRE

ABSTRACT

The consolidation state of submarine soils is very important for the study of erosion, silting and mass transport. In marine conditions, sediment bear complex natural stresses and specially cyclical stresses. This paper deals with the effect of cyclical water pressure due to tide on the effective stresses in the soils.

The one dimensional mechanical analysis take account of the presence of gas and the behaviour is considered elastic in a narrow range of stresses. The study involves the use of the boundary layer thickness, the maximum liquefiable thickness and the liquefied layer thickness. The dynamical effective stress is shown to be important in some cases with unsaturated soils, so the effective stress can be negative in a limited area at the top of the sediment, called the liquefied layer. The results are applied to some type of soils like sand, silt, clay...

A schematic graph shows that for a saturation ratio near 98%, sand type soils are not liquefied, but soft mud, like the sediment of Lorient, may undergo an important liquefaction under tide action.

1. INTRODUCTION

Les causes de transports de sédiments sont multiples et leur importance cruciale pour la vie des zones aménagées et de leurs ouvrages. Cependant le comportement des sédiments de surface est encore mal connu.

Les vases estuariennes immergées sont soumises à un environnement complexe, elles subissent notamment des contraintes variables. D'autre part la matière organique peut produire du gaz de décomposition. Cette phase gazeuse, caractérisée par sa très forte compressibilité, fait sortir des hypothèses classiques de mécanique des sols.

Abordant ce domaine d'étude très vaste, nous nous pencherons ici sur l'effet mécanique de la présence de gaz dans un sol soumis à l'action cyclique de la marée.

Des variations importantes de pression interstitielle peuvent engendrer des problèmes de liquéfaction qui sont abordés notamment lors des études liées aux conséquences des séismes, mais aussi dans le domaine maritime par l'action de la houle sur les fonds.

Ces dernières approches, comme celle de OKUSA (1985), tiennent compte de la présence de gaz dans le matériau qui induit une compressibilité du fluide. Des modélisations bi ou tridimensionnelles (BIOT 1941) montrent que ce phénomène de liquéfaction semble lié à une dissipation partielle des pressions interstitielles dans le sol.

Cependant ces théories mathématiques complexes restent d'un abord difficile, d'autant plus que les paramètres utilisés semblent sans rapport avec la réalité du géotechnicien.

Nous tenterons ici de garder autant que faire se peut les notations, conventions et paramètres familiers au mécanicien des sols.

2. MODELISATION

1. Hypothèses

Le sol est immergé, à surface horizontale, homogène et isotrope.

La marée est considérée purement sinusoidale à paramètres constants, soit en notation complexe: $pe^{i\tau}$ avec $\tau = \omega t$ et $p = A\gamma_w$.

La fig 1 résume les principales notations et hypothèses géométriques.

De plus la loi de Darcy est applicable, et, les déformations étant petites, le comportement est supposé élastique, et le coefficient de consolidation constant.

Les bulles de gaz sont de taille inférieure à celles des grains, le mélange eau-gaz est alors homogénéisé en un fluide compressible.

2. Mise en équation

2.1 Séparation des contraintes

Les contraintes sont divisées en composantes statique, correspondant au niveau moyen de la marée, et dynamique, due à l'amplitude.

$$u_w = u_0 + u \quad \sigma = \sigma_0 + \Delta\sigma \quad \sigma' = \sigma'_0 + \Delta\sigma' \quad (1)$$

Les contraintes dynamiques sont formées d'une composante de couche profonde corrigée d'une composante de couche limite, tenant compte de la dissipation de pression interstitielle due à l'interface perméable.

$$u = u_{cp} + u_{cl} \quad \Delta\sigma = \Delta\sigma_{cp} + \Delta\sigma_{cl} \quad \Delta\sigma' = \Delta\sigma'_{cp} + \Delta\sigma'_{cl} \quad (2)$$

Cette décomposition permet de traiter deux problèmes séparés, dont les solutions sont superposées avant l'application des conditions aux limites réelles.

2.2 Contraintes statiques

Les contraintes statiques s'obtiennent simplement, à une cote z et sous une hauteur d'eau D , par :

$$u_0 = \gamma_w (D+z) \quad \sigma_0 = \gamma z \quad \sigma'_0 = \gamma' z \quad (3)$$

2.3 Couche profonde

Dans ce cas l'interface est imperméable, il n'y a pas de dissipation de pression interstitielle.

Le sol étant dans les conditions oedométriques(déformations latérales nulles) nous avons :

$$\Delta\sigma'_{cp} = E' \varepsilon \quad (4)$$

La déformation est due uniquement à la variation de volume des vides:

$$\varepsilon = \Delta V_v / V = n \Delta V_v / V_v = n u_{cp} / \beta \quad (5)$$

avec β module de déformation du fluide

L'équation de compatibilité des déformations peut s'écrire:

$$\Delta\sigma'_{cp} = r u_{cp} \quad (6)$$

avec r rapport des modules du squelette solide au fluide:

$$r = n E' / \beta \quad (7)$$

D'autre part les contraintes sont harmoniques (pas de dissipation) :

$$\frac{\partial^2 u_{cp}}{\partial z^2} = 0 \quad (8)$$

2.4 Couche limite

Dans ce cas l'interface est considéré perméable, et nous pouvons appliquer l'équation de Terzaghi:

$$\frac{\partial^2 u_{cl}}{\partial z^2} = c_{vg} \frac{\partial u_{cl}}{\partial t} \quad (9)$$

avec c_{vg} le coefficient de consolidation en non saturé (OKUSA 85, ALEXIS 87)

$$c_{vg} = \frac{c_v}{1+r} \quad (10)$$

3 . RESOLUTION

1. Couche profonde

Dans la couche profonde les contraintes sont indépendantes de la profondeur, la solution de (8) peut être de la forme :

$$u_{cp} = K_1 p e^{i\tau} \quad \Delta\sigma'_{cp} = K_2 p e^{i\tau}$$

or $\Delta\sigma_{cp} = p e^{i\tau}$ donc $K_1 + K_2 = 1$

et l'équation de compatibilité (6) donne:

$$K_2 = r K_1$$

donc

$$u_{cp} = 1/(1+r) p e^{i\tau} \quad \Delta\sigma'_{cp} = r/(1+r) p e^{i\tau} \quad (11)$$

2. Couche limite

La solution de (9) est similaire à celle de la couche limite de Stokes dans un fluide visqueux:

$$u_{cl} = R \Gamma p e^{i\tau} \quad (12)$$

avec

$$\Gamma = \Gamma(Z) = e^{-z(1+i)/\sqrt{2}d} e^{i\tau} \quad Z = z/d \quad (13)$$

avec d épaisseur de la couche limite.

Notons que dans la couche limite les phénomènes de dissipation sont

Notons que dans la couche limite les phénomènes de dissipation sont prédominants et que pour

$$z \approx d \quad \text{on a } |\Gamma| \approx 0,5$$

c'est à dire que u_{cl} est amortie de moitié.

D'autre part nous avons la relation:

$$c_{vg} = \omega d^2 \quad (14)$$

qui permet de relier le coefficient de consolidation en non saturé à la couche limite et à l'excitation.

3. Superposition des solutions

Disposant maintenant des deux solutions partielles (11) et (12), la superposition à l'aide de (2) doit satisfaire les conditions aux limites:

Pour $z = 0$ nous avons $u = p e^{i\tau}$ donc

$$R + \frac{1}{1+r} = 1$$

ou

$$R = \frac{r}{1+r}$$

d'où l'expression des contraintes répondant au problème de départ:

$$\begin{aligned} u &= \left(\frac{1}{1+r} + \frac{r}{1+r} \Gamma \right) p e^{i\tau} \\ \Delta\sigma &= p e^{i\tau} \\ \Delta\sigma' &= \frac{r}{1+r} (1-\Gamma) p e^{i\tau} \end{aligned} \quad (15)$$

En vue de l'étude de liquéfaction, restituons à la contrainte effective dynamique sa forme réelle:

$$\Delta\sigma' = p \frac{r}{1+r} [(1-e^{-Z'} \cos Z') \cos \tau - e^{-Z'} \sin Z' \sin \tau] \quad (16)$$

avec

$$Z' = \frac{Z}{\sqrt{2}}$$

L'enveloppe est donnée par l'expression du module de la valeur complexe:

$$\begin{aligned} |\Delta\sigma'|_{\min} = |\Delta\sigma'|_{\max} &= p \frac{r}{1+r} f(Z') \\ \text{avec} \\ f(Z') &= \sqrt{1 - 2e^{-Z'} \cos Z' + e^{-2Z'}} \end{aligned} \quad (17)$$

La figure 2 montre les profils des contraintes effectives dynamiques à l'aide d'un axe de profondeur proportionnel à l'épaisseur de la couche limite, ceci à mi flot et pleine mer ainsi que la courbe enveloppe. Ces profils, obtenus par (16) et (17), sont symétriques par rapport à l'axe z.

Remarquons que suivant les paramètres r et d, ces contraintes pourront être nettement plus petites ou du même ordre de grandeur que les contraintes statiques.

4 . CONDITION DE LIQUEFACTION

La liquéfaction, suivant un phénomène analogue à celui produit sous l'action d'un séisme, se produit lorsque la contrainte effective n'est plus positive:

$$\sigma' \leq 0$$

qui donne par (16) $\sigma'_0 \leq |\Delta\sigma'| \min$ (18)

ou, avec (17)

$$\frac{Z}{\delta} \leq f(Z') \quad (19)$$

avec la notation:

$$\delta = \frac{A \gamma_w r}{\gamma' (1+r)} = \frac{P r}{\gamma' (r+1)} \quad (20)$$

L'épaisseur liquéfiée e_1 sera donc solution de l'équation implicite:

$$\frac{e_1}{\delta} = f\left(\frac{e_1}{d\sqrt{2}}\right) \quad (21)$$

avec d et δ dépendant principalement des caractéristiques du matériau.

La résolution de (21) fait remarquer que δ peut être considéré comme une épaisseur maximum liquéfiable, et que l'épaisseur liquéfiée est nulle pour $d > \delta$.

5. APPLICATION A QUELQUES TYPES DE SOLS

Pour cerner les possibilités de liquéfaction des différents types de sols il est nécessaire d'évaluer de nombreux paramètres entrant en jeu dans l'analyse précédente.

Le marnage choisi est de 5 m. Le degré de saturation en place est mal connu faute de mesures aisées, il a été choisi une valeur de 98%. Cette saturation incomplète peut en effet passer inaperçue pour des raisons de précision des mesures en laboratoire.

D'autre part le module de compressibilité du fluide peut être évalué par (ESRIG 1977):

$$1/\beta = 1/\beta_w + (1-S_r)/P$$

ou, comme βw est grand ($\beta w = 2E9 \text{ Pa}$), plus simplement par:

$$\beta = P/(1-S_r) \quad (22)$$

La pression absolue P correspond à la pression atmosphérique additionnée de l'équivalent de la hauteur d'eau moyenne (ici 10 m).

Le module oedométrique est pris constant, la valeur choisie est celle à un mètre de profondeur dans le sol.

$$E' = 2.3 \gamma' z (1+e) / C_s = 2.3 \gamma' / C_s \quad (23)$$

Les autres caractéristiques (c_v , C_s , e), prises dans le tableau 1, permettent d'évaluer d et δ .

Tableau 1: Possibilité de liquéfaction due au marnage de différents types de sols ($S_r = 98\%$, $A = 2.5 \text{ m}$)

Type de sol	c_v (m ² /s)	C_s	e	α (m)	d (m)	Liquéfaction
Sable	1E-2 à 1E-2	.01 à .02	.5 à 1	.46 à .13	800 à 8	non
Limon	1E-2 à 1E-5	.05	1	.11	8 à .3	non
Argile limoneuse	1E-5 à E-7	.08	1 à 1.5	.11 à .07	.3 à .03	suivant les cas
Argile	1E-08	.05	1	.11	.008	possible
Vase molle	1E-7 à 1E-8	.1 à .2	5 à 3	.3 à .008	.03 à .008	oui

Afin de mieux cerner l'évolution des paramètres, il a été tracé une courbe schématique (Fig 3) permettant de visualiser les épaisseurs d , δ , e_1 en fonction du rapport d/δ pouvant représenter les grands types de sols.

Ainsi les sols de type sable dissipent trop rapidement la pression interstitielle pour subir une liquéfaction ($d/\delta > 1$; $e_1=0$). Par contre les sols argileux peuvent subir l'accumulation de pression intersitielle engendrant la liquéfaction. Les vases molles comme celles de Lorient, de part leur fort indice des vides, peuvent apparaître comme pouvant être liquéfiée sur 20 à 30 cm.

6. CONCLUSION

Nous avons pu ici approcher à l'aide d'hypothèses simplificatrices l'effet de la présence de gaz dans un sol soumis à l'action de la marée.

La résolution a fait appel à des paramètres intermédiaires, dont nous avons tenté d'éclaircir le sens physique. Ainsi l'épaisseur de la couche limite et l'épaisseur maximum liquéfiable ont permis d'évaluer l'épaisseur de la couche liquéfiée pendant un cycle de marée.

Dans le cas de vases molles l'épaisseur liquéfiée peut ne pas être négligeable. Ce résultat tendrait à montrer que la couche de surface ne peut se consolider, et que par conséquent sa résistance s'en trouverait notablement diminuée. La génération de cette couche liquéfiée peut ainsi être la cause de mouvements de masse sur le fond.

Nous tentons actuellement de préciser le comportement du sol sous contraintes effectives très faibles, ainsi que les valeurs du degré de saturation à prendre en compte. Des mesures des pressions interstitielles cycliques en laboratoire sont également en cours.

NOTATIONS

d épaisseur de la couche limite

c_v coefficient de consolidation verticale, sol saturé

c_{vg} coefficient de consolidation verticale, sol non saturé

e indice des vides du sol

e_1 épaisseur liquéfiée

f, Γ fonctions intermédiaires

n porosité du sol

p pression caractéristique de la marée

r rapport de compressibilité

u_{cl} pression interstitielle dynamique de couche limite

u_{cp} pression interstitielle dynamique de couche profonde

u_w pression interstitielle

u_0 pression hydrostatique

z cote d'un point (axe descendant)

A amplitude de la marée

C_s indice de gonflement du squelette
 D hauteur d'eau moyenne
 K_1, K_2, R constantes intermédiaires
 P pression absolue du fluide
 S_r degré de saturation
 Z, Z' cotes réduites
 β module de déformation du fluide
 β_w module de déformation de l'eau
 δ épaisseur maximum liquéfiable
 ε déformation verticale
 ν coefficient de Poisson
 γ poids volumique du sol
 γ_w poids volumique de l'eau
 γ' poids volumique déjaugé du sol
 γ'_s poids spécifique déjaugé des grains
 σ contrainte totale verticale
 σ' contrainte effective verticale
 ω pulsation de la marée
 $\Delta\sigma$ contrainte totale dynamique
 $\Delta\sigma_{cl}$ contrainte totale dynamique de couche limite
 $\Delta\sigma_{cp}$ contrainte totale dynamique de couche profonde
 $\Delta\sigma'$ contrainte effective dynamique
 $\Delta\sigma'_{cl}$ contrainte effective dynamique de couche limite
 $\Delta\sigma'_{cp}$ contrainte effective dynamique de couche profonde

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- (1) ALEXIS A. (1987), Etude géotechnique et sédimentologique de souilles et chenaux de la rade de Lorient. Contribution à la stabilité des sols immergés. Thèse de Docteur Ingénieur. E.N.S.M. NANTES. pp 260
- (2) BIOT M.A. (1941), General theory of three dimensional consolidation. J. Appl. Phys. 12, p 155-164
- (3) ESRIG M.I., KIRBY R.C. (1977), Implications of gas content for predicting the stability of submarine slopes. Mar. Geotechnol. 2, N°2, p 81-100
- (4) OKUSA S. (1985), Wave-induced stresses in unsaturated submarine sediments. Géotechnique 35, N°4, p 517-532

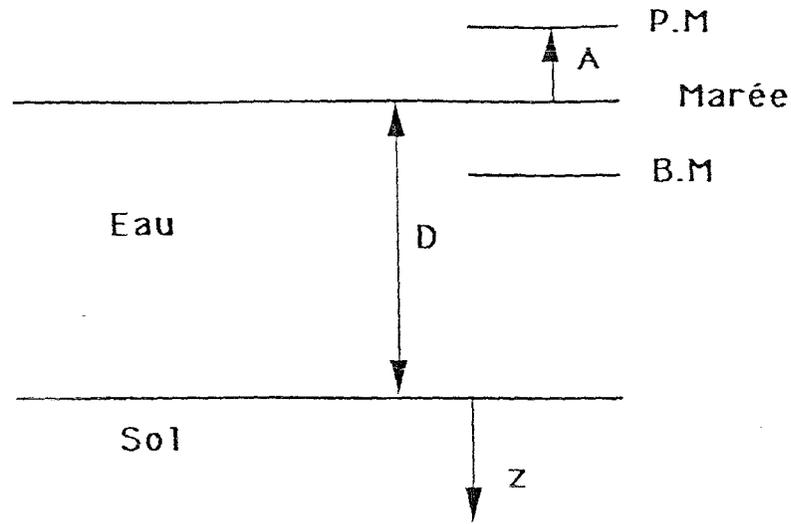


Fig. 1 : Notations

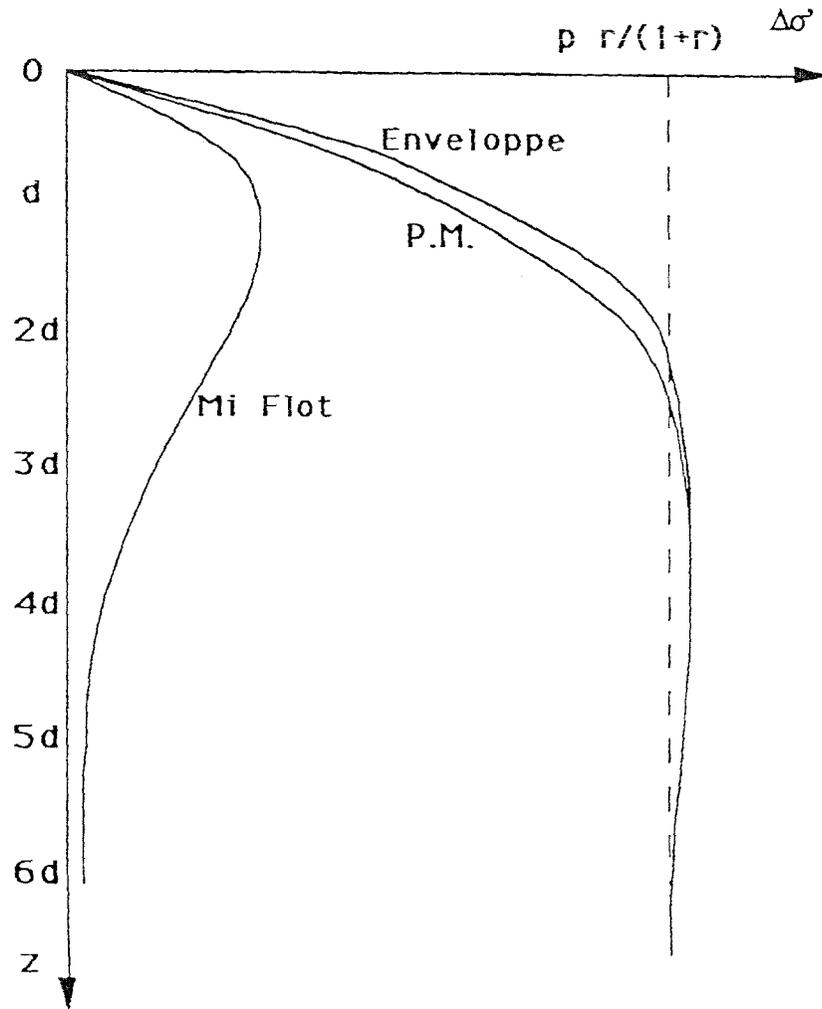


Fig. 2 : Allure du profil de contrainte effective dynamique

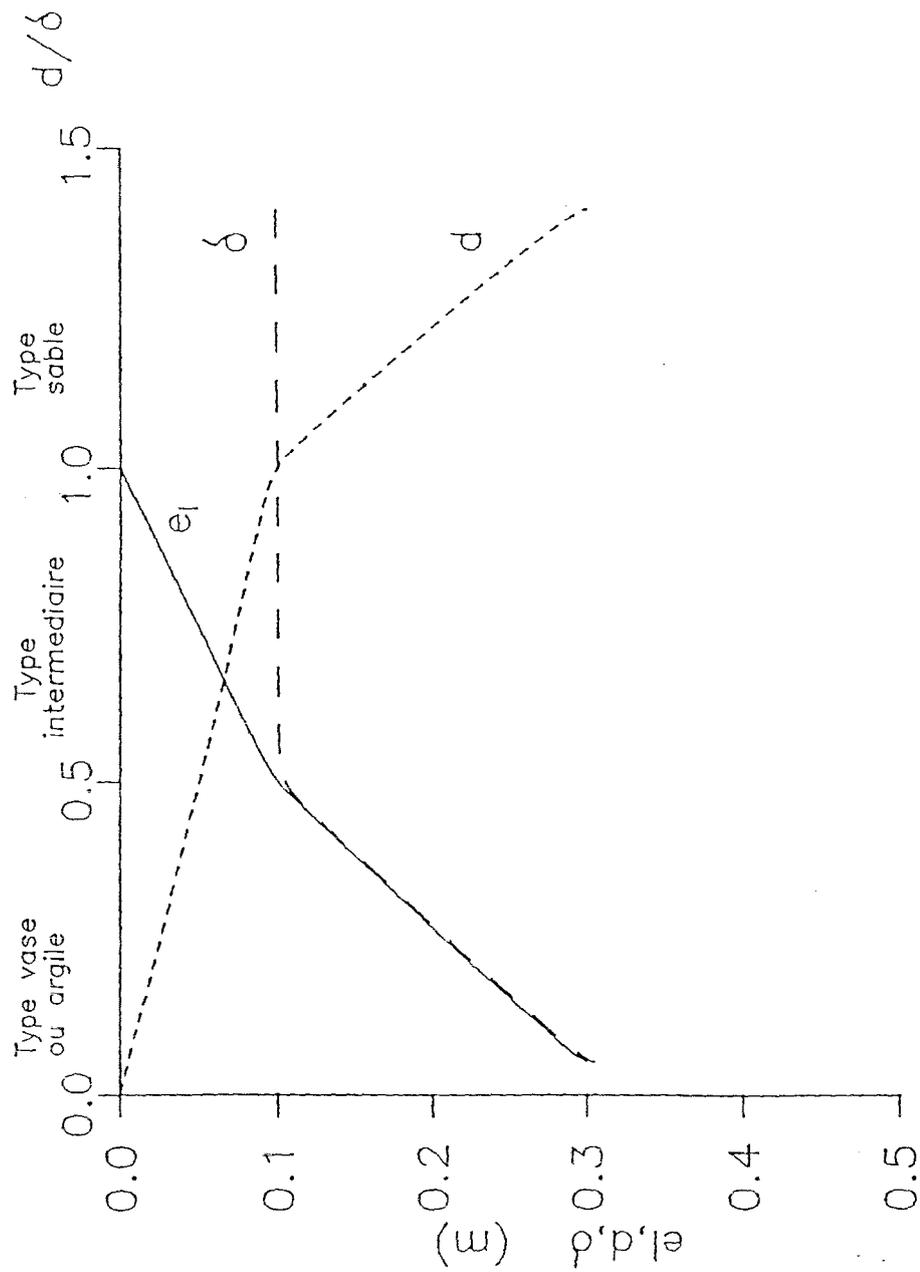


Fig. 3 : Représentation schématique comparée de l'évolution des paramètres
 suivant les types de sols
 ($Sr = 98\%$, $A = 2.5m$)