

# PRISE EN COMPTE DU GAZ OCCLUS DANS L'ESTIMATION DU POTENTIEL DE LIQUÉFACTION

## ACCOUNTING FOR TRAPPED GAS IN THE ASSESSMENT OF LIQUEFACTION POTENTIAL

Guillaume FLOOD-PAGE<sup>1,2</sup>, Sébastien REYNAUD<sup>1</sup>, Fabien BORSELLINO<sup>1</sup>, Luc BOUTONNIER<sup>1</sup>

<sup>1</sup> EGIS SE, 3 Rue du Dr Schweitzer, 38180 Seyssins - France

<sup>2</sup> Navier, Ecole des Ponts, Univ Gustave Eiffel, CNRS, Marne-la-Vallée, France

**RÉSUMÉ** – L'existence d'une petite fraction gazeuse dans des sols « saturés » a régulièrement été démontrée à proximité du toit de la nappe ou en présence de matières organiques. Afin de prendre en compte le gain souvent significatif de résistance à la liquéfaction résultant de la présence de cette petite quantité de gaz, nous proposons une méthodologie de modélisation du comportement cyclique des sols quasi-saturés.

**ABSTRACT** – The presence of a small gaseous fraction in « saturated » soils has regularly been proven near the water table and for soils containing organic matter. With the objective of accounting for the often significant increase in liquefaction resistance resulting from the presence of this gas, we propose a methodology for modelling the cyclic behaviour of gassy soils.

### 1. Introduction

Dans le domaine de l'ingénierie parasismique, la liquéfaction d'un sol est généralement causée par l'application répétée de cycles de cisaillement lors de séismes. Cette sollicitation cyclique produit une densification progressive du sol et, de ce fait, une augmentation de la pression interstitielle. Le phénomène est essentiellement observé dans les sols peu denses, ce qui explique pourquoi la majorité des méthodes de mitigation du risque de liquéfaction repose sur la densification des sols. Cependant, une autre composante est toute aussi importante que la densité du sol dans l'étude du potentiel de liquéfaction : le fluide interstitiel.

Étant donné la compressibilité radicalement différente de l'eau et du gaz, le degré de saturation en eau peut avoir un effet très marqué sur le potentiel de liquéfaction des sols (Mele et al., 2022, 2019; Okamura et Soga, 2006; Tsukamoto et al., 2014; Vernay et al., 2020; Yoshimi et al., 1989). En parallèle, l'existence d'une petite fraction gazeuse dans des sols a régulièrement été démontrée à proximité du toit de la nappe ou en présence de matières organiques (Ménard et Broise, 1975; Vaughan, 2003; Wheeler, 1988). Ainsi, la prise en compte de l'existence de cette fraction gazeuse pourrait optimiser la conception des ouvrages de traitement du potentiel de liquéfaction. Alternativement, la désaturation artificielle des sols a été présentée comme une alternative aux méthodes traditionnelles de densification des sols. Notamment, He et al. (2013), Mousavi et Ghayoomi (2021), Rebata-Landa et Santamarina (2012) et Sorenson et al. (2022) ont étudié la possibilité de générer du gaz dans des sédiments liquéfiables via l'activité bactériologique. En parallèle, Chen et al. (2021) et Flora et al. (2021) ont démontré sur site l'effet de la désaturation artificielle sur le risque de liquéfaction, respectivement par électrolyse et par injection de gaz.

Une des difficultés majeures pour prendre en compte l'effet du degré de saturation lors de l'évaluation du risque de liquéfaction réside dans la modélisation du comportement cyclique des sols non-saturés. En conséquence, l'objectif est ici de proposer une méthodologie de modélisation adaptée aux besoins de l'ingénierie. L'approche proposée

est d'adapter la méthode empirique détaillée par Byrne (1991) et Martin et al. (1975) en introduisant un modèle de compressibilité du fluide. Bien que limitant l'applicabilité de la méthode aux sols proches de la saturation, cette contrepartie semble acceptable car l'effet le plus marqué du degré de saturation sur le potentiel de liquéfaction est généralement observé pour les sols quasi-saturés. L'avantage principal est que cette approche relativement simple peut être implémentée dans des codes de calcul commerciaux tels que FLAC3D (Itasca Consulting Group, Inc., 2023).

## 2. Description de la méthode

Si l'on part des équations de la poroélasticité telles que décrites par Biot (1962), nous pouvons exprimer la pression du fluide interstitiel  $p_w$  en fonction de la déformation volumique  $\epsilon_v$  et du flux  $\zeta$ :

$$p_w = M(b \operatorname{tr} \epsilon + \zeta) \quad (1)$$

où  $M$  est le module de Biot et  $b$  est le coefficient de Biot. Considérant des grains incompressibles ( $b \approx 1$  et  $M \approx K_f/n$ ) et en supposant des conditions non-drainées ( $\zeta=0$ ), nous obtenons:

$$p_w = \frac{K_f}{n} \epsilon_v \quad (2)$$

où  $K_f$  est le module de compressibilité du fluide et  $n$  est la porosité. Si l'on considère que  $K_f$  et  $n$  restent constants pendant chaque pas de calcul, la différenciation de cette expression donne alors (la notation  $\dot{x}$  indiquant une variation de la quantité  $x$ ):

$$\dot{p}_w = \frac{K_f}{n} \dot{\epsilon}_v. \quad (3)$$

Nous décomposons d'abord les variations de déformation volumique en variations de déformation volumique d'origine déviatorique  $\dot{\epsilon}_{vs}$  et isotrope  $\dot{\epsilon}_{vi}$ . Ainsi, les termes nécessaires à l'estimation des surpressions interstitielles peuvent être identifiés. Le module de compressibilité  $K_f$  du mélange eau-gaz provient du modèle de compressibilité du fluide. La déformation volumique  $\dot{\epsilon}_{vs}$  d'origine déviatorique est estimée via le modèle empirique de Byrne (1991). Enfin, les déformations volumiques  $\dot{\epsilon}_{vi}$  peuvent être reliées aux variations de pression effective  $\dot{p}'$  via un module tangent de compressibilité isotrope  $K$  du squelette. Considérant enfin que  $\dot{p}' = -\dot{p}_w$ , nous pouvons écrire:

$$\dot{p}_w = \frac{\dot{\epsilon}_{vs}}{\frac{n}{K_f} + \frac{1}{K}}. \quad (4)$$

### Introduction de la méthode empirique

L'approche empirique proposée par Byrne (1991) permet d'estimer, à chaque demi-cycle, l'incrément de déformation volumique  $\dot{\epsilon}_{vs}$  d'origine déviatorique. Inspirée des travaux de Martin et al. (1975), elle exprime cet incrément en fonction de la déformation déviatorique  $\gamma$  et de la déformation volumique  $\epsilon_{vs}$  accumulée lors de cycles précédents :

$$\frac{\dot{\epsilon}_{vs}}{\gamma} = C_1^c e^{-C_2^c \epsilon_{vs} / \gamma}. \quad (5)$$

Le paramètre  $C_1^c$  est défini comme le coefficient reliant l'incrément  $\dot{\epsilon}_{vs}^1$  au premier cycle avec la déformation déviatorique correspondante  $\gamma^1$ . Le second paramètre,  $C_2^c$ , permet de représenter la réduction progressive de  $\dot{\epsilon}_{vs}$  au fur et à mesure des cycles. Ainsi, ces paramètres peuvent être facilement calés connaissant les déformations volumiques au

premier et au n-ième cycle. L'essai idéal pour caler ces paramètres est un essai cyclique drainé piloté en contrainte, donc avec des cycles de contrainte déviatorique constants.

Dans le cas d'un essai triaxial, la déformation déviatorique, définie comme deux fois la racine carrée du second invariant  $J'_2$  du tenseur déviatorique des déformations, devient :

$$\gamma = \frac{1}{\sqrt{3}} \frac{q}{G_{sec}} \quad (6)$$

où  $q$  est la contrainte déviatorique définie par  $q = \sqrt{3J'_2}$ , avec  $J'_2$  le second invariant du tenseur déviatorique des contraintes.  $G_{sec}$  correspond au module de cisaillement sécant. En conditions de cisaillement pur, nous avons:

$$\gamma = \frac{\tau}{G_{sec}} \quad (7)$$

avec  $\tau$  la contrainte de cisaillement. Le module sécant peut être défini à partir d'un module de cisaillement à très petite déformations  $G_0$  à l'aide d'une courbe de dégradation. Dans le cadre de ce papier, les travaux de Menq (2003) ont été adoptés. Ainsi, le module  $G_0$  est exprimé en fonction du coefficient d'uniformité  $C_u$ , du diamètre médian  $D_{50}$  des grains et de la pression effective  $p'$  normalisée par la pression atmosphérique  $P_{ref}$ :

$$G_0 = 67.1 C_u^{-0.2} e^{(-1 - (D_{50}/20)^{0.75})} \left( \frac{p'}{P_{ref}} \right)^{0.48 C_u^{0.09}} \quad (8)$$

La courbe de dégradation est alors donnée par

$$\frac{G_{sec}}{G_0} = \frac{1}{1 + \left( \frac{\gamma}{\gamma_r} \right)^\alpha} \quad (9)$$

où la déformation de référence  $\gamma_r$  peut être estimée comme

$$\gamma_r = 0.12 C_u^{-0.6} \left( \frac{p'}{P_{ref}} \right)^{0.5 C_u^{-0.15}} \quad (10)$$

et l'exposant  $\alpha$  est relié à la pression effective par:

$$\alpha = 0.86 + 0.1 \log \left( \frac{p'}{P_{ref}} \right) \quad (11)$$

Par conséquent, en conditions triaxiales, nous avons:

$$\gamma = \frac{1}{\sqrt{3}} \frac{q \left( 1 + \left( \frac{\gamma}{\gamma_r} \right)^\alpha \right)}{G_0}, \quad (12)$$

alors qu'en conditions de cisaillement simple et torsion simple,  $\gamma$  devient:

$$\gamma = \frac{\tau \left( 1 + \left( \frac{\gamma}{\gamma_r} \right)^\alpha \right)}{G_0} \quad (13)$$

### **Estimation du module de compressibilité du fluide**

Le modèle de compressibilité adopté ici est largement inspiré des travaux de Boutonnier et al. (2019). Une démonstration complète peut être trouvée dans Flood-Page (2024). Ce modèle permet d'exprimer le degré de saturation  $S_r$  et le module de compressibilité du fluide  $K_f$  en fonction de la pression de l'eau  $p_w$ , de la compressibilité  $C_w$  de l'eau, et des conditions initiales de saturation  $S_{r0}$  et de pression interstitielle  $p_{w0}$ . Pour tous les sables étudiés ici, la succion capillaire  $s_c$  peut être négligée en l'absence d'information plus précise, notamment vu les forts degrés de saturation. La solubilité effective  $h_{eff}$  est définie

comme une fraction de la solubilité à l'équilibre  $h$  de l'air dans l'eau. A défaut d'indication plus précise sur la cinétique de dissolution, une fraction de 25% de la solubilité à long terme peut être adoptée lors de la modélisation des essais cycliques qui durent généralement entre quelques minutes et quelques heures. De même, une fraction nulle peut être supposée dans le cadre de la simulation de séismes. Dans ce cas, il n'y a pas de contribution de la dissolution du gaz à la compressibilité du mélange eau-gaz. Une justification de ces deux fractions peut être trouvée dans Flood-Page (2024). Considérant la dissolution de l'air dans l'eau pure, le coefficient de solubilité à l'équilibre peut être pris égal à 0,02 (Flood-Page, 2024 ; Sander, 2015).. Dans ces conditions, le modèle de compressibilité du fluide est illustré dans la Figure 1.

$$S_r = \frac{1}{1 - h_{eff} + \frac{1 - S_{r0} + h_{eff} S_{r0}}{S_{r0}} \frac{P_{ref} + p_{w0} + s_c}{P_{ref} + p_w + s_c}}, \quad (14)$$

$$C_f = \frac{1}{K_f} = S_r C_w + (1 - S_r + h_{eff} S_r) \frac{1}{P_{ref} + p_w + s_c}. \quad (15)$$

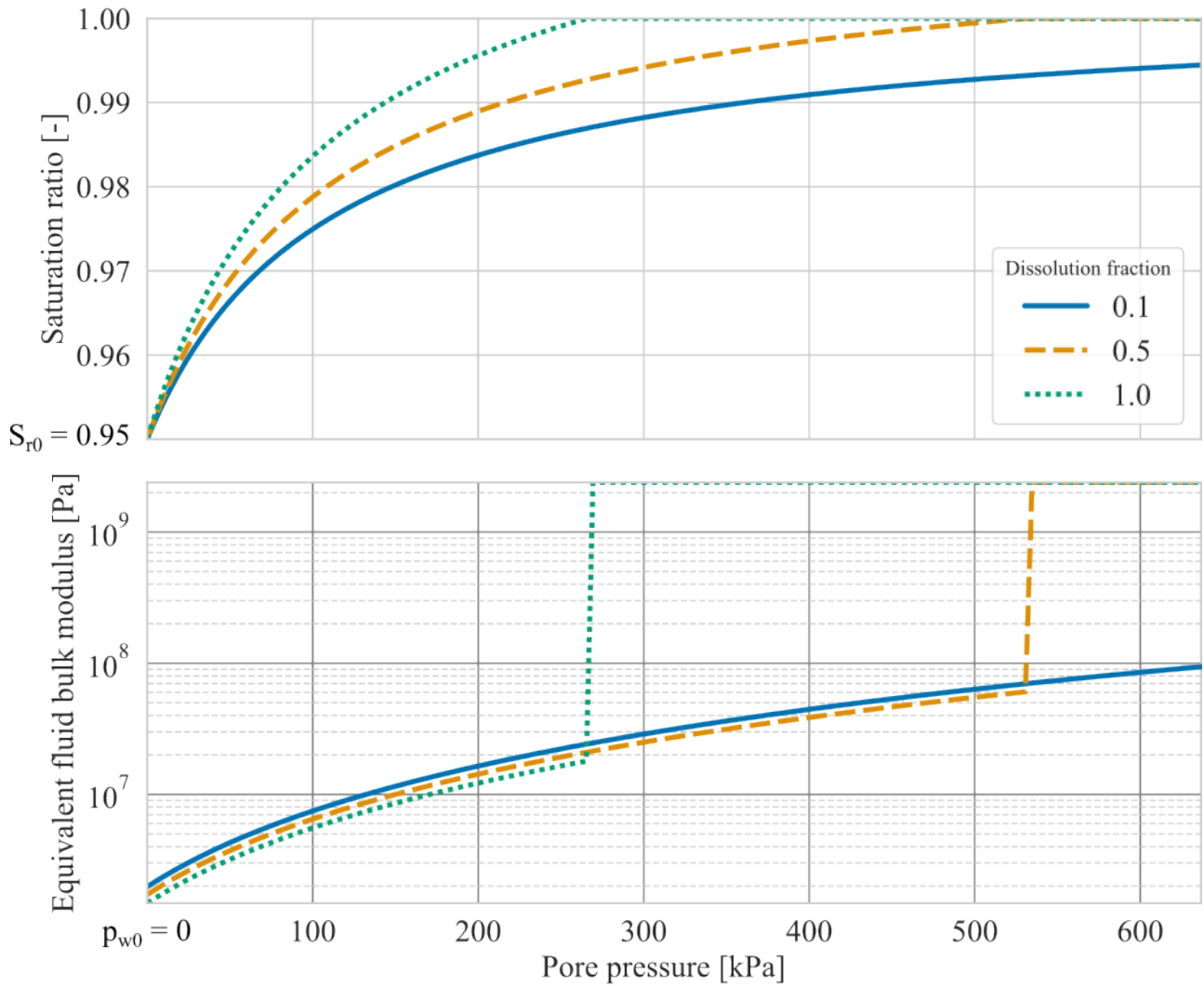


Figure 1: Effet du coefficient de solubilité sur le modèle de compressibilité du fluide.

### Comportement isotrope du sable

Concernant le module tangent de compressibilité du squelette, il est estimé à partir d'essais de consolidation isotrope publiés dans la littérature. Se basant sur les travaux de Flood-Page (2024), Lade et Abelev (2005), Tran et al. (2022) et Wichtmann et Triantafyllidis (2016), la Figure 2 permet d'estimer une tendance générale pour les sables quartziques. Bien qu'approximative, cette approche peut servir de première estimation de ce module en l'absence de donnée plus précise. Le calage de la courbe donne la relation suivante:

$$K = A \frac{(1.662 - e)^2}{1 + e} \left( \frac{p'}{P_{ref}} \right)^{0.499} \quad \text{avec } A = 72.8 \text{ MPa} \quad (16)$$

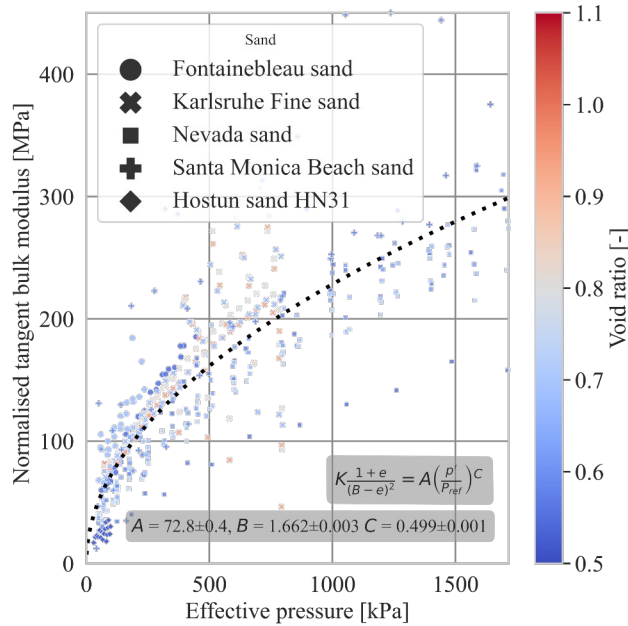


Figure 2 : Essais de consolidation isotrope.

### 3. Vérification de la méthode

Afin de valider la méthode proposée, il a été analysé un ensemble d'essais cycliques effectués sur des sols quasi-saturés et précédemment publiés dans la littérature. Les essais d'Okamura et Soga (2006), Tran et al. (2022), Tsukamoto et al. (2002) et Yoshimi et al. (1989) concernent des sables quartziques bien connus dans les sphères académiques: les sables d'Hostun HN31 et de Toyoura. En parallèle, les essais proposés par Mele et al. (2022, 2019) et Xia and Hu (1991) sont effectués sur des sables prélevés sur site pouvant contenir des fines. Les caractéristiques de ces sables sont compilées dans la Table 1.

Table 1: Caractéristiques des sables étudiés.

Sable	Source	$\rho_s$ (kg/m <sup>3</sup> )	$e_{max}$	$e_{min}$	$C_u$	$D_{50}$ (mm)
Sable d'Hostun HN31	Tran et al. (2022)	2650	1.00	0.66	1.57	0.35
Sant'Agostino sand	Mele et al. (2019)	2674	1.01	0.37	16.9	0.2
Grey silty sand	Mele et al. (2022)	2650	0.89	0.44	5.0	0.3
Toyourea sand	Yoshimi et al. (1989)	2640	0.98	0.60	1.52	0.175
Toyourea sand	Tsukamoto et al. (2002)	2650	0.988	0.616	1.7	0.19
Tong Jaizhi fine sand	Xia et Hu (1991)	2740	ND	ND	3.7	0.0995

## Calage des paramètres

Théoriquement, le calage de la relation empirique de Byrne (1991) devrait se faire sur la base d'essais de cisaillement cycliques drainés à contrainte imposées. En l'absence de ce type de données correspondant aux sables que nous cherchons à modéliser, l'approche adoptée ici est de partir d'un calage effectué par Byrne (1991). Sur la base des essais de cisaillement direct publiés par Silver et Seed (1971), l'auteur propose le calage suivant  $C_1^c = 7600(100 D_r)^{-2.5}$  et  $C_2^c = 0.4/C_1^c$ , où  $D_r$  est la densité relative. Ces paramètres sont alors adaptés de sorte à reproduire les essais en conditions saturées.

Ensuite, dans les quelques cas où le module de compressibilité  $K$  du squelette déduit de la Figure 2 ne permet pas de reproduire le comportement observés lors des essais quasi-saturés, le paramètre  $A$  du calage est réduit. De manière générale, plus l'on s'éloigne d'un sable quartzique propre, plus les paramètres doivent être modifiés fortement.

*Table 2: Paramètres adoptés pour les simulations numériques. T et TCC indiquent respectivement des essais triaxiaux et de cisaillement par torsion sur cylindres creux. De même, DH, PE et PA indiquent respectivement une préparation par damage humide, par pluviation dans l'eau et par pluviation dans l'air.*

Publication	Sable	Essai	$p'_0$ [kPa]	$p_{w0}$ [kPa]	Préparation	$C_1^c$	$C_2^c$	A [MPa]
Tran et al. (2022)	HN31	T	100	0	DH	$45600 D_r^{-2.5}$	$1.8/C_1^c$	36.4
Mele et al. (2019)	SAS	T	50	0	PE	$3800 D_r^{-2.5}$	$1.2/C_1^c$	72.8
Mele et al. (2022)	PdC GSS	T	50	0	PE	$15200 D_r^{-2}$	$4.8/C_1^c$	18.2
Okamura et Soga (2006)	Toyoura	T	98	100-200	DH	$30400 D_r^{-2.5}$	$2/C_1^c$	72.8
Yoshimi et al. (1989)	Toyoura	TCC	98	0	PA	$7600 D_r^{-2.5}$	$2/C_1^c$	72.8
Xia et Hu (1991)	Tong Jaizhi	T	98	0	DH	$422 D_r^{-1}$	$20/C_1^c$	36.6
Tsukamoto et al. (2002)	Toyoura	T	98	200	PA	$1900 D_r^{-1.5}$	$6/C_1^c$	72.8

## Résultats des simulations

Les Figures 3 à 6 expriment, pour les différents sables étudiés, la relation entre le ratio de contrainte cyclique  $C_{SR}$  et le nombre de cycles requis afin d'atteindre la liquéfaction. Les points, croix et autres symboles ponctuels indiquent des points de données expérimentales alors que les courbes correspondent au résultats des simulations numériques. Le  $C_{SR}$  est exprimé comme le ratio entre l'amplitude maximale des cycles de contrainte appliqués au sol et la contrainte de confinement appliquée. Ainsi, en condition triaxiale, nous avons (Idriss et Boulanger, 2008):

$$C_{SR} = \frac{q}{2\sigma_3'} \quad (17)$$

alors qu'en condition de cisaillement simple ou de torsion simple, il est exprimé comme

$$C_{SR} = \frac{\tau}{\sigma_{zz}'} \quad (18)$$

A travers l'intégralité de ces figures, l'erreur entre les observations expérimentales et les simulations est estimée via  $E_{MSL}$ , le logarithme népérien de l'erreur quadratique moyenne. Ainsi, il est possible d'établir que, pour des degrés de saturation supérieurs à 90%, l'erreur a tendance à rester faible mais augmente très significativement dès lors que le degré de saturation diminue davantage.

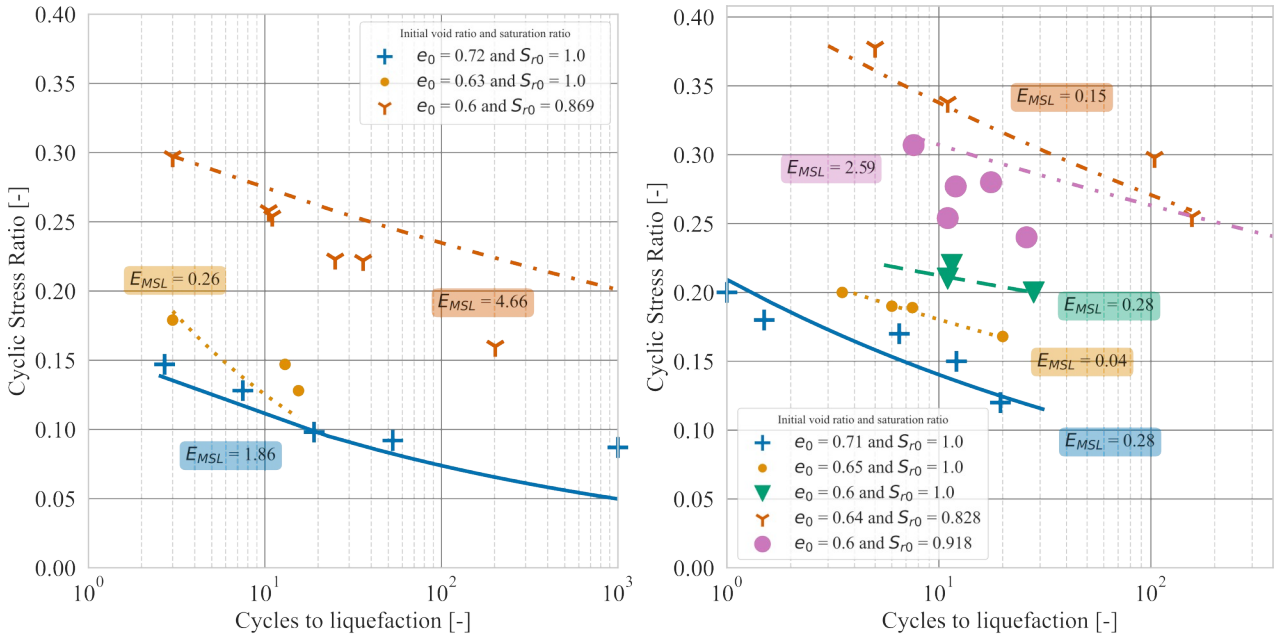


Figure 3: Résultat des simulations sur le sable de Sant'Agostino (gauche) et sur un sable silteux gris de Pieve di Cento (droite, parfois abrégé par PdC).

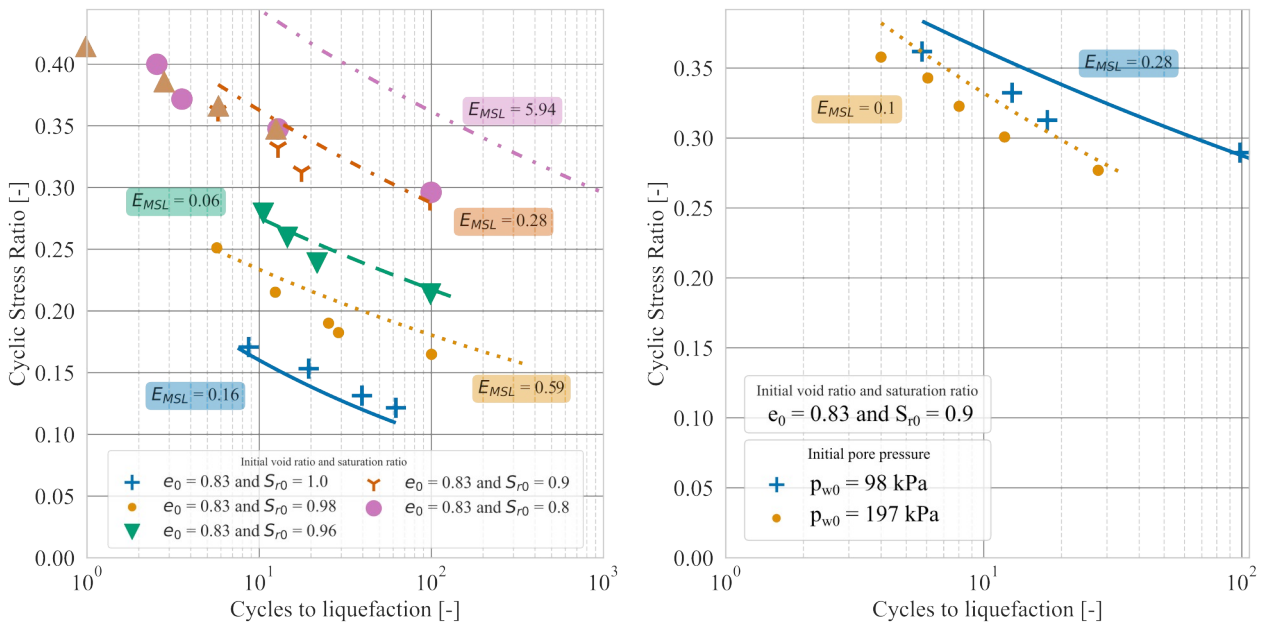


Figure 4: Résultat des simulations sur le sable de Toyoura en faisant varier soit le degré de saturation (gauche), soit la pression du fluide interstitiel (droite).

Rappelons que la "liquéfaction" telle qu'elle est définie dans le cadre d'essais cycliques peut correspondre soit à une liquéfaction "vraie", pour laquelle la montée de pression interstitielle cause la disparition de la contrainte de confinement, soit à de la "mobilité cyclique", définie plutôt comme une accumulation de déformations liées à la diminution du confinement (le critère de 5% de déformation axiale de pic à pic est adopté dans les études reprises dans cette publication). La méthode empirique utilisée ici ne permet que d'estimer les montées de pression interstitielle mais pas les déformations qui en résultent. Par conséquent, il semble cohérent que cette méthode puisse simuler la liquéfaction vraie, mais échoue lorsque l'on observe plutôt de la mobilité cyclique. Lorsque les sols sont saturés, les deux critères tendent à se confondre. Cependant, lorsque le degré de

saturation diminue, le critère de mobilité cyclique devient plus stricte que celui de la liquéfaction vraie, expliquant pourquoi l'approche proposée sous-estime le risque de liquéfaction pour les degrés de saturation inférieurs à 90%.

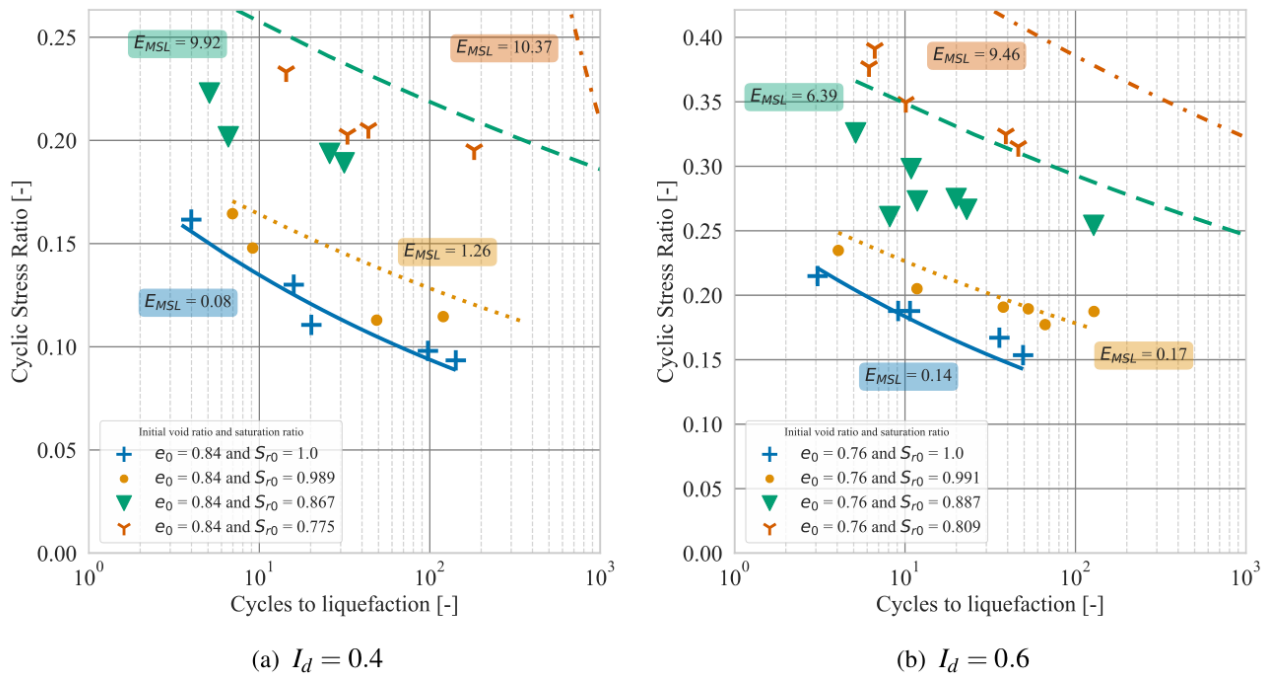


Figure 5: Résultat des simulations sur le sable de Toyoura Okamura and Soga, (2006).; Tsukamoto et al., (2002).; Yoshimi et al., (1989). à des indices de densité de 0.4 (gauche) ou 0.6 (droite).

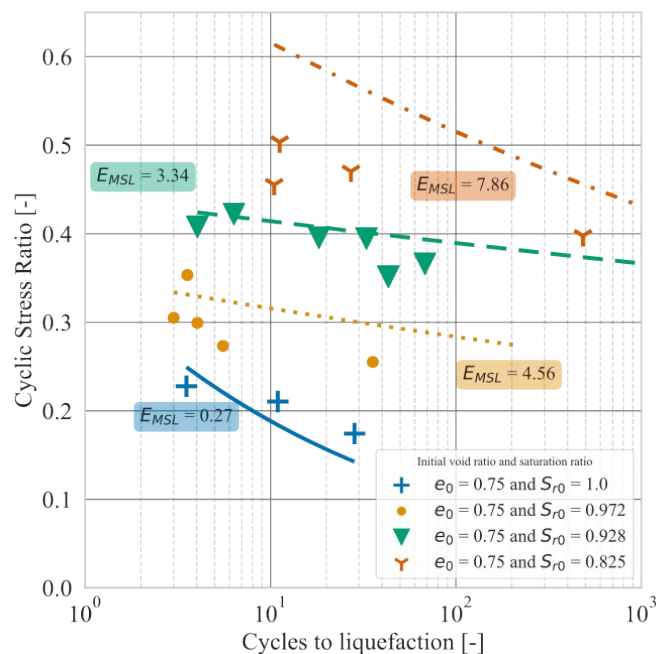


Figure 6: Résultats des simulations d'essais cycliques de torsion simple effectués sur le sable de Toyoura .

### Effet de degré de saturation sur la résistance à la liquéfaction

Afin d'estimer le gain de résistance à la liquéfaction possible via la réduction du degré de saturation, il est utile d'introduire le ratio  $L_{RR}$  de résistance à la liquéfaction. Il est défini comme le rapport entre le  $C_{RR}$  (ratio de résistance cyclique) en condition non-saturées et le  $C_{RR}$  en condition saturée. A son tour, le  $C_{RR}$  peut être exprimé comme le  $C_{SR}$  causant la liquéfaction au bout d'un nombre  $N$  de cycles identiques. Dans le cadre de cette étude, le  $C_{RR}$  est défini à 22 cycles, correspondant, d'après Liu et al. (2001), à un séisme de magnitude 7.5 se propageant dans des sédiments peu consolidés à une distance d'environ 10km de la source. Ainsi, nous avons:

$$L_{RR}^{22} = \frac{C_{RR}^{22}(S_r \leq 1)}{C_{RR}^{22}(S_r = 1)}. \quad (19)$$

Dans ces conditions, la Figure 7 montre l'effet du degré de saturation initial sur le gain de liquéfaction tel que défini à travers  $L_{RR}^{22}$ .

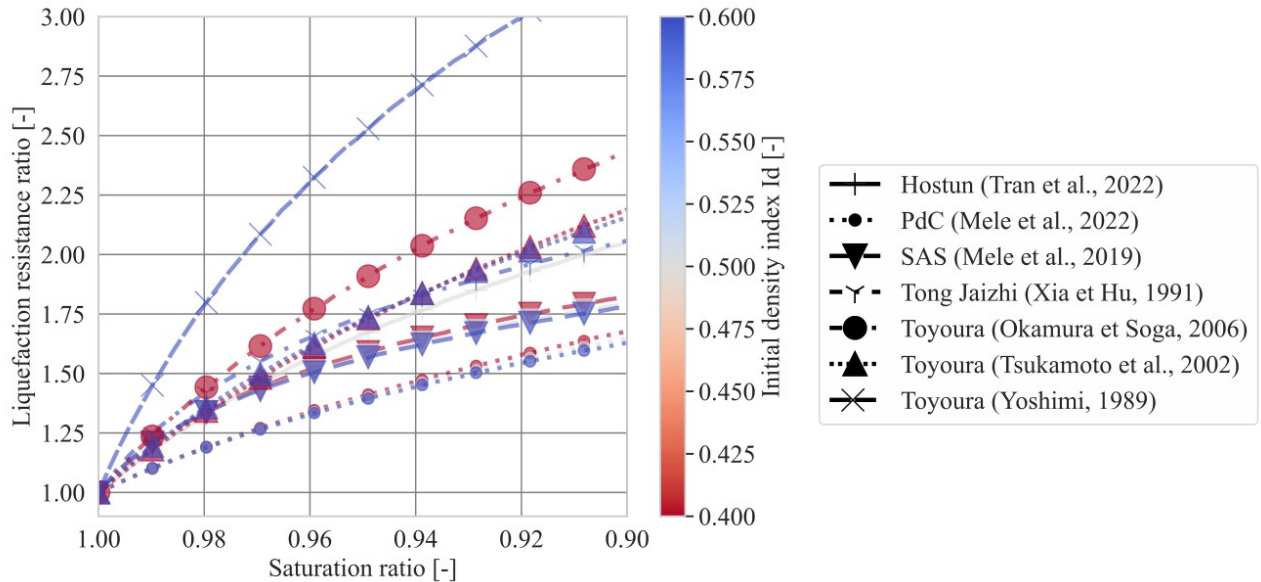


Figure 7: Effet du degré de saturation sur le gain de résistance à la liquéfaction. Le  $L_{RR}$  (ratio de résistance à la liquéfaction) est défini pour 22 cycles, il est établi sur la base de  $C_{RR}$  calculés à partir des simulations numériques présentées dans les figures 3 à 6.

### 4. Conclusion

A travers cet article, nous avons proposé une méthode empirique permettant de modéliser le gain de résistance à la liquéfaction résultant de la prise en compte d'un degré de saturation inférieur à 1. Cette méthode repose sur trois composantes principales: un modèle de compressibilité du fluide, une estimation du comportement isotrope du matériau et une approche empirique permettant d'estimer les déformations volumiques d'origine déviatorique. En comparant les résultats de nos simulations numériques avec les résultats d'essais cycliques (triaxiaux et de torsion simple), nous illustrons le potentiel de cette méthode pour les sols quasi-saturés. Enfin, ce travail numérique permet également de rappeler que la présence d'une faible quantité de gaz dans les sols peut mener à une augmentation significative de la résistance à la liquéfaction.

Malgré la pertinence de cette méthode pour des problèmes d'ingénierie, il est important de rappeler ses limites. Tout d'abord, elle ne permet de modéliser que la liquéfaction

vraie, mais ne peut pas reproduire la mobilité cyclique. La mobilité cyclique devenant souvent le critère de liquéfaction limitant pour des degrés de saturation en dessous de 90%, la méthode doit donc être restreinte aux sols proches de la saturation, d'autant plus que le modèle de compressibilité du fluide n'est valide que pour les sols quasi-saturés. Il pourrait toutefois être possible de modéliser la mobilité cyclique en combinant cette méthode avec une loi de comportement élasto-plastique utilisant, par exemple, le critère de Mohr-Coulomb. Enfin, cette approche s'appuie sur des courbes de dégradation pour estimer le module de cisaillement des sols. Par conséquent, il convient également de s'assurer que la déformation déviatorique n'excède pas le domaine de validité de la courbe de dégradation. Dans le cas présent, la limite maximale des courbes présentées par Menq (2003) s'établit généralement à 1%.

## 5. Références

- Biot, M.A., (1962). Mechanics of deformation and acoustic propagation in porous media. *Journal of applied physics* vol. 33 pp. 1482–1498.
- Boutonnier, L., Bufalo, M., Dubreucq, T., Fry, J.-J., Lejeune, J.-M., Mahmutovic, D., (2019). Conception et construction des ouvrages en sols fins. Presses des Ponts.
- Byrne, P.M., (1991). A cyclic shear-volume coupling and pore pressure model for sand. In: *Proceedings of the 2nd International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*. pp. 47–55.
- Chen, R., Chen, Y., Liu, H., Zhang, K., Zhou, Y., Xu, S., Wu, K., (2021). In situ desaturation tests by electrolysis for liquefaction mitigation. *Can. Geotech. J.* vol. 58 pp. 1744–1756.
- Flood-Page, G., (2024). Assessing seismic liquefaction potential in gassy soils. Ecole des Ponts ParisTech, Marne-la-Vallée, France.
- Flora, A., Bilotta, E., Chiaradonna, A., Lirer, S., Mele, L., Pingue, L., (2021). A field trial to test the efficiency of induced partial saturation and horizontal drains to mitigate the susceptibility of soils to liquefaction. *Bull Earthquake Eng* vol. 19 pp. 3835–3864.
- He, J., Chu, J., Ivanov, V., (2013). Mitigation of liquefaction of saturated sand using biogas. *Géotechnique* vol. 63 pp. 267–275.
- Idriss, I.M., Boulanger, R.W., (2008). Soil liquefaction during earthquakes. Earthquake Engineering Research Institute.
- Itasca Consulting Group, Inc., (2023). *FLAC3D — Fast Lagrangian Analysis of Continua in Three-Dimensions*, Ver. 9.0. Minneapolis: Itasca.
- Lade, P.V., Abelev, A.V., (2005). Characterization of Cross-Anisotropic Soil Deposits from Isotropic Compression Tests. *Soils and foundations* vol. 45 pp. 89–102.
- Liu, A.H., Stewart, J.P., Abrahamson, N.A., Moriwaki, Y., (2001). Equivalent Number of Uniform Stress Cycles for Soil Liquefaction Analysis. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.* vol. 127 pp. 1017–1026.
- Martin, G.R., Seed, H.B., Finn, W.L., (1975). Fundamentals of liquefaction under cyclic loading. *Journal of the Geotechnical Engineering Division* vol. 101 pp. 423–438.
- Mele, L., Lirer, S., Flora, A., (2022). An Energetic Interpretation of Liquefaction Laboratory Tests on Partially Saturated Soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* vol. 148 pp. 04022082.
- Mele, L., Tian, J.T., Lirer, S., Flora, A., Koseki, J., (2019). Liquefaction resistance of unsaturated sands: experimental evidence and theoretical interpretation. *Géotechnique* vol. 69 pp. 541–553.
- Ménard, L., Broise, Y., (1975). Theoretical and practical aspect of dynamic consolidation. *Géotechnique* vol. 25 pp. 3–18.
- Menq, F.-Y., (2003). Dynamic properties of sandy and gravelly soils. The University of Texas, Austin.

- Mousavi, S., Ghayoomi, M., (2021). Liquefaction Mitigation of Sands with Nonplastic Fines via Microbial-Induced Partial Saturation. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.* vol. 147 pp. 04020156.
- Okamura, M., Soga, Y., (2006). Effects of Pore Fluid Compressibility on Liquefaction Resistance of Partially Saturated Sand. *Soils and Foundations* vol. 46 pp. 695–700.
- Rebata-Landa, V., Santamarina, J.C., (2012). Mechanical Effects of Biogenic Nitrogen Gas Bubbles in Soils. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.* vol. 138 pp. 128–137.
- Sander, R., (2015). Compilation of Henry's law constants (version 4.0) for water as solvent. *Atmos. Chem. Phys.* vol. 15 pp. 4399–4981.
- Silver, M.L., Seed, H.B., (1971). Volume Changes in Sands during Cyclic Loading. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division* vol. 97 pp. 1171–1182.
- Sorenson, K., Preciado, A.M., Moug, D., Khosravifar, A., van Paassen, L., Kavazanjian, E., Stokoe, K., Menq, F., (2022). Field Monitoring of the Persistence of Microbially Induced Desaturation for Mitigation of Earthquake Induced Soil Liquefaction in Silty Soil pp. 101–113.
- Tran, K.H., Imanzadeh, S., Taibi, S., Souli, H., Fleureau, J.-M., Hattab, M., (2022). Liquefaction of unsaturated soils- volume change and residual shear strength. *European Journal of Environmental and Civil Engineering* pp. 1–21.
- Tsukamoto, Y., Ishihara, K., Nakazawa, H., Kamada, K., Huang, Y., (2002). Resistance of Partly Saturated Sand to Liquefaction with Reference to Longitudinal and Shear Wave Velocities. *Soils and Foundations* vol. 42 pp. 93–104.
- Tsukamoto, Y., Kawabe, S., Matsumoto, J., Hagiwara, S., (2014). Cyclic resistance of two unsaturated silty sands against soil liquefaction. *Soils and Foundations* vol. 54 pp. 1094–1103.
- Vaughan, P.R., (2003). Observations on the behaviour of clay fill containing occluded air bubbles. *Géotechnique* vol. 53 pp. 265–272.
- Vernay, M., Morvan, M., Breul, P., (2020). Experimental study on the influence of saturation degree on unstable behavior within granular material. *European Journal of Environmental and Civil Engineering* vol. 24 pp. 1821–1839.
- Wheeler, S.J., (1988). A conceptual model for soils containing large gas bubbles. *Géotechnique* vol. 38 pp. 389–397.
- Wichtmann, T., Triantafyllidis, T., (2016). An experimental database for the development, calibration and verification of constitutive models for sand with focus to cyclic loading: part II—tests with strain cycles and combined loading. *Acta Geotech.* vol. 11 pp. 763–774.
- Xia, H., Hu, T., (1991). Effects of Saturation and Back Pressure on Sand Liquefaction. *Journal of Geotechnical Engineering* vol. 117 pp. 1347–1362.
- Yoshimi, Y., Tanaka, K., Tokimatsu, K., (1989). Liquefaction Resistance of A Partially Saturated Sand. *Soils and Foundations* vol. 29 pp. 157–162.