



Slake

Analyse de la liquéfaction des sols sous sollicitations sismiques

1. Introduction
2. Notations
3. Quantification de l'aléa liquéfaction
 - 3.1. Rappels phénoménologiques
 - 3.2. Sensibilité des sols vis-à-vis de la liquéfaction
 - 3.3. Procédure simplifiée "NCEER"
 - 3.3.1. Domaine de validité
 - 3.3.2. Principes de calcul
 - 3.3.3. Contrainte de cisaillement cyclique équivalente normalisée
 - 3.3.4. Résistance au cisaillement cyclique normalisée
 - 3.4. Hypothèses générales de calcul
 - 3.4.1. Etats de contraintes dans le sol
 - 3.4.2. Prise en compte des magnitudes sismiques réelles
 - 3.4.3. Corrections complémentaires
 - 3.4.3.1. Facteur K_σ
 - 3.4.3.1.1. K_σ pour NCEER-SPT
 - 3.4.3.1.2. K_σ pour NCEER-CPT
 - 3.4.3.2. Facteur K_α
 - 3.5. Evaluation de la résistance au cisaillement cyclique normalisée
 - 3.5.1. Exploitation à partir d'essais au carottier battu (SPT)
 - 3.5.1.1. Principe de l'essai SPT
 - 3.5.1.2. Paramètres d'entrée - SPT
 - 3.5.1.3. Formulation de $CRR_{Mw=7,5}$ à partir de l'exploitation d'essais SPT
 - 3.5.1.3.1. Etape n°1 : Normalisation du nombre de coups N_{SPT}
 - 3.5.1.3.2. Etape n°2 : Correction de fines pour obtenir un équivalent "sable propre"
 - 3.5.1.3.3. Etape n°3 : Expression de la résistance au cisaillement cyclique normalisée
 - 3.5.2. Exploitation à partir d'essais de pénétration statique (CPT et $CPT(u)$)
 - 3.5.2.1. Principe de l'essai $CPT(u)$
 - 3.5.2.2. Paramètres d'entrée - $CPT(u)$
 - 3.5.2.3. Formulation de $CRR_{Mw=7,5}$ à partir de l'exploitation d'essais $CPT(u)$
 - 3.5.2.3.1. Etape n°1 : Normalisation des paramètres $CPT(u)$
 - 3.5.2.3.2. Etape n°2 : Correction de fines pour obtenir un équivalent "sable propre"
 - 3.5.2.3.3. Etape n°3 : Expression de la résistance au cisaillement cyclique normalisée
 - 3.5.2.3.4. Remarques complémentaires sur l'indice de comportement de sol I_c
4. Evaluation des tassements sismo-induits
 - 4.1. Principes de calcul
 - 4.2. Estimation des déformations volumiques
 - 4.2.1. Corrélations de Zhang, Robertson et Brachman (2002)
 - 4.2.1.1. A partir de l'exploitation d'essais $CPT(u)$
 - 4.2.1.2. A partir de l'exploitation d'essais SPT
 - 4.2.2. Corrélations Idriss et Boulanger (2008)
 - 4.2.2.1. A partir de l'exploitation d'essais $CPT(u)$
 - 4.2.2.2. A partir de l'exploitation d'essais SPT
5. Indicateurs complémentaires
 - 5.1. Epaisseurs liquéfiables cumulées
 - 5.2. Indice de potentiel de liquéfaction LPI

6. Références bibliographiques

Manuel technique - v1.1

1. Introduction

Slake est destiné à la conduite complète d'analyses de quantification de l'aléa liquéfaction des sols soumis à des sollicitations sismiques en champ libre par la méthode semi-empirique directe dite "NCEER" (*Youd et Idriss, 2001*)⁽¹⁾, à partir de l'exploitation de sondages de type SPT (carottier battu) et/ou CPT(u) (pénétromètre statique avec ou sans mesure de pression interstitielle). Par simplification, ces analyses sont appelées NCEER-SPT et NCEER-CPT dans la suite.

⁽¹⁾ La version 1.1 de Slake intègre également une option de calcul complémentaire dérivée de la procédure simplifiée "NCEER" en tenant compte de certaines adaptations issues des recommandations du Cahier Technique n°45 de l'AFPS *"Évaluation du risque de liquéfaction des sols sous l'effet des séismes - Connaissances pratiques et applications aux projets géotechniques"* (option de calcul NCEER/CT45-AFPS(2020)).

La détermination de facteurs de sécurité vis-à-vis de l'aléa est couplée à une analyse en déformation, permettant l'estimation des tassements post-liquéfaction sous nappe selon les corrélations proposées par différents auteurs et dérivées des courbes de *Ishihara* et *Yoshimine* (1992).

2. Notations

Dans toute la suite, les notations suivantes sont adoptées :

Paramètre ou acronyme	Unité	Description
a	-	Facteur géométrique pour la prise en compte de la pression interstitielle u_2 dans les essais au piézocône
a_{max}	$m. s^{-2}$	Accélération maximum en surface, également appelée <i>PGA (Peak Ground Acceleration)</i>
C_2	%	Teneur en argile ; définie comme le pourcentage de passant en poids au tamis de 2 μm (NF P 11-300)
C_{63}	%	Teneur en silts ; définie comme le pourcentage de passant en poids au tamis de 63 μm (NF P 11-300)
CPT	-	<i>Cone Penetration Test</i> , essai de pénétration statique
CPT_u	-	Essai de pénétration statique au cône électrique avec mesure de la pression interstitielle (piézocône)
D_r	%	Densité relative d'un matériau pulvérulent
FC	%	<i>Fines Content</i> , fraction fine. Définie comme le pourcentage de passant en poids au tamis de 75 μm par la classification américaine USCS (dont le tamis le plus proche en France est celui à 80 μm)
FS	-	Facteur de sécurité vis à vis de l'aléa liquéfaction des sols
g	$m. s^{-2}$	Accélération normale de la pesanteur terrestre
γ_{RB}	$kN. m^{-3}$	Poids volumique des matériaux de remblai le cas échéant
γ_{sat}	$kN. m^{-3}$	Poids volumique saturé du matériau
γ_{unsat}	$kN. m^{-3}$	Poids volumique non saturé du matériau
I_c	-	<i>Soil Behavior Type Index</i> , Indice de comportement (<i>Robertson</i>)
$I_c^{cut-off}$	-	Seuil au-delà duquel les sols testés au pénétromètre statique CPT(u) et qualifiés par l'indice de comportement de sol I_c sont réputés trop fins ou trop plastiques pour liquéfier
IP	%	Indice de plasticité ; déterminé à partir des indices de consistance : $IP = W_L - W_P$
M	-	Magnitude conventionnelle indiquée dans l'Eurocode 8 (correspond à la magnitude d'ondes de surface M_s)
M_w	-	Magnitude de moment sismique
M_s	-	Magnitude des ondes de surface
MSF	-	<i>Magnitude Scaling Factor</i> , facteur correcteur sur la magnitude réelle de moment sismique comparée à la magnitude 7,5

Paramètre ou acronyme	Unité	Description
MSF^{N-}	-	Facteur correcteur sur la magnitude réelle de moment sismique déterminé à partir de la borne basse du fuseau proposé par la procédure "NCEER"
MSF^{N+}	-	Facteur correcteur sur la magnitude réelle de moment sismique déterminé à partir de la borne haute du fuseau proposé par la procédure "NCEER"
$MSF^{N,moy}$	-	Facteur correcteur sur la magnitude réelle de moment sismique correspondant à la moyenne entre la borne haute et la borne basse du fuseau proposé par la procédure "NCEER"
P_a	kPa	Pression de référence prise égale à la pression atmosphérique (1 atm ~ 100 kPa)
SCR	-	Système de coordonnées de référence (par exemple : NGF, NVP, ...); permet de rattacher les profondeurs d'investigations (relatives) à des cotes (absolues)
σ_{vp}	MPa	Contrainte verticale totale en condition de <i>projet</i>
σ'_{vp}	MPa	Contrainte verticale effective en condition de <i>projet</i>
σ_{v0}	MPa	Contrainte verticale totale en condition de <i>site vierge</i> lors des essais
σ'_{v0}	MPa	Contrainte verticale effective en condition de <i>site vierge</i> lors des essais
SPT	-	<i>Standard Penetration Test</i> , essai de pénétration au carottier battu standard
u_2	MPa	Pression interstitielle mesurée au niveau du capteur de pression u_2 (sur le manchon à l'arrière du cône) dans le cas d'essais au piézocône
$z_{w,0}$	SCR	Cote de la nappe en condition de <i>site vierge</i> au moment des essais exprimée dans le système choisi de référencement des coordonnées
$z_{w,p}$	SCR	Cote de la nappe en condition de <i>projet</i> (concomitante avec le séisme) exprimée dans le système choisi de référencement des coordonnées
$z_{TN,0}$	SCR	Cote du terrain naturel initial (condition de <i>site vierge</i>)
$z_{TN,p}$	SCR	Cote finale du terrain (condition de <i>projet</i>)

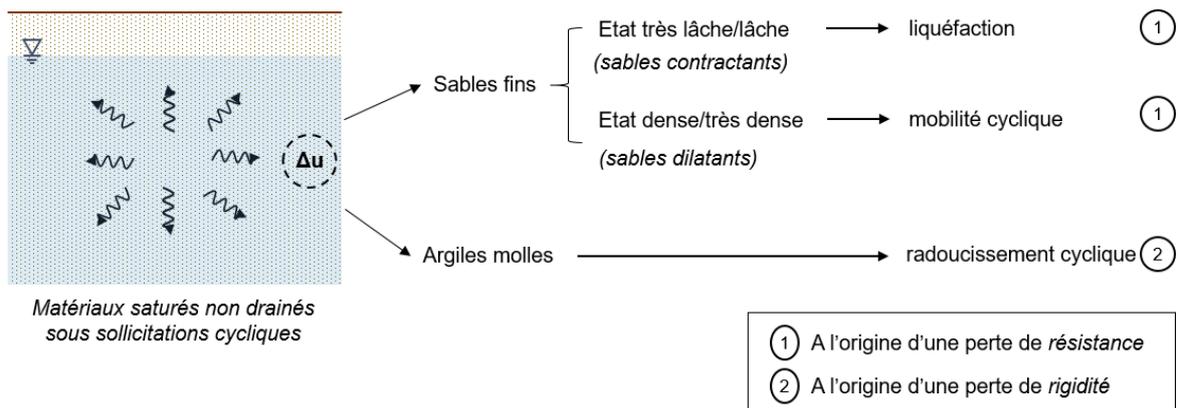
3. Quantification de l'aléa liquéfaction

3.1. Rappels phénoménologiques

La liquéfaction est une instabilité caractéristique des sables saturés contractants (matériaux pulvérulents à l'état très lâche à lâche) susceptibles de développer des surpressions interstitielles élevées sous l'effet de sollicitations cycliques en conditions non drainées. Ces surpressions sont à l'origine de la perte de résistance par diminution - voire annulation - de la contrainte effective dans le sol. Dans certaines conditions, ce phénomène peut également se dérouler sous chargement monotone, on parle alors de liquéfaction statique.

Le phénomène de liquéfaction est à distinguer de la "mobilité cyclique", également caractérisée par un comportement à volume constant ou pratiquement constant (matériaux saturés en conditions non drainées) et qui affecte les sables dilatants (matériaux pulvérulents à l'état moyennement dense à très dense). Pour ces derniers, la génération de surpressions interstitielles au cours de la sollicitation conduit à des pertes temporaires de résistance et à des déformations cycliques importantes, mais la tendance à la dilatance qui se produit au cours du cisaillement empêche une perte de résistance globale et des déformations permanentes importantes.

Les argiles molles sont pour leur part sujettes à un autre phénomène, le "radoucissement cyclique", à l'origine d'une perte de rigidité du fait de l'accumulation potentiellement importante de déformations irréversibles sous chargement cyclique.



La méthode de calcul semi-empirique simplifiée implémentée dans Slake ne permet en toute rigueur la quantification de l'aléa que dans le cadre strict du phénomène de liquéfaction tel que défini ci-après, en dehors des instabilités liées à la mobilité cyclique et au radoucissement cyclique.

3.2. Sensibilité des sols vis-à-vis de la liquéfaction

Les propriétés physiques des sols ont été les premières caractéristiques utilisées pour estimer leur susceptibilité à se liquéfier. Différents critères d'analyse de la sensibilité des sols à la liquéfaction ont été proposés, historiquement développés autour des limites de consistance, des propriétés granulométriques et de la teneur en eau, ou de combinaisons de ces propriétés.

Slake propose un assistant de vérification de la sensibilité à la liquéfaction conforme aux prescriptions normatives actuellement en vigueur de l'Eurocode 8 partie 5 (EC8-5). Cet assistant est indépendant de l'analyse quantitative de l'aléa, qui peut être examinée localement à partir de l'exploitation de sondages SPT et/ou CPT(u) selon différentes méthodes. En un point de mesure, et à partir de l'analyse des critères de l'Eurocode détaillés ci-après, l'assistant détermine "la nécessité de mener une analyse quantitative de l'aléa", ou bien au contraire "la possibilité d'écarter le risque de liquéfaction".

Cette vérification repose sur l'examen d'une condition principale concernant les hypothèses sismiques de projet, à laquelle s'ajoutent trois critères supplémentaires dérivés de résultats d'essais pratiqués en laboratoire et *in situ* : granulométrie, plasticité, résultats normalisés d'essais SPT. La vérification de la condition principale et, simultanément, d'au moins un des trois critères supplémentaires, permet de négliger le risque de liquéfaction au sens de l'EC8-5. Dans la négative, le risque de liquéfaction doit être analysé.

Condition principale : le coefficient d'accélération horizontale en surface ($\alpha \cdot S = \frac{a_{gp} \cdot \gamma_I \cdot S}{g}$) est inférieur strictement à 0,15	$\alpha \cdot S < 0,15$
Critère additionnel [1] : les sables contiennent de l'argile en proportion strictement supérieure à 20%, avec un indice de plasticité strictement supérieur à 10%	$C_2 > 20\%$ <u>et</u> $IP > 10\%$
Critère additionnel [2] : les sables contiennent des silts en proportion strictement supérieure à 35% et, simultanément le nombre de coups SPT, normalisé pour l'effet de surcharge due au terrain et du rapport d'énergie, $N_1(60)$ est strictement supérieure à 20	$C_{63} > 35\%$ <u>et</u> $N_1(60) > 20$
Critère additionnel [3] : les sables sont propres, avec la valeur du nombre de coups SPT, normalisé pour l'effet de surcharge due au terrain et du rapport d'énergie, $N_1(60)$ est strictement supérieure à 30	$C_{63} < 15\%$ <u>et</u> $N_1(60) > 30$

Nota : actuellement, l'usage des critères de sensibilité ne fait pas l'objet d'un consensus, en particulier en ce qui concerne les critères d'exclusion du risque. Néanmoins, les critères offrent un point d'entrée pratique, au moins qualitatif, d'analyse de la sensibilité du sol à la liquéfaction.

3.3. Procédure simplifiée "NCEER"

Slake est basé sur l'implémentation de la procédure d'analyse simplifiée formalisée par *Youd et Idriss* en 2001 à la suite des consensus obtenus lors des séminaires de travail sur la résistance des sols à la liquéfaction organisés par les instituts de recherche américains NCEER en 1996 et conjointement NCEER/NSF en 1998 (publication dans la revue JGGE de l'ASCE en avril 2001). Par simplification, cette méthodologie est désignée sous l'appellation de procédure "NCEER" dans la suite.

A la date (2021), la procédure "NCEER" est toujours considérée comme la référence internationale en matière de quantification de l'aléa liquéfaction des sols. Elle est la seule faisant l'objet d'un consensus. Les méthodes proposées par *Idriss et Boulanger* en particulier en sont des déclinaisons, mais ne font pas consensus.

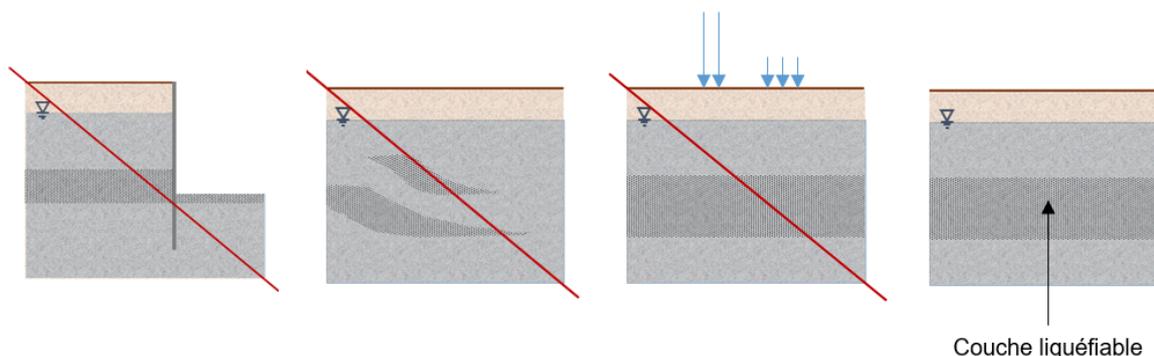
Remarque : dans sa version actuelle (v1.1), Slake propose une option de calcul complémentaire : **NCEER/CT45-AFPS(2020)**.

Celle-ci reprend les principes généraux de la procédure "NCEER" (détaillée dans les paragraphes suivants) en apportant de légères adaptations/modifications sur certains paramètres de calcul, clairement identifiés, conformément aux recommandations formulées dans les annexes du Cahier Technique n°45 "Evaluation du risque de liquéfaction des sols sous l'effet des séismes - Connaissances pratiques et applications aux projets géotechniques" (ouvrage à paraître au courant de l'année 2021) rédigé par le Sous Groupe de Travail "Liquéfaction" de l'Association Française de génie Parasismique (AFPS).

Lorsqu'applicables, ces modifications sont détaillées dans les paragraphes concernés. Partout où cela n'est pas expressément signalé, la méthode de calcul "NCEER/CT45-AFPS(2020)" reprend de façon stricte les hypothèses de calcul de la méthode "NCEER".

3.3.1. Domaine de validité

La procédure "NCEER" relève d'une approche déterministe, en contraintes totales, et considérant l'hypothèse de conditions de site en champ libre, c'est à dire en supposant la/les couche(s) liquéfiable(s) non contrainte(s) spatialement et susceptible(s) d'être librement mise(s) en mouvement (calcul unidimensionnel).



Elle a été développée empiriquement à partir de l'exploitation de données de terrain (essais *in situ* de différents types) et d'essais en laboratoire pratiqués sur des échantillons constitués de matériaux alluvionnaires siliceux (sables limoneux), d'âge Holocène, prélevés à faible profondeur et issus de sites majoritairement californiens, à topographie plane et horizontale (ou subhorizontale) ayant ou non liquéfié à la suite de séismes de magnitude de moment M_w égale à 7,5.

Les résultats de toute analyse conduite en dehors des hypothèses strictes du domaine de validité de la méthode "NCEER" doivent faire l'objet d'une analyse critique par le géotechnicien.

Ces considérations sont également valables lorsque l'option de calcul "NCEER/CT45-AFPS(2020)" est sélectionnée.

3.3.2. Principes de calcul

Pour un séisme de magnitude de moment quelconque, la méthode consiste à évaluer un coefficient de sécurité vis-à-vis de la liquéfaction FS défini comme le rapport entre la résistance normalisée au cisaillement cyclique $CRR_{Mw=7,5}$ (*Cyclic Resistance Ratio*) des terrains pour un séisme de référence de magnitude de moment égale à 7,5 d'une part, et la contrainte de cisaillement normalisée équivalente générée par le séisme CSR (*Cyclic Stress Ratio*) d'autre part, en tout point de la colonne de sol auscultée où l'on dispose de mesures.

Ce rapport est ensuite corrigé par le terme MSF (*Magnitude Scaling Factor*) qui permet de tenir compte de la magnitude réelle du séisme considéré, et par les effets éventuellement conjugués de la pression de confinement (K_σ) et de l'inclinaison des contraintes (K_α).

Le coefficient de sécurité vis-à-vis de l'aléa de liquéfaction des sols s'exprime alors de manière suivante :

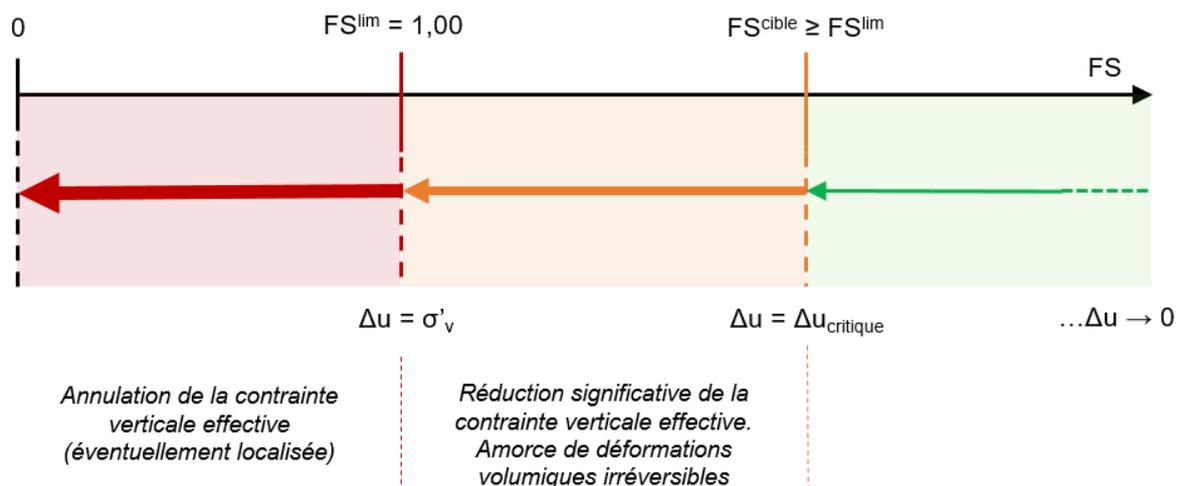
$$FS = \frac{CRR_{Mw=7,5}}{CSR} MSF \cdot (K_\sigma \cdot K_\alpha) \quad (1)$$

Théoriquement, il y a liquéfaction lorsque le facteur de sécurité FS est inférieur à l'unité (annulation locale de la contrainte verticale effective). L'accumulation de déformations volumiques irréversibles liées à une réduction significative de la contrainte verticale effective peut néanmoins se développer du fait de surpression interstitielles élevées pour des points de calcul présentant des facteurs de sécurité supérieurs à l'unité.

Dans Slake, le seuil du domaine de stabilité est ainsi délimité par le facteur de sécurité limite FS^{lim} , tandis que le plancher du domaine de sécurité est délimité par le facteur de sécurité cible FS^{cible} ou FS^c renseigné directement par l'utilisateur vis-à-vis d'un niveau de sécurité minimum prédéfini.

A titre indicatif, l'Eurocode 8 fixe actuellement le seuil de sécurité minimum à 1,25, valeur associée au développement de surpressions interstitielles de l'ordre de 60% de la contrainte verticale effective. Ce seuil peut être augmenté en fonction de la nature et de la sensibilité des ouvrages étudiés, étant implicitement entendu qu'au delà de celui-ci les déformations sismo-induites post-liquéfaction sont négligeables et donc acceptables par la structure portée.

- $FS < FS^{lim} = 1,00$: liquéfaction (annulation totale de la contrainte verticale effective, perte locale de résistance) ;
- $FS^{lim} \leq FS < FS^{cible}$: accumulation de déformations irréversibles non négligeables (perte de rigidité) vis-à-vis d'un niveau de sécurité prédéfini .



Slake présente les résultats de calcul des facteurs de sécurité uniquement aux points où la double condition suivante est vérifiée :

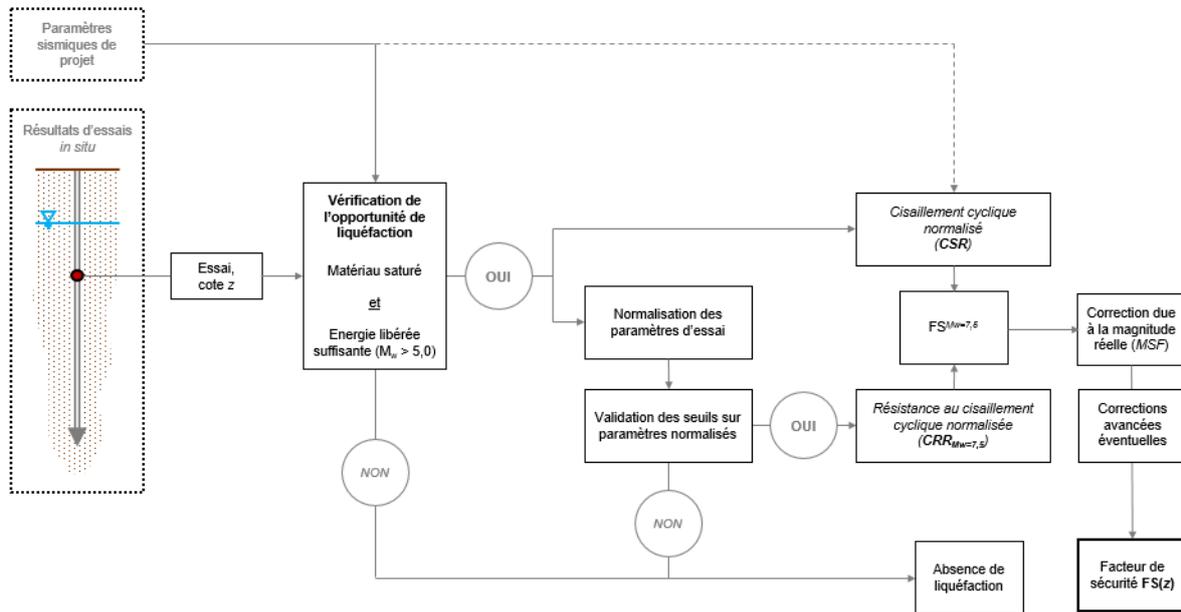
- Le point de calcul qui correspond au point d'essai est situé sous le niveau de la nappe de projet : $z(i) \leq z_{w,p}(i)$;
- La mesure normalisée au point de l'essai (en fonction du type de ce dernier) ne dépasse pas les valeurs seuils au-delà desquels il est conventionnellement admis que les matériaux testés sont trop denses pour être liquéfiables :
 - Cas des sondages SPT : $(N_1)_{60CS} < 30$;
 - Cas des sondages CPT(u) : $(q_{e1N})_{CS} < 160$.

Dans le cas des analyses CTP(u), un critère supplémentaire s'applique sur la base de l'indice de comportement I_c . Les sols dont l'indice de comportement est supérieur ou égal à une valeur seuil $I_c^{cut-off}$ sont considérés trop fins et/ou plastiques pour se liquéfier :

- $I_c \leq I_c^{cut-off}$

Usuellement, $I_c^{cut-off}$ est fixé à 2,6. Il est toutefois possible de changer la valeur de seuil sur l'indice de comportement dans Slake. Il convient alors de calibrer le seuil à partir d'essais cycliques en laboratoire. La modification de ce seuil est fortement déconseillée.

Le processus de détermination des facteurs de sécurité vis-à-vis de la liquéfaction est synthétisé dans le logigramme suivant.



3.3.3. Contrainte de cisaillement cyclique équivalente normalisée

La contrainte de cisaillement cyclique induite par le séisme τ_e normalisée par la contrainte verticale effective est évaluée à partir de l'équation suivante (Seed & Idriss, 1971) :

$$CSR = \frac{\tau_e}{\sigma'_{vp}} = 0,65 \frac{a_{max}}{g} \frac{\sigma_{vp}}{\sigma'_{vp}} r_d \quad (2)$$

Le coefficient r_d est un coefficient de réduction des contraintes en fonction de la profondeur découlant de la souplesse des sols ; il est défini dans Slake selon la formulation de Blake (1996) :

$$r_d = \frac{(1 - 0.4113z^{0,5} + 0.04052z + 0.001753z^{1,5})}{(1 - 0.4177z^{0,5} + 0.05729z - 0.006205z^{1,5} + 0.00121z^2)} \quad (3)$$

Où z est la profondeur. Cette formulation du terme r_d n'est rigoureusement valable que jusqu'à 15 m de profondeur, et n'est plus applicable au-delà de 20 m. Il est implicitement admis dans Slake que l'utilisateur renseigne des résultats d'essais *in situ* jusqu'à des profondeurs jugées compatibles avec le développement et la propagation en surface des effets de la liquéfaction. L'attention est attirée sur le fait que le facteur r_d n'est en conséquence pas borné et est extrapolé à toute profondeur suivant cette formulation par le logiciel.

3.3.4. Résistance au cisaillement cyclique normalisée

Le terme $CRR_{Mw=7,5}$ (Cyclic Resistance Ratio), soit la résistance au cisaillement cyclique normalisée offerte par les sols auscultés, est estimé par post-traitement des résultats d'essais *in situ* de type SPT et/ou CPT(u). La définition du terme $CRR_{Mw=7,5}$ est détaillée dans les paragraphes relatifs à l'exploitation de chaque famille d'essais.

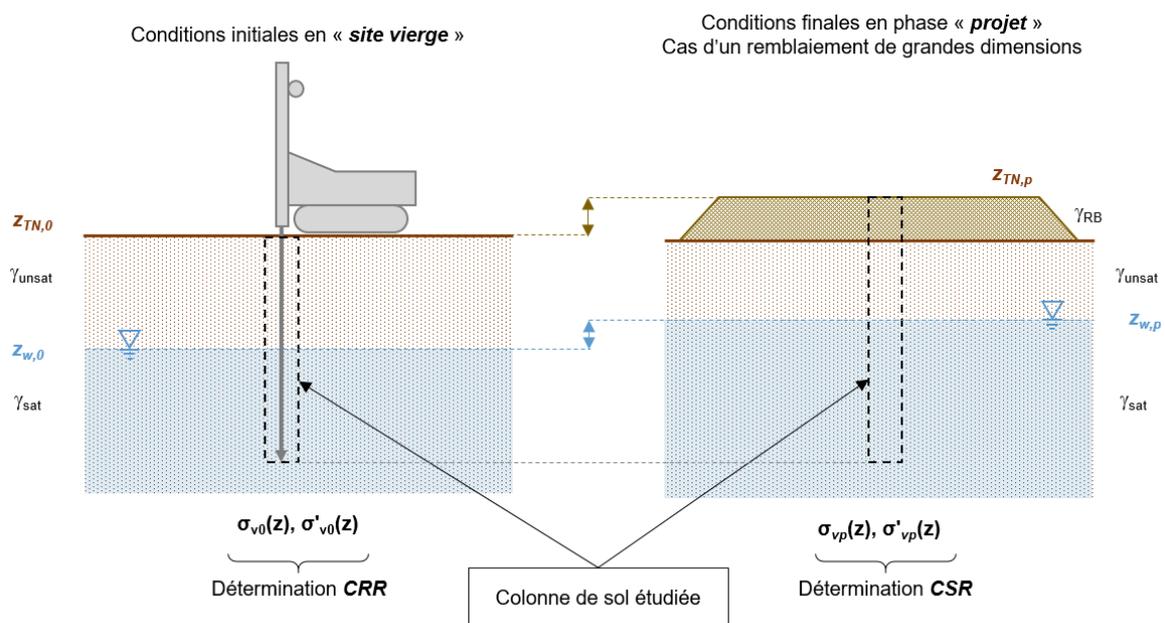
3.4. Hypothèses générales de calcul

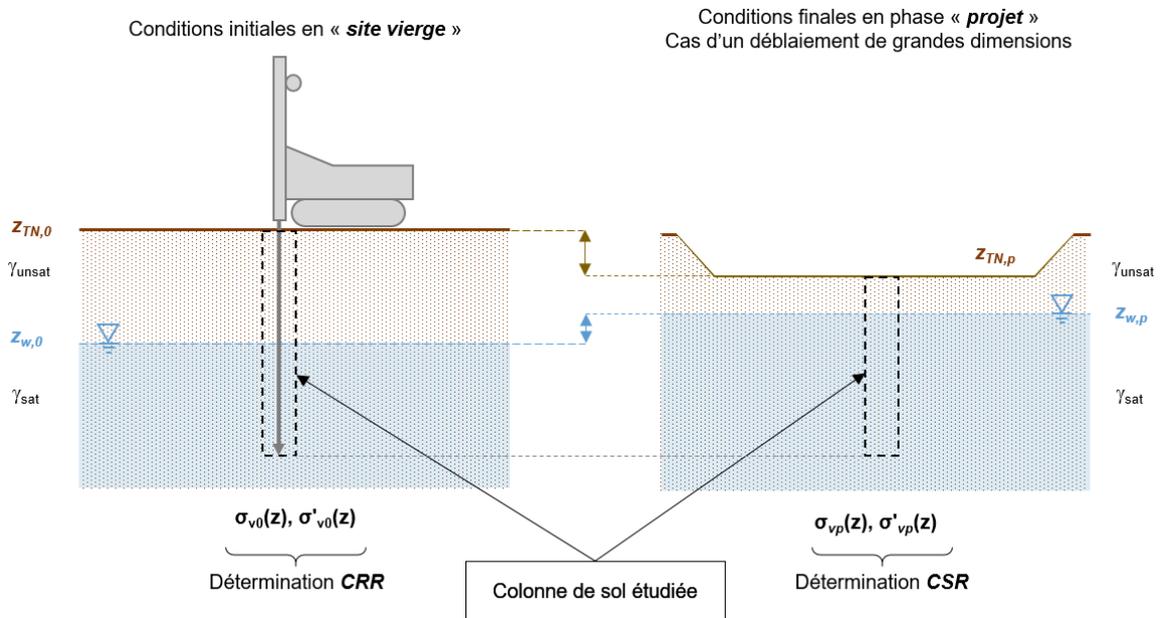
3.4.1. Etats de contraintes dans le sol

Les analyses de liquéfaction sont conduites en définissant deux modèles géotechniques multicouches distincts permettant de distinguer le calcul des états de contraintes relatifs au terme de résistance cyclique (*CRR*) et à celui de l'action sismique (*CSR*). Le premier est représentatif du contexte régnant au moment de la réalisation des sondages, tandis que le second doit être représentatif des conditions projetées en phase d'exploitation et concomitantes aux actions sismiques étudiées.

Ces modèles tiennent compte :

- De l'évolution éventuelle des conditions topographiques du site après réalisation des sondages : remblaiement ou décaissement du site en phase d'exploitation sur une emprise de grandes dimensions par rapport aux conditions préexistantes sur « site vierge ». A noter que ces variations dans la physionomie globale du site sont à distinguer des surcharges ponctuelles apportées par les ouvrages et qui ne doivent elles pas être prises en compte dans le cas d'analyses en champ libre ;
- Des variations des niveaux de nappes entre les mesures piézométriques sur « site vierge » au moment de la réalisation des essais *in situ* et les niveaux d'eau de projet concomitantes aux actions sismiques.





Indices « 0 » relatifs à la situation initiale (au cours de la réalisation du sondage CPT(u) / SPT)

Indices « p » relatifs à la situation de projet (configuration concomitante au séisme de calcul)

γ_{unsat} : poids volumique du sol non saturé / γ_{sat} : poids volumique du sol saturé

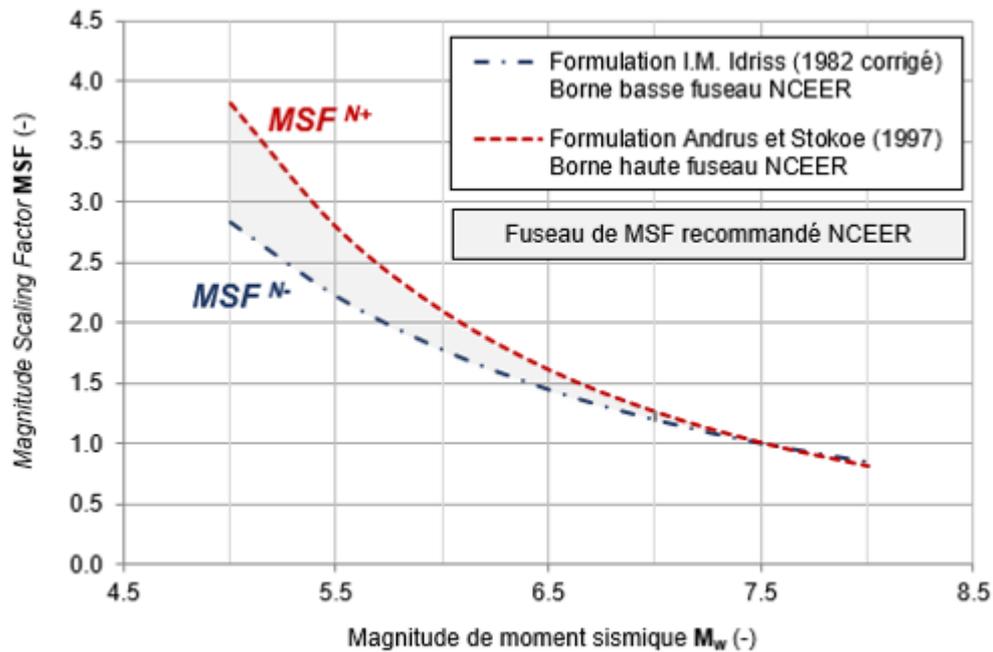
3.4.2. Prise en compte des magnitudes sismiques réelles

La procédure "NCEER" préconise un fuseau pour l'estimation du facteur correcteur MSF en fonction des magnitudes de moment sismique M_w . Ces dernières sont à distinguer des magnitudes d'ondes de surface (M_s). A titre indicatif, nous indiquons ci-après la transformation d'une mesure de magnitude à l'autre qui peut être opérée suivant les relations bilinéaires de *Scordilis* (2006), valables pour des séismes peu profonds (moins de 70 km). Cette transformation est utilisée dans l'assistant de définition du couple ($PGA; M_w$) dans SLAKE, étant alors entendu que la magnitude conventionnelle M indiquée dans l'Eurocode 8 correspond à la magnitude des ondes de surface M_s .

$3,0 \leq M_s \leq 6,1$	$6,2 \leq M_s \leq 8,2$
$M_w = 0,67(\pm 0,005)M_s + 2,07(\pm 0,03)$	$M_w = 0,99(\pm 0,02)M_s + 0,08(\pm 0,13)$

Il est couramment admis qu'en deçà d'une magnitude de moment M_w de 5,0 l'énergie libérée par les ondes sismiques n'est pas suffisante pour amorcer le phénomène de liquéfaction (absence de contre-exemples référencés à la date, 2019). A noter que Slake détermine des valeurs de MSF par extrapolation au-delà des bornes définies par la procédure "NCEER" ($M_w < 5,0$ et $M_w > 8,0$).

Le fuseau de MSF recommandé par la procédure "NCEER" ainsi que les équations des bornes basse (MSF^{N-}) et haute (MSF^{N+}) sont indiquées ci-après.



Borne basse du fuseau "NCEER"	Borne haute du fuseau "NCEER"
$MSF^{N-} = 10^{2,24} / M_w^{2,56}$ (Idriss corrigé 1982)	$MSF^{N+} = (M_w / 7,5)^{-3,3}$ (Andrus et Stokoe 1997)

Remarque 1 : Slake propose une option intermédiaire pour la détermination du facteur MSF correspondant directement à la moyenne arithmétique, pour une magnitude de moment sismique donnée, entre les valeurs associées aux bornes basse et haute du fuseau recommandé :

$$MSF^{(N,moy)} = moyenne[MSF^{(N-)}; MSF^{(N+)}]$$

Remarque 2 : il est également possible d'introduire manuellement dans Slake une valeur quelconque de MSF par la sélection "valeur libre". Il est ici toutefois rappelé que les paramètres MSF et r_d sont en toute rigueur liés ; il n'est donc pas recommandé d'introduire des facteurs correcteurs MSF situés en dehors du fuseau proposé dans le cadre d'analyses conduites strictement selon la procédure "NCEER" ou "NCEER/CT45-AFPS(2020)".

3.4.3. Corrections complémentaires

L'équation (1) fait intervenir deux facteurs correcteurs complémentaires K_σ et K_α qui sortent du cadre de la procédure simplifiée "NCEER".

3.4.3.1. Facteur K_σ

Les essais de chargement cyclique au laboratoire montrent que la résistance à la liquéfaction augmente avec la contrainte effective de confinement, mais non linéairement (la résistance normalisée CRR diminue lorsque la contrainte effective de confinement augmente). Pour pouvoir extrapoler la résistance normalisée CRR (établie par la méthode simplifiée pour une contrainte verticale de 100 kPa) à des couches où les contraintes effectives sont supérieures à 100 kPa en tenant compte de cette non linéarité, Seed (1983) a introduit un facteur correctif K_σ . Les valeurs de K_σ ont été établies à partir d'essais triaxiaux cycliques sur des sables propres à diverses densités relatives et consolidés sous des contraintes comprises entre 100kPa et 600 kPa.

Le recours à ce facteur correctif peut s'avérer justifié dans des formations sableuses potentiellement liquéfiables situées à grande profondeur, ou dans le cas d'une nappe profonde.

Dans l'article de 2001, la formulation de *Hynes et Olsen* (1999) définit le paramètre K_σ comme la contrainte verticale effective σ'_{v0} normalisée par la pression atmosphérique P_a (soit environ 100 kPa) puis élevée à un exposant f dépendant théoriquement des conditions de site : densité relative, âge des dépôts, niveau de surconsolidation.

$$K_\sigma = \left(\frac{\sigma'_{v0}}{P_a}\right)^{[f(D_r)-1]} \quad (4)$$

Pratiquement, la définition de l'exposant f est réduite à une corrélation basée sur la densité relative D_r . Les valeurs adoptées pour $f(D_r)$ sont récapitulés dans le tableau ci-après.

Condition sur la densité relative D_r des matériaux pulvérulents	Exposant $f(D_r)$
$D_r < 40\%$	0,8
$40\% \leq D_r < 80\%$	variation linéaire entre 0,8 et 0,6
$D_r > 80\%$	0,6

Précaution d'usage : la densité relative n'est une notion pertinente que pour des matériaux pulvérulents, dont la teneur en fines¹ est en toute rigueur inférieure à 15%. Pour pallier cette définition problématique car non indépendante de la nature des sols, par défaut Slake ne tient pas compte du facteur correcteur K_σ (i.e. $K_\sigma = 1, 0$). L'utilisateur a néanmoins la possibilité d'imposer s'il le souhaite le calcul de ce terme correcteur en activant l'option dans les paramètres avancés de calcul. Le cas échéant, le calcul de K_σ est systématiquement plafonné à une valeur unitaire :

$$K_\sigma \leq K_\sigma^{lim} = 1, 0 \quad (5)$$

¹En toute rigueur, la fraction fine (FC) employée pour l'établissement de ces corrélations doit être conforme aux USCS, et correspond donc au pourcentage de passant en poids au tamis de 75 μm . Ce tamis n'est pas utilisé dans la normalisation française des analyses granulométriques (dans l'ancienne norme NF P 94-056, la fraction fine est définie par le pourcentage de passant en poids au tamis de 80 μm ; dans la nouvelle norme NF P 94-512-4 elle est définie par le passant à 63 μm). Il importe donc que la définition de FC retenue soit compatible avec l'application stricte de la procédure NCEER-SPT, soit un passant à 75 μm , ou à défaut 80 μm .

3.4.3.1.1. K_σ pour NCEER-SPT

Lors d'une analyse NCEER-SPT, l'utilisateur peut choisir d'imposer le calcul du facteur correcteur K_σ en activant l'interrupteur dédié dans les paramètres avancés de calcul. Le cas échéant, il convient de renseigner les éléments suivants :

- La valeur seuil de la teneur en fines FC^{lim} en-deçà de laquelle peut être estimée une valeur de densité relative (par défaut, $FC^{lim} = 15\%$) ;
- La ou les couches au droit desquelles le calcul de K_σ est imposé par l'utilisateur.

Au droit des points de calcul contenus dans l'intervalle (ou les intervalles) défini(s) par la(les) couche(s) stratigraphique(s) sélectionné(es) où la condition sur la fraction fine est vérifiée ($FC \leq FC^{lim}$), la densité relative est estimée d'après la corrélation de *Skempton* (1986) :

$$D_r = \sqrt{\frac{(N_1)_{60}}{60}} \quad (6)$$

Aux points de calcul où $FC > FC^{lim}$ aucune densité relative n'est calculée et le facteur K_σ est automatiquement pris égal à $K_\sigma = 1,0$.

Le facteur correcteur K_σ est ensuite calculé à partir de l'équation (4).

Remarque importante : la corrélation de *Skempton* a été établie pour des sables quartzeux moyens à grossiers, propres, de densités relatives comprises entre 0.35 et 0.85, sous des contraintes comprises entre 50 kPa et 250 kPa. En dehors du domaine de validité de cette corrélation, et de manière générale, l'utilisateur est invité à contrôler les résultats de calcul. Dans les tableaux de résultat, Slake surligne les résultats de calcul où la densité relative estimée par corrélation se situe en dehors de la fourchette $0,35 \leq D_r \leq 0,85$.

Cas de l'option de calcul "NCEER/CT45-AFPS(2020)"

Lorsque cette option de calcul est privilégiée, la définition de K_σ dans le cadre d'analyses basées sur l'exploitation d'essais SPT demeure une option de calcul "avancée" à paramétrer manuellement.

Toutefois, les conditions de calcul divergent par les points suivants :

- La valeur par défaut du seuil de la teneur en fines FC^{lim} en deçà duquel est opéré le calcul de K_σ est arbitrairement réhaussée à 100% (bien qu'elle soit modifiable par l'utilisateur), avec pour effet de "forcer *a priori*" le calcul en tout point de mesure d'une couche où l'option a été sélectionnée ;
- La borne supérieure de K_σ (K_σ^{lim} , équation (5)) n'est plus bloquée à l'unité mais est à renseigner par l'utilisateur ; par défaut sa valeur est prise égale à $K_\sigma^{lim} = 1,1$;
- La valeur de l'exposant f n'est plus directement calculée par corrélation avec la densité relative D_r , et est considérée constante y compris en cas de multicouche. Elle doit être renseignée par l'utilisateur. Par défaut, l'exposant f est pris égal à 0,7 (approche conservatrice) ;
- Au droit des points de calcul contenus dans l'intervalle (ou les intervalles) défini(s) par la(les) couche(s) stratigraphique(s) sélectionné(es) où la condition sur la fraction fine est vérifiée ($FC \leq FC^{lim}$), l'équation (4) est remplacée par l'expression suivante :

$$K_\sigma = \min[K_\sigma^{lim}; (\frac{\sigma'_{v0}}{P_a})^{f-1}] \quad (7)$$

Cette approche vise à *simplifier forfaitairement* le calcul du paramètre K_σ sans conditions sur la densité relative D_r des sols.

3.4.3.1.2. K_σ pour NCEER-CPT

Lors d'une analyse NCEER-CPT, l'utilisateur peut choisir d'imposer le calcul du facteur correcteur K_σ en activant l'interrupteur dédié dans les paramètres avancés de calcul. Le cas échéant, il convient de renseigner les éléments suivants :

- La valeur seuil de l'indice de comportement de sol I_c^{lim} en-dessous de laquelle le sol testé est réputé pulvérulent et où peut donc être estimée une valeur de densité relative (par défaut, $I_c^{lim} = 1,64$) ;
- La ou les couches au droit desquelles le calcul de K_σ est imposé par l'utilisateur.

Au droit des points de calcul contenus dans l'intervalle (ou les intervalles) défini(s) par la(les) couche(s) stratigraphique(s) sélectionné(es) où la condition sur l'indice de comportement est vérifiée ($I_c \leq I_c^{lim}$), la densité relative est estimée d'après la corrélation de *Baldi* (1986) :

$$D_r = \frac{1}{2,41} \ln \left[\frac{q_c}{157(\sigma'_{v0})^{0,55}} \right] \quad (8)$$

Aux points de calcul où $I_c > I_c^{lim}$ aucune densité relative n'est calculée et le facteur K_σ est automatiquement pris égal à $K_\sigma = 1,0$.

Le facteur correcteur K_σ est ensuite calculé à partir de l'équation (4).

Remarque importante : la corrélation de *Baldi* n'est rigoureusement applicable que dans le cas de sables propres siliceux fins à moyens, homogènes et non cimentés, normalement consolidés et moyennement compressibles. En outre cette relation n'est pas valable à faible profondeur de pénétration : le calcul de D_r dans Slake n'est de ce fait forfaitairement réalisé qu'au delà de 3,0 m de profondeur. En dehors du domaine de validité de cette corrélation, et de manière générale, l'utilisateur est invité à contrôler les résultats de calcul. Dans les tableaux de résultat, Slake surligne les résultats de calcul où la densité relative estimée par corrélation se situe en dehors de la fourchette $0,40 \leq D_r \leq 0,80$.

Cas de l'option de calcul "NCEER/CT45-AFPS(2020)"

Lorsque cette option de calcul est privilégiée, la définition de K_σ dans le cadre d'analyses basées sur l'exploitation d'essais CPT(u) demeure une option de calcul "avancée" à paramétrer manuellement. Toutefois, les conditions de calcul divergent par les points suivants :

- La valeur par défaut du seuil de la teneur en fines I_c^{lim} en deçà duquel est opéré le calcul de K_σ est arbitrairement réhaussée à 2,6 (bien qu'elle soit modifiable par l'utilisateur), avec pour effet de "forcer a priori" le calcul en tout point de mesure d'une couche où l'option a été sélectionnée ;
- La borne supérieure de K_σ (K_σ^{lim} , équation (5)) n'est plus bloquée à l'unité mais est à renseigner par l'utilisateur ; par défaut sa valeur est prise égale à $K_\sigma^{lim} = 1,1$;
- La valeur de l'exposant f n'est plus directement calculée par corrélation avec la densité relative D_r , et est considérée constante y compris en cas de multicouche. Elle doit être renseignée par l'utilisateur. Par défaut, l'exposant f est pris égal à 0,7 (approche conservatrice).
- Au droit des points de calcul contenus dans l'intervalle (ou les intervalles) défini(s) par la(les) couche(s) stratigraphique(s) sélectionné(es) où la condition sur l'indice de comportement est vérifiée ($I_c \leq I_c^{lim}$), l'équation (4) est remplacée par l'équation (7).

Cette approche vise à *simplifier forfaitairement* le calcul du paramètre K_σ sans avoir à recourir à des corrélations sur la densité relative D_r des sols.

3.4.3.2. Facteur K_α

Théoriquement, le développement de contraintes de cisaillement statiques τ_{st} dans un massif de sol en pente influence sa capacité à résister à la liquéfaction. Cette influence - positive ou négative - dépend notamment de la nature, de la densité et de l'état de confinement des sols. Certains auteurs proposent de la traduire au moyen d'un facteur correcteur spécifique, K_α , sans que ce dernier ne fasse à la date (2021) l'objet d'un consensus.

Slake ne permet pas actuellement la prise compte du facteur correcteur K_α dans le cadre de la conduite d'analyses courantes de liquéfaction ($K_\alpha = 1,0$).

3.5. Evaluation de la résistance au cisaillement cyclique normalisée

3.5.1. Exploitation à partir d'essais au carottier battu (SPT)

3.5.1.1. Principe de l'essai SPT

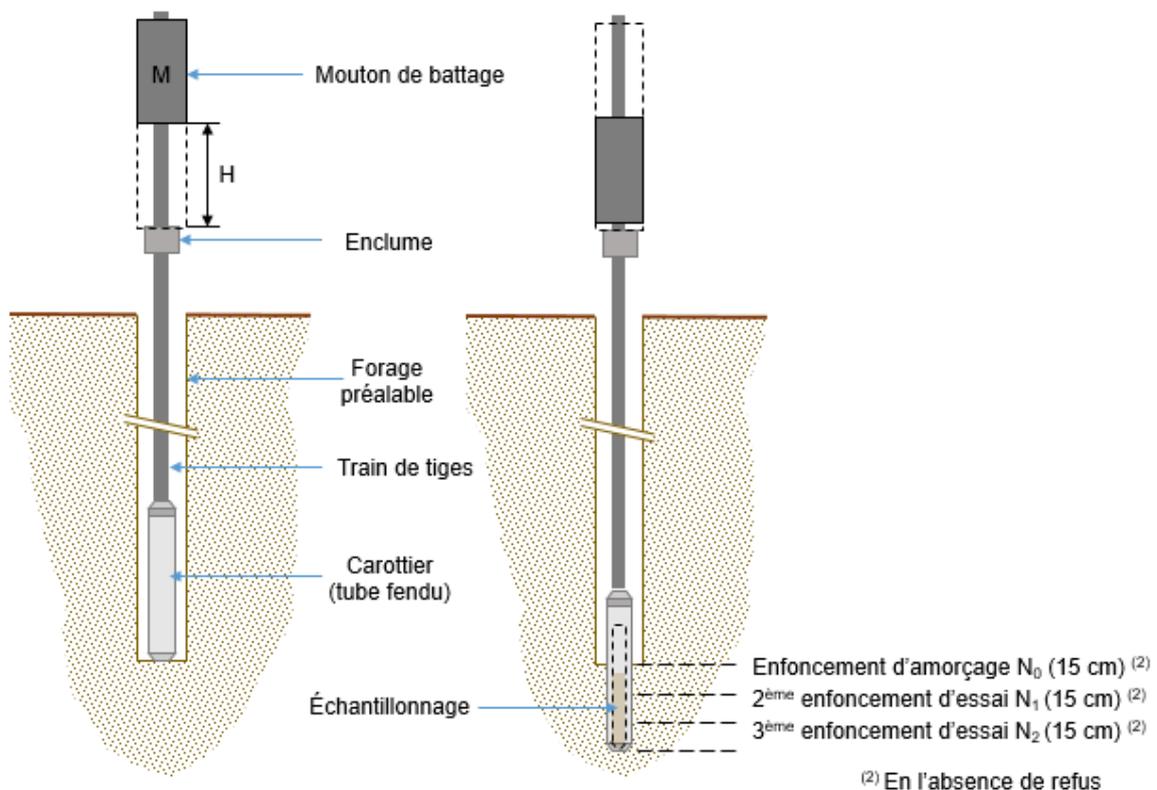
L'essai SPT (*Standard Penetration Test*) est un essai in situ de pénétration dynamique normalisé permettant en outre la récupération d'échantillons remaniés. Il est encadré par la norme américaine ASTM-D-1586-11, partiellement reprise dans la norme d'application française NF EN ISO 22476-3.

Dans un forage réalisé au préalable, l'essai consiste à enfoncer un carottier suivant un dispositif de battage normalisé et à comptabiliser par étapes successives le nombre de coups nécessaires à un enfoncement spécifique de ce dernier dans le sol. Conventionnellement, et en l'absence de refus, la "résistance SPT" correspond au nombre de coups nécessaires à l'enfoncement de 15 cm des deuxième (N_1) et troisième (N_2) incréments de battage après un premier enfoncement d'amorçage (N_0) de 15 cm :

$$N_{SPT} = N_1 + N_2 \quad (9)$$

Idéalement, l'énergie effectivement délivrée au train de tiges par le dispositif de battage est mesurée avec un analyseur, par l'intermédiaire d'un élément de tige instrumenté.

Dans le cadre des analyses de liquéfaction, l'échantillon remanié prélevé à chaque essai fait l'objet d'analyses granulométriques par tamisage (NF P 94-056), ou tout au moins de la mesure du passant au tamis de 80 μm .



3.5.1.2. Paramètres d'entrée - SPT

La conduite d'analyses de liquéfaction à partir de l'exploitation d'essais SPT nécessite de renseigner les paramètres suivants.

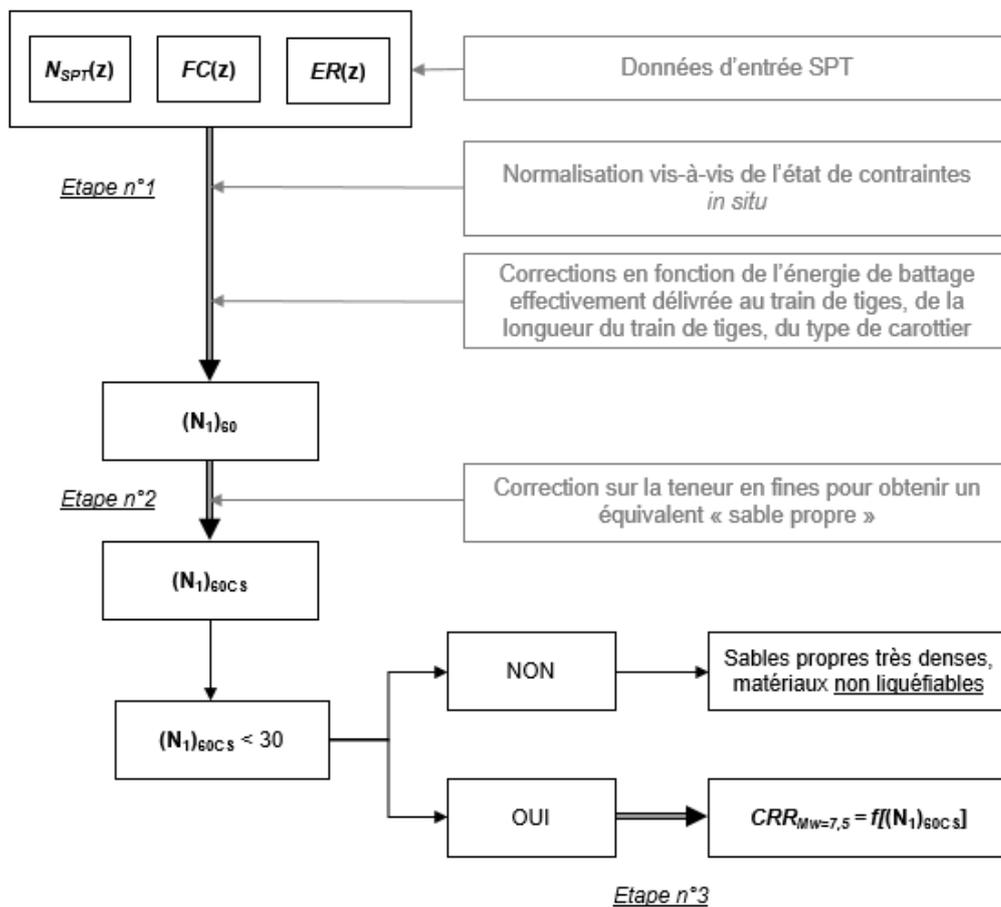
Paramètre	Définition	Renseignement
$z_{TN,0}$	Cote du terrain naturel \equiv cote du sondage	Général
$z_{nappe,0}$	Niveau piézométrique moyen au moment de la réalisation de l'essai (de préférence mesuré dans un sondage piézométrique à proximité immédiate du sondage SPT)	Général
z	Profondeur de l'essai	En tout point de mesure
N_{SPT}	Comptage de coups SPT : $N_{SPT} = N_1 + N_2$	En tout point de mesure
FC	Fraction fine du matériau testé : pourcentage de passant (en poids) au tamis de 80 μm ¹	En tout point de mesure
ER	Rapport d'énergie de battage	En tout point de mesure
DF	Diamètre de forage	Général
DB	Dispositif de battage (à renseigner en cas d'absence de mesures directes d'énergie de battage ER)	Général
ME	Méthode d'échantillonnage ²	Général

¹ En toute rigueur, la fraction fine (FC) renseignée pour l'implémentation de la méthode "NCEER" est conforme aux prescriptions des ASTM, et correspond donc au pourcentage de passant en poids au tamis de 75 μm . Ce tamis n'est pas utilisé dans la normalisation française des analyses granulométriques (NF P 94-056), le tamis le plus proche est le tamis de 80 μm .

² La méthode d'échantillonnage dépend du type de carottier utilisé : carottiers tronconiques (diamètre intérieur variable 35 à 38 mm), carottiers cylindriques (diamètre intérieur constant de 35 ou 38 mm) qui peuvent être équipés ou non de gaines d'échantillonnage.

3.5.1.3. Formulation de $CRR_{Mw=7,5}$ à partir de l'exploitation d'essais SPT

Le terme de résistance au cisaillement cyclique normalisé est calculé de manière séquentielle. Le processus est schématisé dans le logigramme ci-après.



3.5.1.3.1. Etape n°1 : Normalisation du nombre de coups N_{SPT}

Le critère d'évaluation de la résistance au cisaillement cyclique par le biais d'analyses basées sur l'exploitation d'essais *SPT* repose sur une normalisation du nombre de coups N_{SPT} :

$$(N_1)_{60} = N_{SPT} \cdot C_N \cdot C_E \cdot (C_B \cdot C_R \cdot C_S) \quad (10)$$

La nature et le détail des corrections apportées sont précisés dans le tableau suivant.

Facteur correcteur	Paramètre	Type ⁰	Expression de la co
C_N	Contrainte de confinement ¹	Automatique	$C_N = \sqrt{\frac{P_a}{\sigma'_{v0}}}$ (Liao et Whitman)
C_E	Rapport d'énergie ²	Automatique/Manuel ²	Si ER renseigné directement Donut Hammer Safety Hammer Automatic – trip Donut – type H
C_B	Diamètre de forage	Manuel	65 – 115 mm C_B 150 mm C_B 200 mm C_B
C_R	Longueur du train de tiges ³	Automatique	< 3m $C_R =$ 3 – 4m $C_R =$ 4 – 6m $C_R =$ 6 – 10m $C_R =$ 10 – 30m $C_R =$
C_S	Méthode d'échantillonnage ⁴	Manuel	Standard sampler Sampler without liner

⁰ Pour la définition du "type" de correction, "Automatique" indique qu'elle est directement appliquée par le logiciel, "Manuel" indique que la correction dépend de paramètres d'entrée spécifiques à renseigner par l'utilisateur.

¹ La normalisation du nombre de coups SPT par rapport au niveau de contrainte est calculé suivant la formulation de Liao et Whitman (1986). Ce terme correctif est automatiquement plafonné à $C_N \leq C_N^{lim} = 1, 7$. Cette correction s'applique aux états de contrainte régnant dans le massif étudié au moment de la réalisation des essais ; ils sont normalisés par une pression de référence prise égale à la pression atmosphérique P_a (~100 kPa).

² L'énergie de battage est exprimée en termes de rapport d'énergie ER entre l'énergie effectivement transmise au train de tige (mesurée avec un analyseur, $E_{mesurée}$) et l'énergie potentielle maximum théorique ($E_{th} = \rho gh$), soit $ER = E_{mesurée} / E_{th}$. Ce rapport doit naturellement être positif et inférieur à 100% ; il dépend à la fois du type de système mouton/enclume et du dispositif de libération du mouton. Le rapport d'énergie ER est ramené, via le facteur C_E , à une valeur de référence de 60%, qui représente en première approximation la valeur d'énergie restituée dans la pratique américaine :

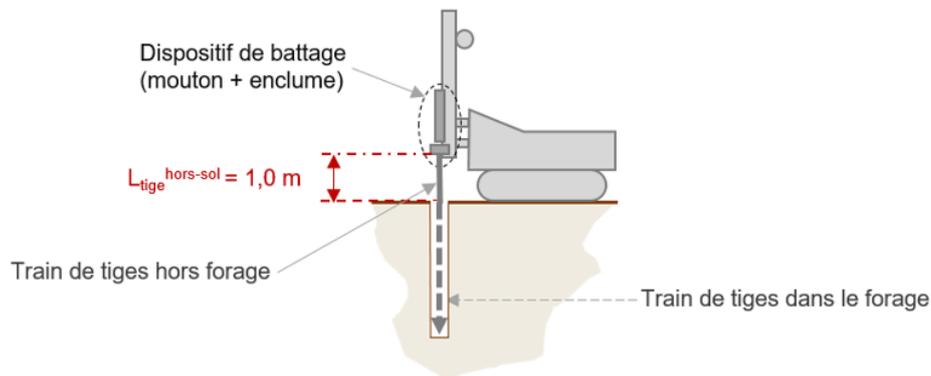
$$C_E = ER/60 \quad (11)$$

Dans le cas où l'énergie restituée n'est pas directement mesurée avec un analyseur, c'est à dire lorsque le rapport ER ne constitue pas une donnée d'entrée directe dans le logiciel, des valeurs moyennes de C_E sont proposées en fonction du dispositif de battage employé lors de la réalisation des essais (Robertson et Wride, 1998). A noter que si les rapports d'énergie ER sont renseignés en même temps que le dispositif de battage, Slake priorise la mesure directe.

³ La longueur totale du train de tiges doit en toute rigueur tenir compte de la profondeur de l'essai augmentée de la partie hors sol jusqu'à l'enclume du dispositif de battage :

$$L_{tot} = L_{essai} + L_{tiges}^{hors-sol} \quad (12)$$

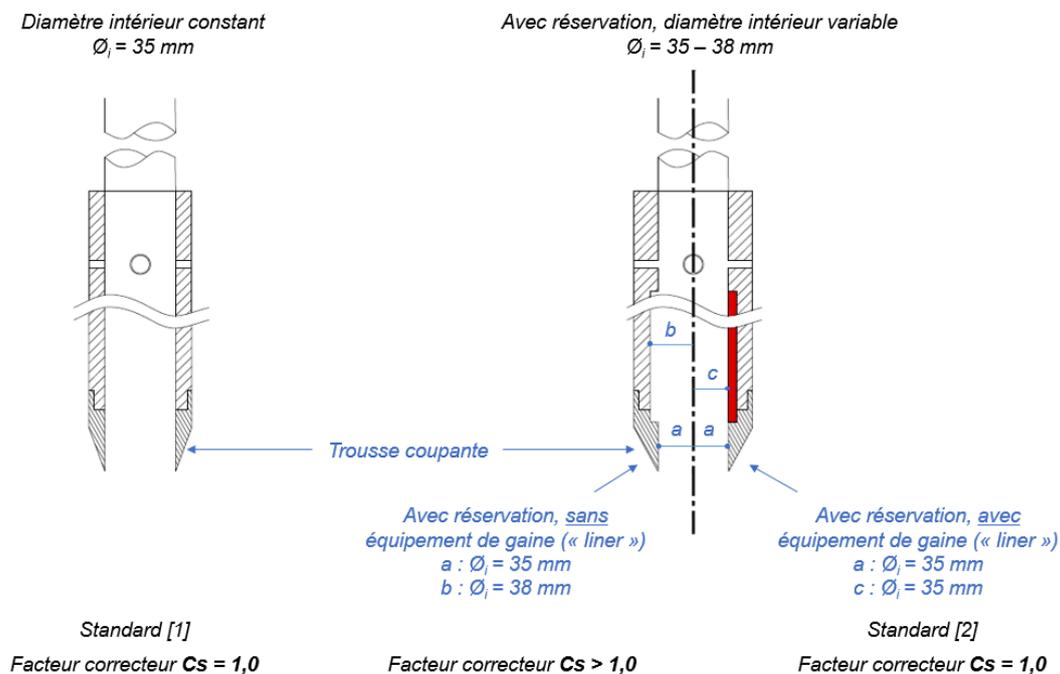
La longueur du train de tiges hors sol est variable (elle dépend des dimensions de tiges de forage). Slake considère forfaitairement une longueur métrique hors sol : $L_{tige}^{hors-sol} = 1,0m$; celle-ci peut toutefois être ajustée dans les options avancées.



En l'absence de données précises à ce sujet, il est recommandé de négliger cette surlongueur du train de tiges et ne considérer que la profondeur de l'essai (hypothèse conservatrice). A noter qu'en toute rigueur, la profondeur de l'essai devrait être augmentée de 15 cm pour tenir compte de l'enfoncement d'amorçage.

⁴ Le recours à des carottiers tronconiques (diamètre intérieur variable de 35 à 38 mm) ou à des carottiers cylindriques avec réservations pour une gaine ("liner"), mais utilisés sans gaine, entraîne une diminution sensible du nombre de coups N_{SPT} (+10/+30%). En cas de recours à l'une ou l'autre de ces méthodes d'échantillonnage, Slake applique forfaitairement une correction de +20% sur le nombre de coups SPT. A contrario, aucune correction n'est appliquée pour un échantillonnage réalisé avec carottiers cylindriques sans réservations (diamètre intérieur constant de 35 mm), ou avec réservations mais équipés de gaines.

Dispositif d'échantillonnage : types de carottiers



Cas de l'option de calcul "NCEER/CT45-AFPS(2020)"

Lorsque cette option de calcul est privilégiée, la détermination des facteurs correcteurs C_N , C_R et C_S est modifiée comme suit :

Facteur correcteur	Paramètre	Type ⁰	Expression de la correction
C_N	Contrainte de confinement ¹	Automatique	$\sigma'_{v0} \leq 200 \text{ kPa} \Rightarrow C_N = \sqrt{\frac{P_a}{\sigma'_{v0}}}$ (Liao et Whi $\sigma'_{v0} > 200 \text{ kPa} \Rightarrow C_N = \frac{2,2}{1,2 + \frac{\sigma'_{v0}}{P_a}}$ (Kayen
C_R	Longueur du train de tiges ²	Automatique	$L \leq 4 \text{ m} \Rightarrow C_R = 0,5$ $4 \text{ m} < L \leq 6 \text{ m} \Rightarrow C_R = 0,7$ $6 \text{ m} < L \leq 10 \text{ m} \Rightarrow C_R = 0,9$ $10 \text{ m} < L < 30 \text{ m} \Rightarrow C_R = 1,0$
C_S	Méthode d'échantillonnage ³	Manuel	Standard sampler $C_S = 1,0$ Sampler without liner $1,00 \leq C_S < 1,10$

⁰ Pour la définition du "type" de correction, "Automatique" indique qu'elle est directement appliquée par le logiciel, "Manuel" indique que la correction dépend de paramètres d'entrée spécifiques à renseigner par l'utilisateur.

¹ La normalisation du nombre de coups SPT par rapport au niveau de contrainte est calculé suivant la formulation de Liao et Whitman (1986) pour des niveaux de contraintes verticales effectives initiales inférieures ou égales à 200 kPa ; au-delà de 200 kPa, on a recours à la formulation de Kayen et al. (1992). Ce terme correctif est automatiquement plafonné à $C_N \leq C_N^{lim} = 1,7$. Cette correction s'applique aux états de contrainte régnant dans le massif étudié au moment de la réalisation des essais ; ils sont normalisés par une pression de référence prise égale à la pression atmosphérique P_a (~100 kPa).

² La détermination de la longueur du train de tiges L est déterminée telle que spécifié par l'équation (12). Le facteur correcteur vis-à-vis de la longueur totale du train de tiges est prit par référence à la norme NF EN ISO 22476-3 (AFNOR, 2005).

³ Le recours à des carottiers tronconiques (diamètre intérieur variable de 35 à 38 mm) ou à des carottiers cylindriques avec réservations pour une gaine ("liner"), mais utilisés sans gaine, entraîne une diminution sensible du nombre de coups N_{SPT} (+10/+30%). En cas de recours à l'une ou l'autre de ces méthodes d'échantillonnage, il convient de déterminer une correction pouvant aller jusqu'à +30% sur le nombre de coups SPT. Par défaut cette valeur est fixée à +15%, mais peut être paramétrée manuellement. A contrario, aucune correction n'est appliquée pour un échantillonnage réalisé avec carottiers cylindriques sans réservations (diamètre intérieur constant de 35 mm), ou avec réservations mais équipés de gaines.

3.5.1.3.2. Etape n°2 : Correction de fines pour obtenir un équivalent "sable propre"

La résistance au cisaillement cyclique augmente en fonction de la teneur en fines. Le nombre de coups normalisé est ramené à un équivalent "sable propre" ($CS = \text{clean sand}$) selon les corrélations de Idriss et Seed :

$$(N_1)_{60CS} = \alpha + \beta(N_1)_{60} \quad (13)$$

Les coefficients α et β sont déterminés à partir des relations détaillées dans le tableau suivant.

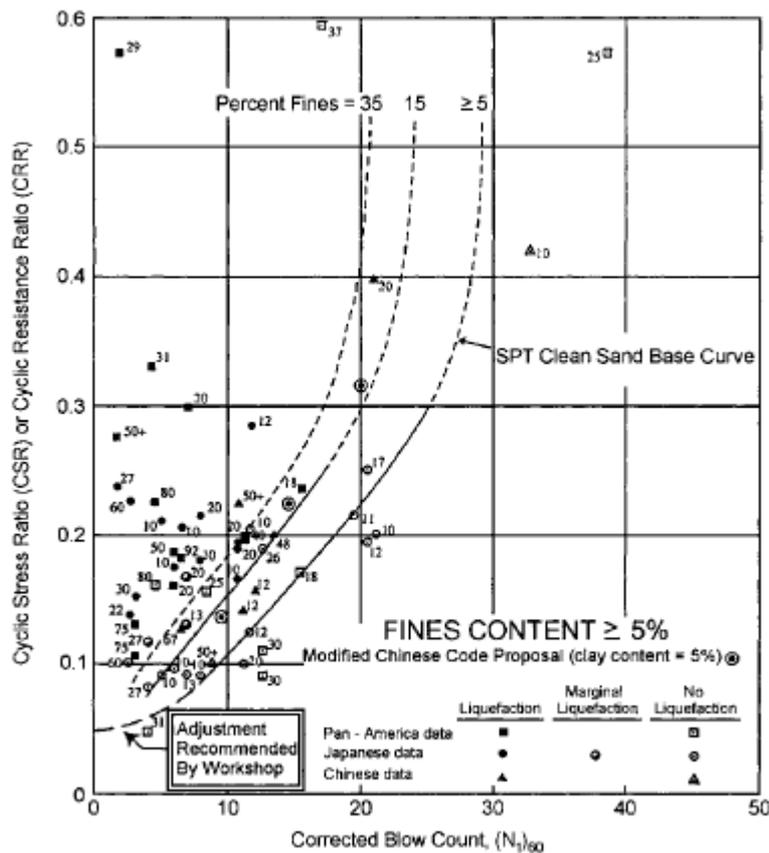
Condition sur la fraction fine FC^1	Coefficient α	Coefficient β
$FC \leq 5\%$	$\alpha = 0$	$\beta = 1,0$
$5\% < FC < 35\%$	$\alpha = e^{[1,76 - (\frac{190}{FC^2})]}$	$\beta = 0,99 + \frac{FC^{1,5}}{1000}$
$FC \geq 35\%$	$\alpha = 5,0$	$\beta = 1,2$

¹Nota : en toute rigueur, la fraction fine (FC) employée pour l'établissement de ces corrélations est conforme aux ASTM, et correspond donc au pourcentage de passant en poids au tamis de 75 μ m. Ce tamis n'est pas utilisé dans la normalisation française des analyses granulométriques (NF P 94-056) ; le tamis le plus proche est celui de 80 μ m.

3.5.1.3.3. Etape n°3 : Expression de la résistance au cisaillement cyclique normalisée

Pour un équivalent "sable propre" $(N_1)_{60CS}$ et pour un séisme de magnitude de moment M_w égale à 7.5, l'expression de la résistance au cisaillement cyclique normalisé extraite des courbes de liquéfaction *Seed et al* (1985) est donnée par *Rauch* (1998) :

$$CRR_{Mw=7,5} = \frac{1}{34 - (N_1)_{60CS}} + \frac{(N_1)_{60CS}}{135} + \frac{50}{[10(N_1)_{60CS} + 45]^2} - \frac{1}{200} \quad (14)$$



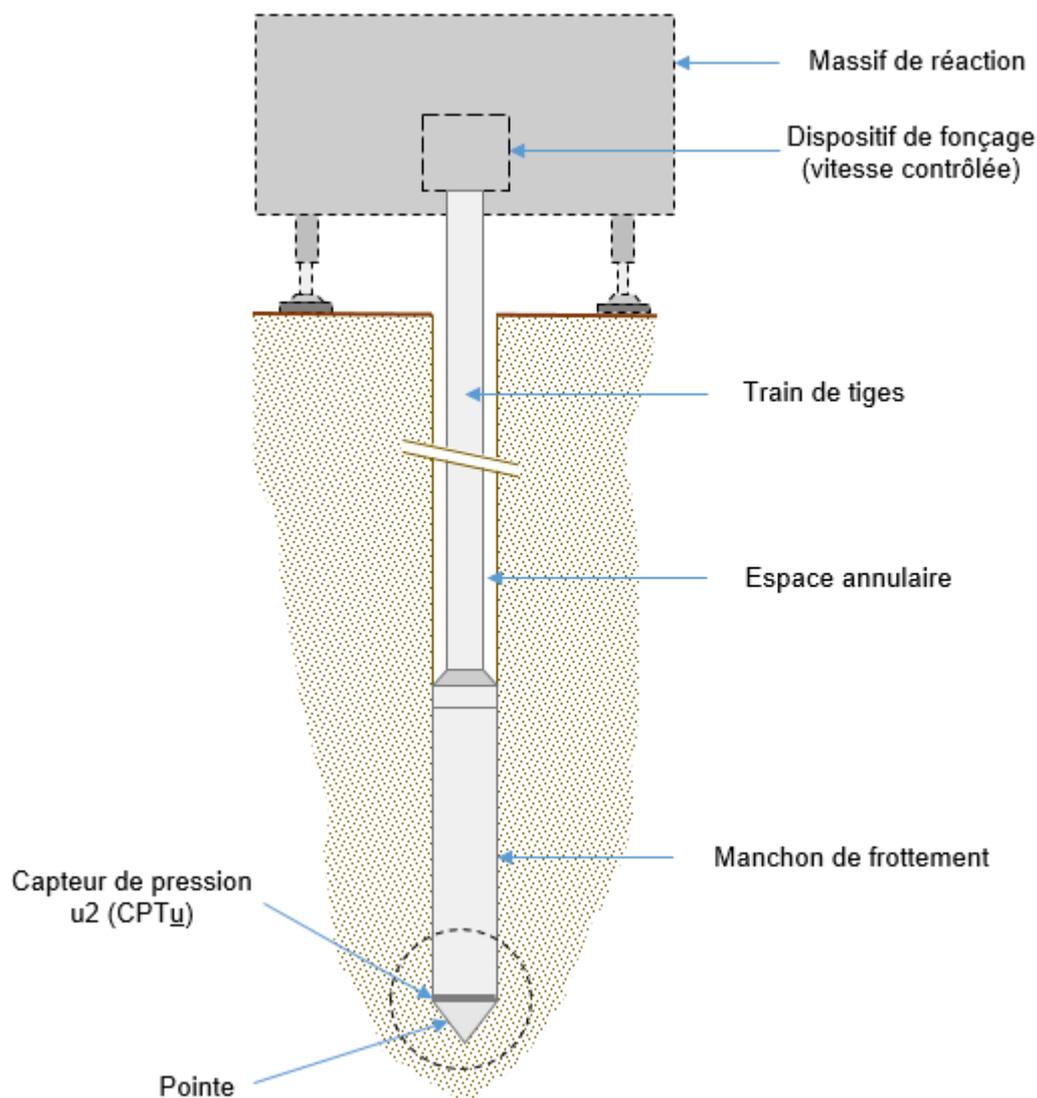
Cette formulation est valable pour un nombre de coups normalisé $(N_1)_{60CS} < 30$; au-delà de ce seuil les matériaux sont considérés trop denses pour pouvoir se liquéfier et aucun facteur de sécurité n'est calculé.

3.5.2. Exploitation à partir d'essais de pénétration statique (*CPT* et *CPTu*)

3.5.2.1. Principe de l'essai *CPT(u)*

L'essai de pénétration statique est encadré par la norme française NF P 94-113. Il consiste globalement à fonder une sonde dans le sol à vitesse contrôlée (faible et constante), jusqu'à une profondeur cible ou l'obtention du refus. Au cours du fonçage sont enregistrés quasi-continûment (selon un pas de mesure variable, généralement d'ordre centimétrique pour les pointes électriques et décimétrique pour les pointes mécaniques) les paramètres de résistance apparente au niveau de la pointe et de frottement autour du manchon de la sonde, qui est élargi par rapport au train de tiges.

L'essai de pénétration statique au piézocône (*CPTu*) se distingue de l'essai de pénétration statique (*CPT*) par la mesure additionnelle de la pression de l'eau interstitielle. Celle-ci peut être mesurée en différentes positions de la sonde (u_1 , u_2 , u_3). Dans le cadre d'exploitation d'essais au piézocône pour implémentation de la méthode "NCEER", c'est la mesure de pression interstitielle au niveau du capteur de pression u_2 (situé juste au-dessus de l'épaule du cône) qu'il convient d'enregistrer.

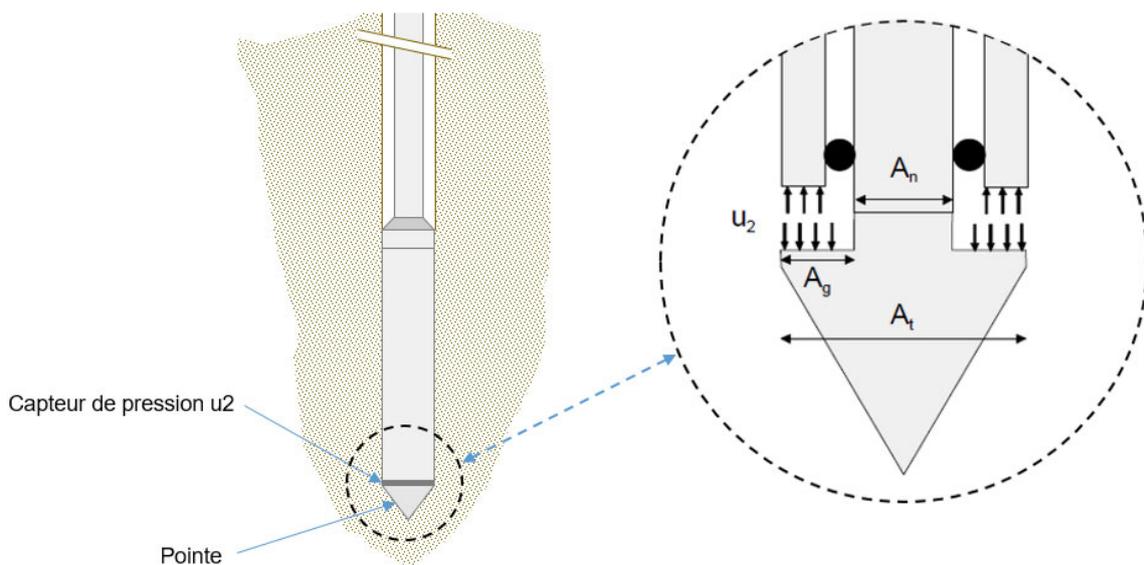


3.5.2.2. Paramètres d'entrée - *CPT(u)*

La conduite d'analyses de liquéfaction à partir de l'exploitation d'essais *CPT* ou *CPT(u)* nécessite de renseigner les paramètres suivants issus des procès-verbaux d'essais.

Paramètre	Définition	Renseignement	Essai
$z_{TN,0}$	Cote du terrain naturel \equiv cote du sondage	Général	CPT et CPTu
$z_{w,0}$	Niveau piézométrique moyen au moment de la réalisation de l'essai (de préférence mesuré dans un sondage piézométrique à proximité immédiate)	Général	CPT et CPTu
z	Profondeur de l'essai	En tout point de mesure	CPT et CPTu
q_c	Résistance statique mesurée en pointe	En tout point de mesure	CPT et CPTu
f_s	Frottement le long du manchon	En tout point de mesure	CPT et CPTu
u_2	Mesure de la pression interstitielle au niveau du capteur de pression u_2 à l'arrière du cône	En tout point de mesure	CPTu
a^1	Facteur correcteur sur la résistance de pointe due à la pression interstitielle u_2	Général	CPTu
q_t	Résistance corrigée en pointe	En tout point de mesure	CPTu

¹ Une correction sur la résistance de pointe mesurée q_c est rendue nécessaire du fait que q_c et la pression u_2 à l'arrière du cône s'appliquent sur des sections différentes. Cette correction est d'autant plus importante que la pression interstitielle est élevée, par exemple dans les argiles molles (*Reiffsteck, Lossy et Benoît*).



Le paramètre a s'exprime comme le rapport des sections de la sonde repérées dans la figure précédente :

$$a = \frac{A_n}{A_t} \quad (15)$$

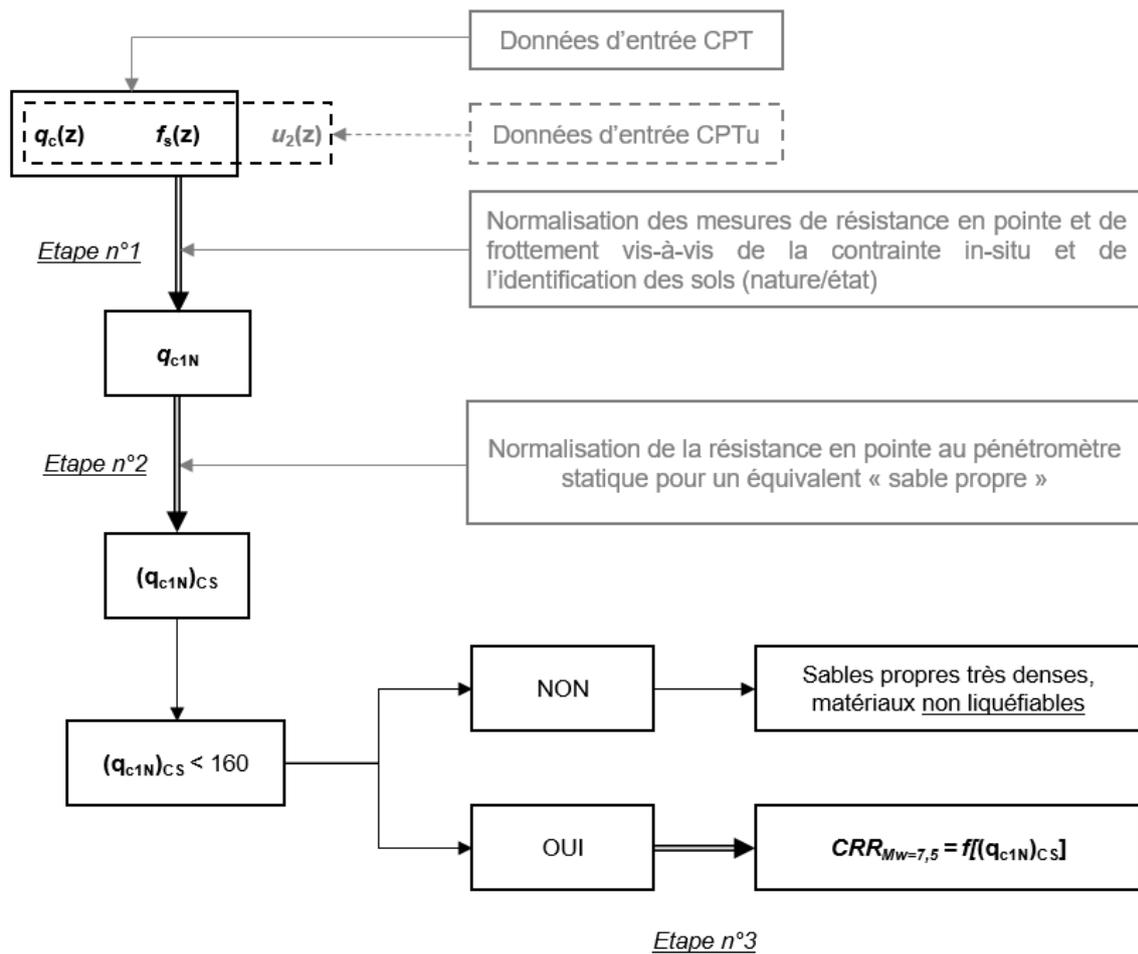
Le renseignement de ce paramètre entraîne la correction automatique de la résistance de pointe statique vis-à-vis de la pression interstitielle (la correction sur les mesures de frottement latéral est négligeable) :

$$q_t = q_c + (1 - a)u_2 \quad (16)$$

En pratique, le paramètre a qui dépend des spécificités des sondes employées est une donnée qui doit être fournie par le sondeur et figurer sur les procès-verbaux d'essais. Sa valeur est généralement comprise entre 0,5 et 0,9 et ne doit être inférieure à 0,5.

3.5.2.3. Formulation de $CRR_{Mw=7,5}$ à partir de l'exploitation d'essais CPT(u)

Le terme de résistance au cisaillement cyclique normalisée est calculé de manière séquentielle. Le processus est schématisé dans le logigramme ci-après.

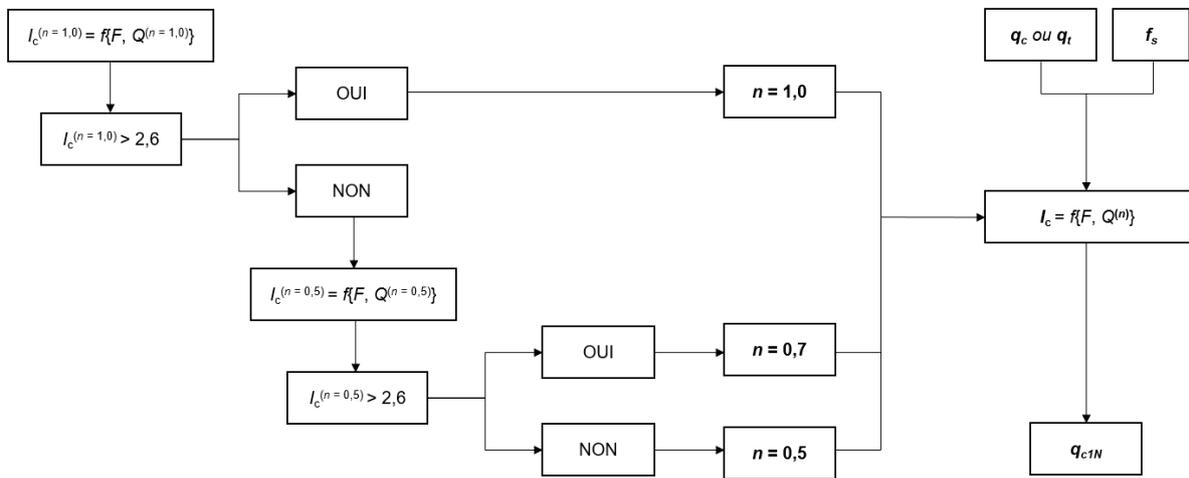


3.5.2.3.1. Etape n°1 : Normalisation des paramètres CPT(u)

Le critère d'évaluation de la résistance au cisaillement cyclique par le biais d'analyses basées sur l'exploitation d'essais de pénétration statique implique la normalisation du terme de résistance en pointe :

$$q_{c1N} = \frac{q_c}{P_a} \left(\frac{P_a}{\sigma'_{v0}} \right)^n \quad (17)$$

Cette normalisation fait intervenir une pression de référence (P_a , égale à la pression atmosphérique) et un exposant sur le rapport de contraintes, n , qui dépend de la nature du sol testé et varie entre 0,5 (sols pulvérulents) et 1,0 (sols cohérents). Le processus de normalisation est détaillé dans la figure suivante.



Pour des essais $CPT(u)$, sans possibilité d'échantillonnage, la qualification des sols auscultés repose sur l'introduction de la notion "d'indice de comportement des sols I_c " (Robertson et Wride, 1998) :

$$I_c = \sqrt{[3,47 - \log(Q_{tn})]^2 + [1,22 + \log(F_R)]^2} \quad (18)$$

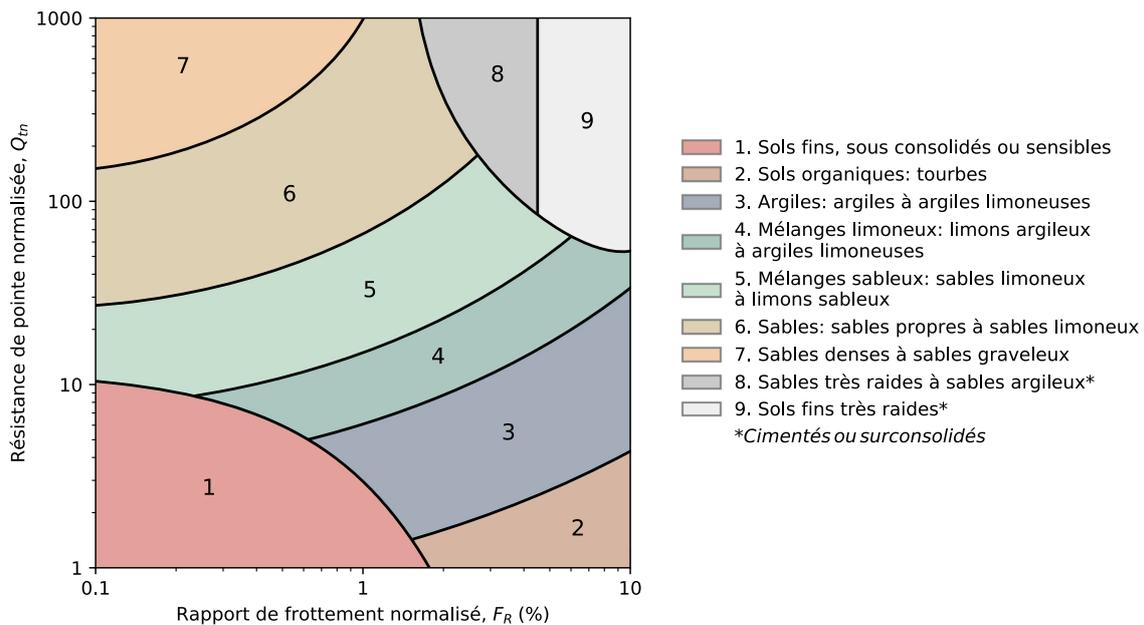
Cette expression dépend des paramètres normalisés de résistance de pointe Q_{tn} et de rapport de frottement F_R :

$$Q_{tn} = \left(\frac{q_c - \sigma_{v0}}{P_a}\right) \left(\frac{P_a}{\sigma_{v0}}\right)^n \quad (19)$$

$$F_R = \frac{f_s}{q_c - \sigma_{v0}} 100\% \quad (20)$$

En cas d'exploitation d'essais au piézocône ($CPTu$), la résistance en pointe statique considérée dans les équations (16), (18) et (19) est le terme corrigé des pressions interstitielles q_t (14) à la place de q_c .

Le diagramme en échelle bi-logarithmique $Q_{tn} = f(F_R)$ permet, à partir de l'exploitation d'une large base de données, d'estimer la nature et l'état des sols testés. La classification de Robertson des sols à partir de l'analyse des paramètres normalisés de mesures in situ est rappelé en figure suivante.



Zone	Identification
1	Sols fins, sous consolidés ou sensibles
2	Sols organiques : tourbes
3	Argiles : argiles à argiles limoneuses
4	Mélanges limoneux : limons argileux à argiles limoneuses
5	Mélanges sableux : sables limoneux à limons sableux
6	Sables : sables propres à sables limoneux
7	Sables denses à sables graveleux
8	Sables très raides à sables argileux (cimentés ou surconsolidés)
9	Sols fins très raides (cimentés ou surconsolidés)

3.5.2.3.2. Etape n°2 : Correction de fines pour obtenir un équivalent "sable propre"

La résistance au cisaillement cyclique augmente en fonction de la teneur en fines. La résistance de pointe normalisée q_{c1N} est ramenée à un équivalent "sable propre" ($CS = \text{clean sand}$) selon les corrélations de *Robertson et Wride* :

$$(q_{c1N})_{CS} = K_c(q_{c1N}) \quad (21)$$

Le facteur correcteur K_c est déterminé en fonction de l'indice de comportement de sol I_c , selon les critères exposés dans le tableau suivant.

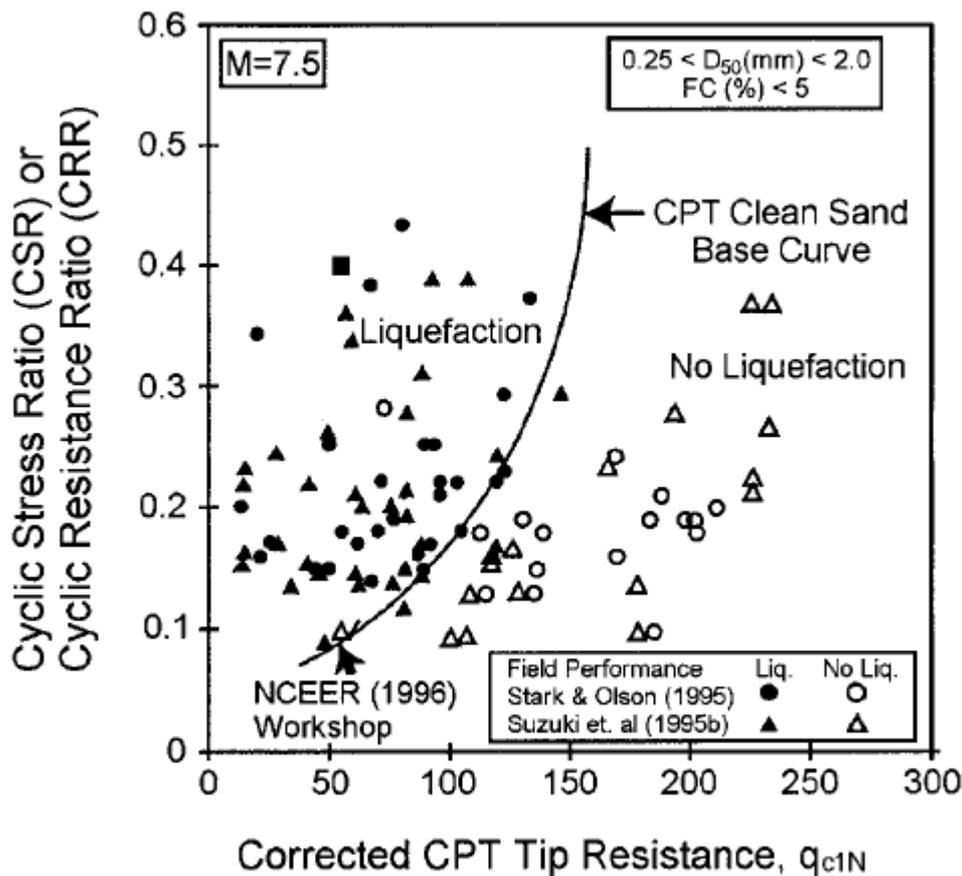
Condition	Facteur K_c
$I_c \leq 1,64$	$K_c = 1,0$
$I_c > 1,64$	$K_c = -0,4031I_c^4 + 5,581I_c^3 - 21,63I_c^2 + 33,75I_c - 17,88$

3.5.2.3.3. Etape n°3 : Expression de la résistance au cisaillement cyclique normalisée

Pour un équivalent "sable propre" $(q_{c1N})_{CS}$ et pour un séisme de magnitude de moment M_w égale à 7.5, l'expression de la résistance au cisaillement cyclique normalisée caractérisant la courbe empirique de liquéfaction d'un sable propre est donnée ci-après (*Robertson et Wride, 1998*) :

$$(q_{c1N})_{CS} < 50 \Rightarrow CRR_{Mw=7,5} = 0,833 \frac{(q_{c1N})_{CS}}{1000} + 0,05 \quad (22)$$

$$50 \leq (q_{c1N})_{CS} < 160 \Rightarrow CRR_{Mw=7,5} = 93 \left[\frac{(q_{c1N})_{CS}}{1000} \right]^3 + 0,08 \quad (23)$$



Cette formulation est valable pour une résistance de pointe normalisée $(q_{c1N})_{CS}$ inférieure à 160 ; au-delà de ce seuil les matériaux sont considérés trop denses pour pouvoir se liquéfier et aucun facteur de sécurité n'est calculé.

3.5.2.3.4. Remarques complémentaires sur l'indice de comportement de sol I_c

Du fait du caractère approximatif de la relation entre l'indice de comportement I_c et la nature réelle des sols testés, l'utilisateur est mis en garde sur les éléments suivants :

- Les sols présentant des valeurs de I_c supérieures à 2,4 devraient être échantillonnés et testés en laboratoire pour confirmer leur nature (en particulier leur teneur en fines définie par le passant à 80 μm et les indices de plasticité).
- La méthode "NCEER" introduit une valeur seuil de l'indice de comportement de sol $I_c^{cut-off}$ au-delà de laquelle le matériau testé est réputé trop riche en argile ou trop plastique pour liquéfier. Cette valeur est par défaut fixée à $I_c^{cut-off} = 2,6$, mais peut être modifiée dans Slake par l'utilisateur dans les options avancées (non recommandé).
- Les sols caractérisés par un indice de comportement I_c supérieur à 2,6 mais associés à un rapport de frottement normalisé F_R inférieur à 1% devraient être échantillonnés et testés en laboratoire. Ces derniers sont en effet qualifiés par les auteurs de la procédure "NCEER" de très sensibles au radoucissement cyclique (phénomène non quantifié par la procédure "NCEER").
- Pour les matériaux présentant des résistances en pointe corrigées q_t faibles à très faibles (inférieures à 3 MPa), l'interprétation des indices de comportement I_c peut devenir discutable.

4. Evaluation des tassements sismo-induits

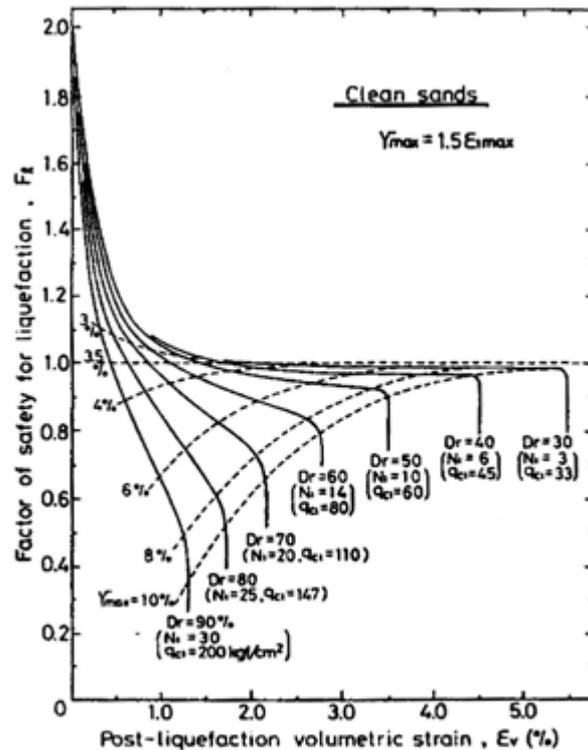
En complément de la quantification de l'aléa de liquéfaction par la détermination de facteurs de sécurité, Slake permet l'évaluation des tassements post-liquéfaction.

4.1. Principes de calcul

Les méthodes implémentées dans Slake sont dérivées des courbes de *Ishihara & Yoshimine* (1992) reliant originellement la déformation volumique résultant de la dissipation de surpressions interstitielles dans des essais de cisaillement simple corrélée au coefficient de sécurité à la liquéfaction et à la densité relative des sables propres, cette dernière pouvant elle-même être corrélée aux paramètres normalisés $(N_1)_{60CS}$ et $(q_{c1N})_{CS}$. Ces courbes ont été validées par les mesures de tassements post-liquéfaction réalisées in situ sur différents sites présentant une topographie globalement plane et sub-horizontale, en retenant l'hypothèse de déformations volumiques (ϵ_v) à peu près égales aux déformations axiales principales (ϵ_1) (calcul unidimensionnel à déformation latérale nulle). Les taux de déformation volumique post-liquéfaction sont alors reliés aux paramètres de résistance normalisés pour un niveau de sécurité donné :

$$\epsilon_v = f(FS; R^{norm.}) \quad (24)$$

Avec $R^{norm.} = (q_{c1N})_{CS}$ dans le cas de l'exploitation d'essais CPT(u), et $R^{norm.} = (N_1)_{60CS}$ dans le cas de l'exploitation d'essais SPT.



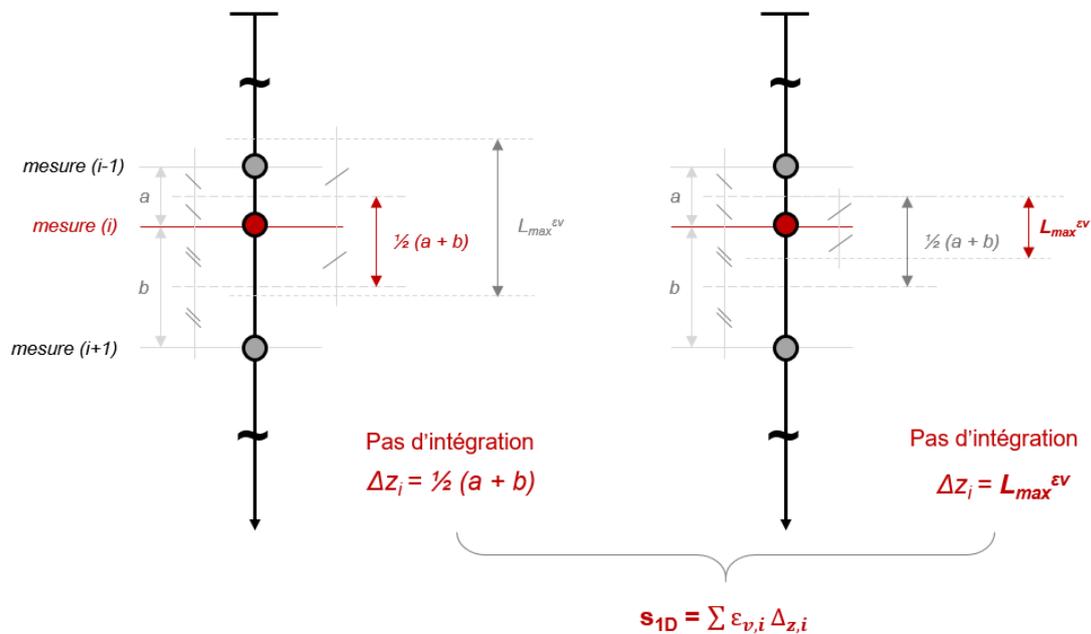
Ishihara & Yoshimine (1992)

Les tassements sont ensuite déterminés en sommant les incréments locaux de tassement sur l'ensemble des points de mesure :

$$s_{1D} = \sum_i s_i = \sum_i \epsilon_{v,i} \Delta z_i \quad (25)$$

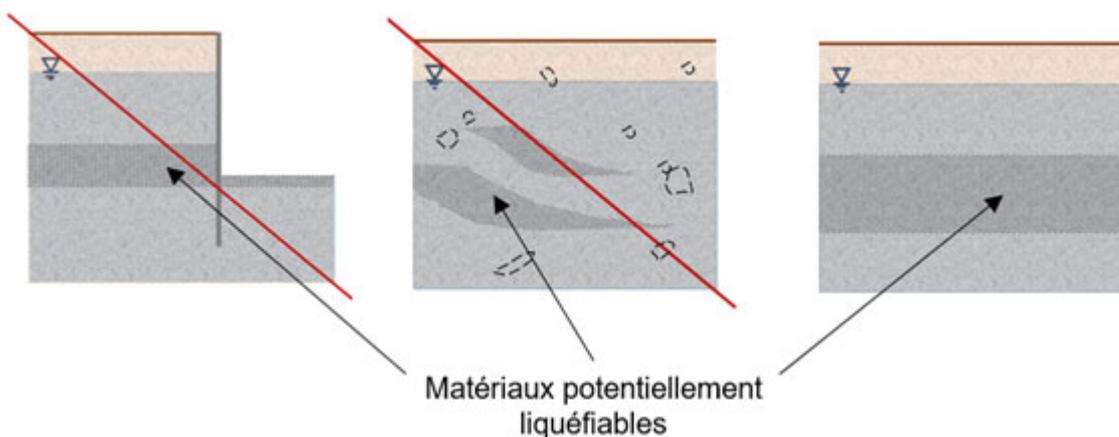
Par défaut, le pas d'intégration Δz_i des déformations volumiques autour d'un point de mesure est donné par l'intervalle entre les deux mesures encadrant le point d'essai (incrément géométrique). Cette hauteur peut néanmoins être arbitrairement bornée par un pas d'intégration maximum, $L_{max}^{\epsilon_v}$:

$$\Delta z_i = \min\left\{\frac{1}{2}[(z_i - z_{(i-1)}) + (z_{(i+1)} - z_i)]; L_{max}^{\epsilon_v}\right\} \quad (26)$$



L'introduction de cette borne est particulièrement utile dans le cas des analyses SPT, où les mesures discrètes entre essais consécutifs peuvent être fortement espacées sans qu'une passée effectivement liquéfiable localement interceptée ait pour autant une extension verticale égale à cet incrément géométrique. La borne du pas d'intégration maximum $L_{max}^{\varepsilon v}$ est par défaut calée à 1,00 m mais peut être modifiée par l'utilisateur dans les options avancées.

Remarques importantes : l'hypothèse de construction des tassements post-liquéfaction sous nappe par intégration continue des déformations volumiques calculées en chaque point de mesure de la colonne de sol auscultée suppose implicitement que le tassement en profondeur généré par un niveau liquéfié est intégralement répercuté en surface, indépendamment des conditions de stratification du site et des développements d'effets de voûte dans le cas de lentilles liquéfiées. Les déformations volumiques estimées par cette méthode le sont en considérant uniquement des sables fins, sans tenir compte de la présence éventuelle d'éléments grossiers de diamètre plus ou moins important (incompressibles) et dont le réarrangement limiterait nécessairement les tassements en surface. Le cas de sables contenant des fines est hors du domaine d'application de cette méthode car le drainage ne peut être totalement réalisé.



Par ailleurs, en cas de nappe libre, un matériau sableux situé à moins d'un mètre sous la surface libre environ ne se liquéfiera pas car il sera drainé, et les tassements post-liquéfaction qui y sont calculés seront surévalués.

L'attention est donc portée sur le fait que les tassements estimés par cette méthode correspondent systématiquement à une borne supérieure. Par ailleurs, les tassements estimés entre différents points de sondages ne peuvent être directement interprétés en termes de tassements différentiels.

4.2. Estimation des déformations volumiques

4.2.1. Corrélations de Zhang, Robertson et Brachman (2002)

4.2.1.1. A partir de l'exploitation d'essais CPT(u)

Pour un facteur de sécurité FS préalablement calculé, la relation empirique entre la déformation volumique post-liquéfaction et la résistance de pointe normalisée pour un équivalent "sable propre" $(q_{c1N})_{CS}$ est donnée par les équations indiquées ci-après (Zhang, Robertson et Brachman, 2002), basées sur les courbes de Ishihara & Yoshimine (1992).

Condition sur FS	Condition sur $(q_{c1N})_{CS}$	Déformation volumique
$FS \leq 0,5$	$(q_{c1N})_{CS} \leq 200$	$\varepsilon_v = 102(q_{c1N})_{CS}^{-0,82}$
$FS \leq 0,6$	$(q_{c1N})_{CS} \leq 147$	$\varepsilon_v = 102(q_{c1N})_{CS}^{-0,82}$
$FS \leq 0,6$	$147 < (q_{c1N})_{CS} \leq 200$	$\varepsilon_v = 2411(q_{c1N})_{CS}^{-1,45}$
$FS \leq 0,7$	$(q_{c1N})_{CS} \leq 110$	$\varepsilon_v = 102(q_{c1N})_{CS}^{-0,82}$
$FS \leq 0,7$	$110 < (q_{c1N})_{CS} \leq 200$	$\varepsilon_v = 1701(q_{c1N})_{CS}^{-1,42}$
$FS \leq 0,8$	$(q_{c1N})_{CS} \leq 80$	$\varepsilon_v = 102(q_{c1N})_{CS}^{-0,82}$
$FS \leq 0,8$	$80 < (q_{c1N})_{CS} \leq 200$	$\varepsilon_v = 1690(q_{c1N})_{CS}^{-1,46}$
$FS \leq 0,9$	$(q_{c1N})_{CS} \leq 60$	$\varepsilon_v = 102(q_{c1N})_{CS}^{-0,82}$
$FS \leq 0,9$	$60 < (q_{c1N})_{CS} \leq 200$	$\varepsilon_v = 1430(q_{c1N})_{CS}^{-1,48}$
$FS \leq 1,0$	$(q_{c1N})_{CS} \leq 200$	$\varepsilon_v = 64(q_{c1N})_{CS}^{-0,93}$
$FS \leq 1,1$	$(q_{c1N})_{CS} \leq 200$	$\varepsilon_v = 11(q_{c1N})_{CS}^{-0,65}$
$FS \leq 1,2$	$(q_{c1N})_{CS} \leq 200$	$\varepsilon_v = 9,7(q_{c1N})_{CS}^{-0,69}$
$FS \leq 1,3$	$(q_{c1N})_{CS} \leq 200$	$\varepsilon_v = 7,6(q_{c1N})_{CS}^{-0,71}$
$FS > 1,3$	-	$\varepsilon_v = 0,0$

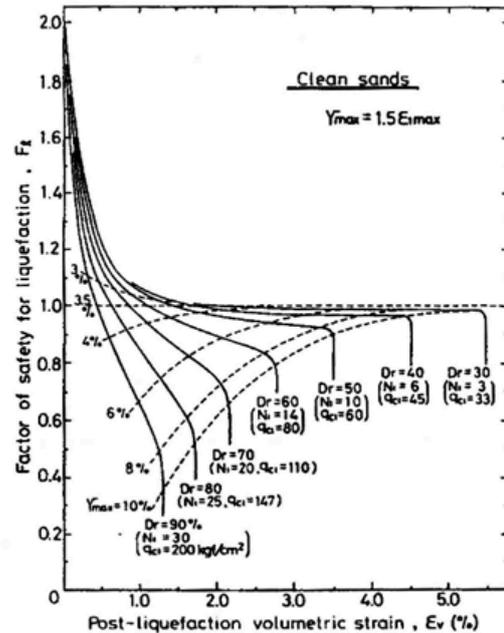
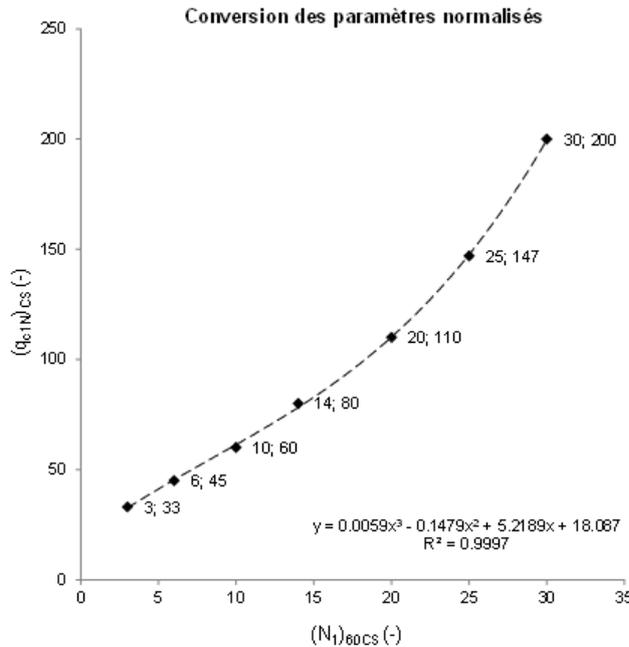
Remarques :

- La séquence d'analyse NCEER-CPT telle que détaillée au paragraphe 3.4.2.3 ne détermine pas de facteurs de sécurité pour des matériaux dont la valeur de $(q_{c1N})_{CS}$ est supérieure à 160. Néanmoins, des déformations volumiques irréversibles peuvent quand même se développer dans de tels matériaux. Slake garde en mémoire la valeur des facteurs de sécurité FS^* aux points de calcul présentant une valeur de $(q_{c1N})_{CS}$ jusqu'à 200 inclus pour permettre l'estimation de déformations volumiques associées. Ces facteurs de sécurité ne sont pas présentés dans les résultats.
- Lorsque la valeur de $(q_{c1N})_{CS}$ calculée excède 200, la déformation volumique associée est automatiquement nulle ($\varepsilon_v = 0,0$). De même, les valeurs calculées de $(q_{c1N})_{CS}$ inférieures à 33 sont ramenées à $(q_{c1N})_{CS} = 33$, le taux de déformation maximum indiqué par les courbes de Ishihara & Yoshimine - indépendamment du niveau de sécurité associé à un point de mesure - étant borné à 5,5%.

4.2.1.2. A partir de l'exploitation d'essais SPT

S'agissant de l'exploitation de sondages SPT, l'évaluation des déformations volumiques post-liquéfaction est déterminée de manière rigoureusement identique à celle présentée pour les essais CPT(u). Les équations de *Zhang, Robertson et Brachman* (2002) sont reprises en transposant les paramètres normalisés issus d'analyses SPT $(N_1)_{60CS}$ en paramètres normalisés équivalents issus d'analyses CPT(u) $(q_{c1N})_{CS}^*$ par l'approximation polynomiale suivante, sur la base des abaques de *Ishihara & Yoshimine* (1992) :

$$(q_{c1N})_{CS}^* = 0,0059(N_1)_{60CS}^3 - 0,1479(N_1)_{60CS}^2 + 5,2189(N_1)_{60CS} + 18,087 \quad (27)$$



4.2.2. Corrélations Idriss et Boulanger (2008)

4.2.2.1. A partir de l'exploitation d'essais CPT(u)

Pour un facteur de sécurité FS préalablement calculé, la relation empirique proposée dans les courbes de *Ishihara & Yoshimine* (1992) entre la déformation volumique post-liquéfaction et la résistance de pointe normalisée pour un équivalent "sable propre" $(q_{c1N})_{CS}$ a été mise en équation par *Yoshimine* (2006) :

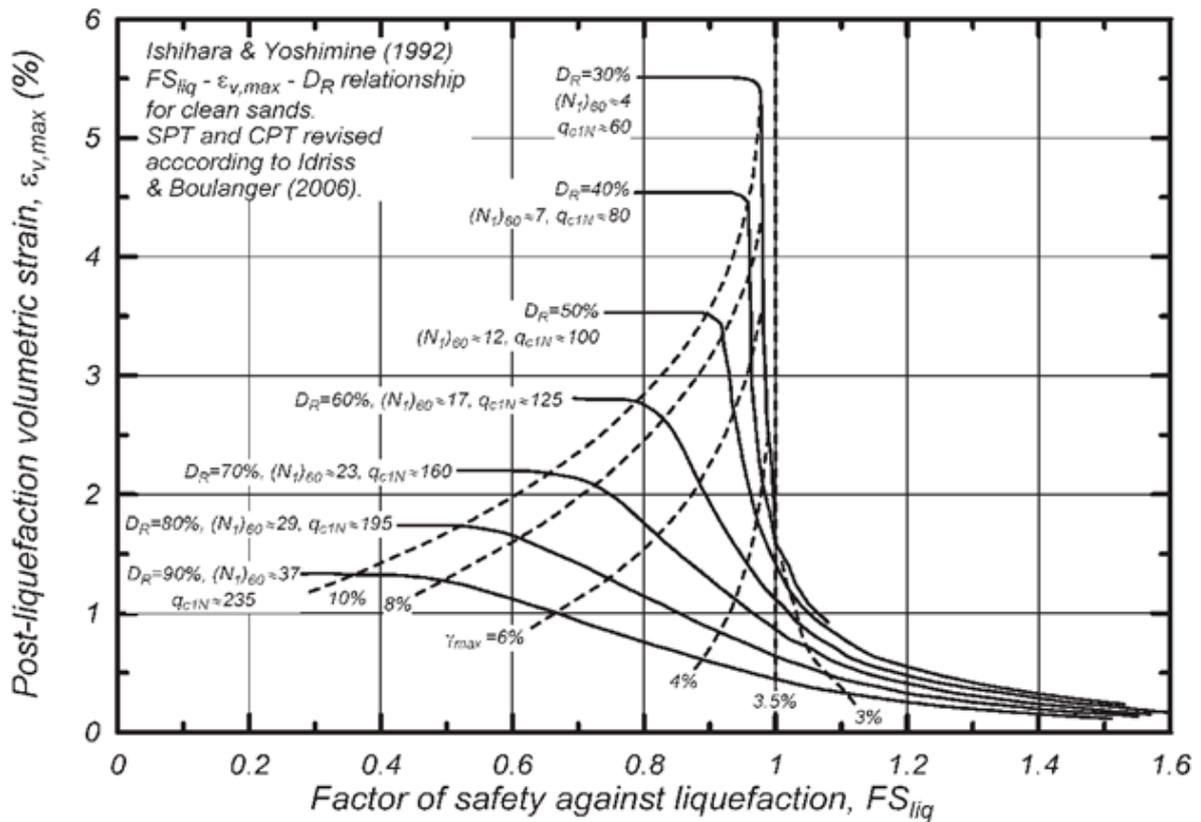
$$\epsilon_v = 1,5 \cdot e^{(-0,025 D_{r,ini})} \cdot \min \{8; \gamma_{max}\} \quad (28)$$

Dans cette expression la déformation volumique, la densité relative et la distorsion maximum sont exprimées en pourcent (%).

L'apport de *Idriss & Boulanger* (2008) concerne la corrélation entre la densité relative initiale, exprimée en décimal, et la résistance en pointe normalisée pour un équivalent sable propre déterminée à partir d'essais CPT :

$$D_{r,ini} = -1,0204 + 0,975 * 0,4588[(q_{c1N})_{cs}]^{0,264} \quad (29)$$

Remarque : dans l'équation (28), le terme multiplicateur 0,975 a été ajouté pour ajuster la relation $D_r - (q_{c1N})_{cs}$ de sorte à assurer la cohérence des résultats avec l'abaque de *Ishihara & Yoshimine* (1992).



Le calcul de la déformation volumique est relié à la distorsion maximum γ_{max} , exprimée en pourcentage :

$$\begin{aligned}
 & Si \quad FS < F_{ult} \Rightarrow \gamma_{max} \rightarrow \infty \\
 & Si \quad FS > 2 \Rightarrow \gamma_{max} = 0 \\
 & Si \quad F_{ult} \leq FS \leq 2 \Rightarrow \gamma_{max} = 3,5(2 - FS) \left(\frac{1 - F_{ult}}{FS - F_{ult}} \right)
 \end{aligned} \tag{30}$$

Cette expression fait intervenir le terme F_{ult} qui dépend lui même de la densité relative $D_{r,ini}$:

$$\begin{aligned}
 & Si \quad D_{r,ini} \geq 39,2\% \Rightarrow F_{ult} = 0,032 + 0,047 \cdot D_{r,ini} - 0,0006 \cdot (D_{r,ini})^2 \\
 & Sinon \quad F_{ult} = +0,9524
 \end{aligned} \tag{31}$$

A noter que les courbes de l'abaque de *Ishihara & Yoshimine* (1992) tracées avec avec une densité relative inférieure à 40% et celles avec une distorsion maximale γ_{max} inférieure à 3% ont été estimées avec relativement peu de données et manquent probablement de fiabilité.

4.2.2.2. A partir de l'exploitation d'essais SPT

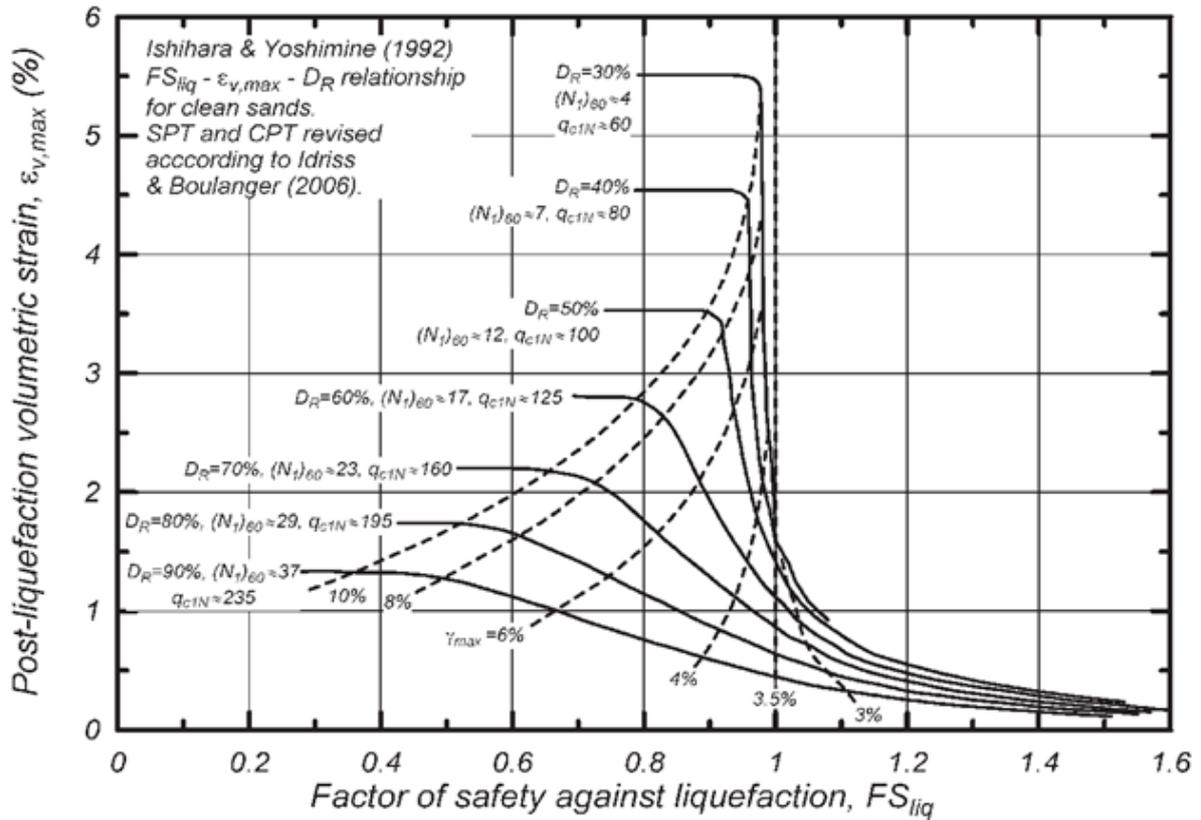
Pour un facteur de sécurité FS préalablement calculé, la relation empirique proposée dans les courbes de *Ishihara & Yoshimine* (1992) entre la déformation volumique post-liquéfaction et la résistance de pointe normalisée pour un équivalent "sable propre" (q_{c1N})_{CS} a été mise en équation par *Yoshimine* (2006) :

$$\varepsilon_v = 1,5 \cdot e^{(-0,025 D_{r,ini})} \cdot \min \{8; \gamma_{max}\} \tag{32}$$

Dans cette expression la déformation volumique, la densité relative et la distorsion maximum sont exprimées en pourcent (%).

L'apport de *Idriss & Boulanger* (2008) concerne la corrélation entre la densité relative initiale, exprimée en décimal, et la résistance en pointe normalisée pour un équivalent sable propre déterminée à partir d'essais SPT :

$$D_{r,ini} = \sqrt{\frac{N_{1(60)CS}}{46}} \quad (33)$$



Le calcul de la déformation volumique est relié à la distorsion maximum γ_{max} , exprimée en pourcentage :

$$\begin{aligned} Si FS < F_{ult} &\Rightarrow \gamma_{max} \rightarrow \infty \\ Si FS > 2 &\Rightarrow \gamma_{max} = 0 \\ Si F_{ult} \leq FS \leq 2 &\Rightarrow \gamma_{max} = 3,5(2 - FS)\left(\frac{1 - F_{ult}}{FS - F_{ult}}\right) \end{aligned} \quad (34)$$

Cette expression fait intervenir le terme F_{ult} qui dépend lui même de la densité relative $D_{r,ini}$:

$$\begin{aligned} Si D_{r,ini} \geq 39,2\% &\Rightarrow F_{ult} = 0,032 + 0,047 \cdot D_{r,ini} - 0,0006 \cdot (D_{r,ini})^2 \\ Sinon &F_{ult} = +0,9524 \end{aligned} \quad (35)$$

A noter que les courbes de l'abaque de Ishihara & Yoshimine (1992) tracées avec une densité relative inférieure à 40% et celles avec une distorsion maximale γ_{max} inférieure à 3% ont été estimées avec relativement peu de données et manquent probablement de fiabilité.

5. Indicateurs complémentaires

5.1. Epaisseurs liquéfiables cumulées

La hauteur cumulée de sols liquéfiables est la somme sur une verticale des tranches élémentaires de part et d'autre d'un point de mesure associé à une valeur seuil du facteur de sécurité. Il s'agit d'un indicateur global sur l'épaisseur à risque au droit d'une colonne de sol auscultée. Dans Slake, il est possible d'exprimer cet indicateur vis-à-vis du facteur de sécurité limite (stabilité) et vis-à-vis du facteur de sécurité cible pour un certain niveau de sécurité exigé.

La hauteur cumulée de sols liquéfiables vis-à-vis du facteur de sécurité limite est exprimé par :

$$H_{liq}^c(stabilité) = \sum_i \Delta z_i \alpha_i \quad (36)$$

Avec

Δz_i tel que défini par l'équation (25)

Et

$$\begin{cases} FS < FS^{lim} \Rightarrow \alpha_i = 1 \\ FS \geq FS^{lim} \Rightarrow \alpha_i = 0 \end{cases} \quad (37)$$

La hauteur cumulée de sols liquéfiables vis-à-vis du facteur de sécurité cible est exprimé par :

$$H_{liq.}^c(sécurité) = \sum_i \Delta z_i \alpha_i \quad (38)$$

Avec

Δz_i tel que défini par l'équation (25)

Et

$$\begin{cases} FS < FS^{cible} \Rightarrow \alpha_i = 1 \\ FS \geq FS^{cible} \Rightarrow \alpha_i = 0 \end{cases} \quad (39)$$

5.2. Indice de potentiel de liquéfaction LPI

Iwasaki & al. (1978) proposent d'étendre la notion de facteur de sécurité FS vis-à-vis de l'aléa liquéfaction, calculé de façon discrète en chaque point d'un sondage, à un paramètre global caractérisant toute la colonne de sol auscultée par le sondage (SPT ou CPT(u)) via l'introduction d'un indice de liquéfaction («*Liquefaction Potential Index* », LPI).

Celui-ci est déterminé par intégration d'indices de sévérité $F(z)$ (à distinguer des facteurs de sécurité $FS(z)$) sur 20 m – profondeur au-delà de laquelle le risque est considéré négligeable par les auteurs – en les associant à une fonction de pondération $w(z)$ pilotant la décroissance de l'importance relative de FS en profondeur.

$$LPI = \int_0^{20} F(z)w(z)dz \quad (40)$$

Avec

$$FS(z) < 1,0 \Rightarrow F(z) = 1 - FS \quad (41)$$

$$FS(z) \geq 1,0 \Rightarrow F(z) = 0 \quad (42)$$

Et

$$w(z) = 10 - 0,5z \quad (43)$$

Pratiquement, l'implémentation de cet indice dans Slake obéit à l'expression suivante :

$$LPI = \sum_i F_i w_i \Delta z_i \quad (44)$$

Où les fonctions F_i et w_i sont définies conformément aux équations (40), (41) et (42), et le pas d'intégration Δz_i est identique à celui défini en équation (25).

Plusieurs auteurs ont, sur cette base, établi une échelle de hiérarchisation qualitative de l'aléa. Slake intègre l'approche de *Sonmez* (2003), qui propose la qualification suivante de l'aléa au droit d'un point de sondage à partir de l'exploitation de l'indice LPI :

$2 < LPI \leq 5 \Rightarrow$ Risque modéré

$5 < LPI \leq 15 \Rightarrow$ Risque élevé

$LPI > 15 \Rightarrow$ Risque très élevé

Cette approche propose un diagnostic « global » au droit d'un sondage en lissant l'analyse discrète qui y est faite en chaque point de mesure.

6. Références bibliographiques

- [1] Youd T.L. and Idriss I.M. (2001). Liquefaction resistance of soils: summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils, *JGGE, ASCE*, 127, vol. 10, 817-833
- [2] Ishihara K. and Yoshimine M. (1992). Evaluation of settlements in sand deposits following liquefaction during earthquakes, *Soils and Foundations Vol. 32, N°1, 173-188, Mar. 1992 / JSCE*
- [3] Zhang G. Robertson P.K. and Brachman R.W.I. (2002). Estimating liquefaction-induced ground settlements from CPT for level ground, *CGJ, vol. 39, 1168-1180*
- [4] Idriss I. M. and Boulanger R. W. (2008). Soil liquefaction during earthquakes, *Earthquake Engineering Research Institute, 237p*
- [5] Yoshimine M., Nishizaki H., Amano K. and Hosono Y. – Flow deformation of liquefied sand under constant shear load and its application to analysis of flow side of infinite slope. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 26:253-264 (2006)
- [6] Scordilis E.M. (2006). Empirical global relations converting Ms and mb to moment magnitude, *Journal of Seismology (2006) 10: 225-236*
- [7] Iwasaki T., Tokida K. and Tatsuoka F. (1981). Soil Liquefaction Potential Evaluation with Use of the Simplified Procedure, *First International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*
- [8] Robertson P.K. and Cabal K.L. (Gregg Drilling & Testing, Inc.) (2015). Guide to Cone Penetration Testing for Geotechnical Engineering, 6th Edition
- [9] Skempton A. W. (1986) Standard Penetration Test Procedure and the Effects in Sands of Overburden Pressure, Relative Density, Particle Size, Ageing and Overconsolidation. *Geotechnique*, 36, 3, 425-447
- [10] Baldi G., Bellotti V. N., Ghionna N., Jamiolkowski M. and Pasqualini E. (1986) Interpretation of CPT's and CPTU's - 2nd Part : Drained Penetration of Sands. *4th Internation Geotechnical Seminar Field Instrumentation and In-Situ Measurements*, Nanyang Technological Institute, Singapore, 25-27 November, 143-156
- [11] Cahier Technique : *Évaluation du risque de liquéfaction des sols sous l'effet des séismes – Connaissances pratiques et applications aux projets géotechniques*. CT45 - Décembre 2020, AFPS

Slake v1.1 - Manuel technique - janvier 2021



