



..... Eaux souterraines et profil piezometrique 26 Profilage des sols et
classification des sols 27 Profils non normalises SBT 27 Profils equivalents SPT N 36 60 Poids
unitaire du sol (=) 39 Resistance (s) 41 u Sensibilite du sol (S) 42 t Ratio de resistance (s /=') 43 u

vo Ratio de surconsolidation (OCR) et stress de rendement (=) 44 y Coherence entre les valeurs de
k (pour OCR) et N (pour s) 46 kt u Ratio de resistance in situ (K) 47 o Densite relative (Dr) 48
Parametre d'Etat (=) 51 Angle de friction de pointe (=) 53 Echelle et Modulus 55 Modulus de la
velocite des ondes de cisaillement 56 Estimation de la velocite des vagues de cisaillement (V) de la
fondation CPT 57 s Identification des sols avec microstructure 58 Conductivite hydraulique (k) 60
Caracteristiques de la concentration 67 Application des resultats CPT

.....
Le present glossaire contient les termes les plus utilises en rapport avec le CPT et sont presentes
dans l'ordre alphabetique. Le test de penetration du cone du cone du cone du cone du cone du
cone du cone du cone du cone du cone du cone du cone du cone du cone du cone du cone du cone
du cone du cone du cone du cone du cone du c. du c. du c. du c. du c. du c. du c. du c. du c.
du c. du c. du c. du c. du c. du c. du c. du c. du c. du c. du c. du c. du c. du c. du c. du c.
du c. du c. du c. du c. du c. du c. du c. du c. du c. du c. du c. du c. du c. du c. du c. du c.
du c. du c. du c. du c. du c. du c. du c. du c. du c. du c. du c. du c. du c. du c. du c. du c.
du c. du c. du c. du c. du c. du c. du c. du c. du c. du c. du c. du c. du c. du c. du c. du c.
du c. du c. du c. du c. du c. du c. du c. du c. du c. du c. du c. du c. du c. du c. du c. du c.
du.
du.
du.
La methode de
calcul de la pression interstitielle mesuree est inferieure a la pression interstitielle interstitielle. La
pression interstitielle mesuree est inferieure a la pression interstitielle interstitielle. La pression
interstitielle normalisee par rapport a la resistance interstitielle. D'autres documents techniques sur
le CPT peuvent etre telecharges a partir de www.cpt-robertson.com et de
<https://usucger.org/books/>. Les informations supplementaires sur l'interpretation du CPT sont
fournies dans une serie de webinaires gratuits qui peuvent etre consultes a l'adresse suivante :
<https://www.youtube.com/user/GreggCPTWebinars>.

<https://www.greggdrilling.com/resources/webinars/> Les interpretations decrites dans le present guide
ont ete incorporees dans un logiciel CPT facile a utiliser (CPeT-IT et CLiq) qui peut etre telecharge a

partir de <https://geologismiki.gr/products/>. 1 Guide CPT - 2022 Caractérisation du site basée sur le risque Caractérisation du site basée sur le risque et l'incertitude sont des caractéristiques du sol et ne sont jamais entièrement éliminées. Le niveau approprié de sophistication des résultats de l'analyse au-dessus de la fonction du site doit être déterminé selon les critères suivants : Le tableau 2 présente une liste partielle des principaux essais in situ et leur applicabilité perçue dans des conditions de sol différentes. Tableau 2. L'applicabilité et l'utilité des essais in situ (Lunne, Robertson et Powell, 1997, mise à jour par Robertson, 2012) 3 CPT Guide - 2022 Rôle du CPT Le CPT Test de pénétration du cône (CPT) et ses versions améliorées telles que le piezocone (CPTu) et le sismique (SCPT), ont des applications étendues dans une large gamme de sols. Bien que le CPT ait été initialement limité à des sols plus souples, avec un équipement de poussée moderne et des cônes plus robustes, le CPT peut être effectué dans des sols rigides à très raides, et dans certains cas à des roches molles. Les échantillons de type Gouda ont une pointe de cône interne qui est rétractée à la position verrouillée laissant un échantillonneur creux avec un petit diamètre (généralement 25mm/1pouce) en acier inoxydable ou en laiton. L'échantillonneur creux est ensuite poussé pour prélever un échantillon. L'échantillonneur rempli et les tiges de ponçage sont ensuite récupérées à la surface du sol. Le 4 CPT Guide - 2022 Rôle de l'échantillonneur de type MOSTAP contient un fil pour fixer la position de l'embout de cône interne avant de pousser pour obtenir un échantillon. Des modifications ont également été apportées pour inclure un système filaire afin que les échantillons de sol puissent être récupérés à plusieurs profondeurs plutôt que de récupérer et de redéployer l'échantillonneur et les tiges à chaque intervalle. Les systèmes filaires ont tendance à fonctionner mieux dans les sols mous. Dans un piezocone, la pression interstitielle est également mesurée, généralement derrière le cône à l'emplacement u, comme le montre la figure 2. Si les pressions interstitielles sont mesurées 2 sur la face du cône, c'est l'emplacement u. Certains cônes peuvent mesurer simultanément les pressions u et 1 1 u pore. 2 Figure 2. Terminologie pour les pénétromètres à cônes 6 CPT Guide - 2022 Essai de pénétration du cône (CPT) Histoire 1932 Les premiers essais de pénétromètre à cônes ont été effectués à l'aide d'un tuyau de gaz de diamètre extérieur de 35 mm avec une tige de traction interne en acier de 15 mm. Une pointe de cône avec

[illegible]

[illegible]

permettre une mesure de la non- verticalite du sondage. Ceci est utile pour eviter les dommages aux equipements et la rupture des tiges de traction. Pour les profondeurs inferieures a 15m (50ft), la non-verticalite significative 18 CPT Guide - 2022 Cone Penetration Test (CPT) est inhabituel, a condition que la direction de pousse initial soit verticale. Les CPT non verticaux ont egalement ete effectues pour des projets speciaux (par exemple, dans les tunnels). En general, la plupart des systemes collectent des donnees a des intervalles compris entre 10 et 50 mm, avec 20 mm (~1 po) devenant le plus courant. Essais de dissipation Pendant une pause de penetration, toute pression interstitielle excessive generee autour du cone commencera a se dissiper. Le taux de dissipation depend du coefficient de consolidation, qui depend a son tour de la compressibilite et de la permeabilite du sol. Le taux de dissipation depend egalement du diametre de la sonde. Un essai de dissipation peut etre effectue a n'importe quelle profondeur requise (en arretant la penetration et en mesurant le changement de pression interstitielle avec le temps. Il est courant d'enregistrer le temps necessaire pour atteindre 50 % de dissipation (t_{50}), comme l'illustre la figure 19. 50 Si la pression interstitielle (u) est necessaire, l'essai de dissipation doit se poursuivre jusqu'a ce qu'il n'y ait pas d'augmentation de la pression interstitielle pendant la duree de la sonde. Dans le cas de l'analyse de la charge nulle, les cellules de charge n'ont pas besoin d'etre etalonnees. Pour les grands projets, les etalonnages peuvent etre effectues avant et apres le travail sur le terrain, avec des controles fonctionnels pendant le travail. Les controles fonctionnels devraient comprendre l'enregistrement et l'evaluation des mesures de la charge nulle (lectures de base). Avec une conception, un etalonnage et un entretien minutieux, les cellules de charge et les transducteurs de pression de deformation peuvent avoir une precision et une repetabilite superieures a $\pm 0,1$ % de la production a pleine echelle (FSO). Le tableau 3 presente un resume des verifications et des reetalonnages pour le CPT. Dans les sols mous, les conceptions de cones de soustraction souffrent d'un manque de precision dans la determination de la resistance des manchons due principalement a la stabilite de charge nulle variable des deux cellules de charge. Dans les conceptions de cones de soustraction, differentes erreurs de charge zero pour chaque cellule de charge peuvent produire des erreurs cumulatives dans les valeurs de resistance des manchons derivees. Pour des mesures

[illegible]

tableau 4 montre une estimation de l'applicabilite percue du CPTu pour estimer les parametres du sol. Il n'y a pas d'autres essais in situ qui puissent fournir ce niveau d'information de maniere quasi continue et rentable. Les conditions d'eau souterraine et le profil piezometrique Le comportement du sol est controle par les contraintes in situ efficaces et la connaissance des conditions d'eau souterraine est important pour determiner le profil piezometrique correct au moment du CPT. Le CPTu fournit des informations detaillees sur le comportement du sol, y compris le profil de pression interstitielle (piezometrique). Dans ces conditions, il est preferable d'effectuer un CPTu standard sans dissipation (et avec des ajouts rapides de tiges si l'on utilise des tiges de 1 m de profondeur) suivies d'un CPTu adjacent ou l'on effectue frequemment des essais de dissipation pour determiner le profil piezometrique correct (le 2e sondage peut comprendre des mesures sismiques (SCPT) puis des arrêts/pauses frequents pour effectuer les mesures sismiques et il peut etre utile d'enregistrer les donnees de dissipation au cours de ces arrêts/pauses. Il est plus frequent d'effectuer un seul CPTu avec un petit nombre (p. ex., 3 ou 4) essais de dissipation, en tant que guide 26 CPT - 2022 Cone Penetration Test (CPT) compromis entre l'obtention de conditions non drainees, le cas echeant, et la determination du profil piezometrique approximatif. La resistance au cone (q) est generalement elevee dans les sables et faible dans les argiles, t et le rapport de frottement ($R = f / q$) est faible dans les sables et eleve dans les argiles (voir figure 7). f s t Les systemes traditionnels de classification du sol (par exemple, USCS) sont fondees sur des caracteristiques physiques determinees en laboratoire, telles que la distribution de la taille du grain et la plasticite qui sont mesurees sur des echantillons reformes. Les mesures du CPT repondent au comportement mecanique in situ du sol, comme la resistance, la rigidite et la compressibilite. Les mesures du CPT fournissent un indice repetable du comportement global du sol in situ dans la zone immediate de la sonde. La normalisation lineaire suggeree par Wroth (1984) a ete utilisee : Q ou $Q = (q -$

----- TBT Type de sol (TBT)

[illegible]

peuvent ne pas toujours être fiables, en raison de la perte de saturation du sol. La figure CPT est la figure CPT (après Robertson, 2016) 33 CPT Guide - 2022 Cone Penetration Test Figure 25 (b). La figure CPT normalisée Type de sol (SBT) n Figure Q -F (après Robertson, 2016) tn r La limite entre le comportement contractif et dilatif a de grandes souches sur la figure Q -F est définie par : tn r $CD = 70 = (Q - 11) (1 + 0,06F) / 17$ tn r Robertson (2016) a également suggéré un indice de type de comportement du sol modifié, I : $B I = 100(Q + 10) / (70 + Q F)$ B tn tn r La figure SBT modifiée capture les limites de la SBT mieux que la courbe B I originale. Il s'agit d'une représentation visuelle du type SBT estimé sur le profil CPT, soit la couleur ajoutée sous la courbe de résistance au cône, soit sur la courbe I ou I. c B Profils SPT équivalents 60 Le test de pénétration standard (SPT) a été l'un des essais in situ les plus courants dans de nombreuses parties du monde, en particulier en Amérique du Nord et du Sud. Malgré les efforts continus pour normaliser la procédure et l'équipement SPT, il y a encore des problèmes liés à sa reproductibilité et à sa fiabilité. Cependant, certains ingénieurs géotechniques ont acquis une expérience considérable des méthodes de conception basées sur des corrélations SPT locales. CPT-SPT corrélations avec la taille moyenne du grain (Robertson et al., 1983) Les corrélations ci-dessus nécessitent l'information sur la taille du grain du sol pour déterminer la taille moyenne du grain (ou la teneur en fines) Les caractéristiques du grain peuvent être estimées directement à partir des résultats du CPT à l'aide des diagrammes du type de comportement du sol (STB). Les diagrammes du CPT-SBT montrent une tendance claire à l'augmentation du rapport de frottement avec la teneur en fines et la taille décroissante du grain. Robertson et al. (1986) ont suggéré des ratios $(q/p)/N$ pour chaque c a 60 37 CPT Guide - 2022 Cone Penetration Test de comportement du sol à l'aide du diagramme du CPT non normalisé et du rapport $(q/p)/N$ suggère pour chaque type de comportement du sol est donné dans le tableau 5. c a 60 Ces valeurs fournissent une estimation raisonnable des valeurs de N du SPT à partir des données du CPT. 60 Pour simplifier les corrélations ci-dessus sont données en fonction de la nature de l'argile semée. Dans le cas du sol, l'indice du type de sol, I, c peut être combiné avec les rapports CPT-SPT pour donner la relation simple et continue suivante: $(q/p) I, t a = 8.5, 1, c, N, 4,6, 60$ Robertson (2012) a suggéré une mise à jour de la relation ci-dessus qui fournit des

estimations améliorées de N pour les argiles insensibles: 60 38 CPT Guide - 2022 Essai de pénétration des cônes (CPT) (q/p) $t a = 10 (1.1268 - 0.2817I_c)$ N 60 Jefferies et Davies (1993) a suggère que l'approche ci-dessus peut fournir de meilleures estimations de N - valeurs SPT réelles en raison de la faible reproductibilité du SPT. La méthode utilisée pour estimer les poids unitaires du sol à partir des données CPT (p. ex., Mayne et al., 2010; Lengkeek et al., 2018) ainsi que les méthodes fondées sur l'apprentissage par machine. La méthode utilisée par Lengkeek et al. (2018) était basée principalement sur les sols organiques mous des Pays-Bas. 40 CPT Guide - 2022 Essai de pénétration du cône (CPT) Résistance au cisaillement non drainée (s_u) Il n'existe pas de valeur unique de résistance au cisaillement non drainée, s_u , puisque la réponse u non drainée du sol dépend de la direction de chargement, de l'anisotropie du sol, du taux de déformation et de l'historique des contraintes. Dans des conditions très sensibles de sol à grain fin, où $B \sim 1,0$, N peut être inférieur à q kt . Pour déterminer la concentration en rainure élevée, Mayne et Peuchen (2022) suggèrent la relation suivante à partir de données provenant de 70 dépôts d'argile : $N = 10,5 - 4,6 \ln (B + 0,1)$ kt q Cette approche nécessite des données fiables sur la pression interstitielle pour déterminer B . q 41 CPT Guide - 2022 Cone Penetration Test Pour les dépôts où peu d'expérience est disponible, estimer s_u en utilisant les valeurs corrigées de résistance au cône $u(q)$ et les valeurs préliminaires de facteur de cône (N) de 14 à 16. Pour une estimation plus prudente, choisir une valeur proche de la limite supérieure. En conséquence, la sensibilité d'une argile peut être estimée en calculant les pics à partir de l'un ou l'autre site, c'est-à-dire des corrélations simples avec q ou s_u , c'est-à-dire les valeurs suivantes : 42 CPT Guide - 2022 Cone Penetration Test (CPT) s_u q , $S = u = t v (1/f) \sim 7/F$ (sur la base de $N = 14$) $t r$ kt s_u (Rem) kt Pour les argiles relativement sensibles ($S > 10$), la valeur de f peut être très faible avec des difficultés inhérentes de précision. Par conséquent, l'estimation de la sensibilité (et de la résistance reformée) du CPT doit être utilisée comme guide. Par conséquent, le rapport de résistance non drainée (Rem) s_u ($s_u \neq k$) est: $u(Rem)$ vo $s_u \neq f \neq = (F \cdot Q) / 100$ $u(Rem)$ vo s_u t 43 CPT Guide - 2022 Cone Penetration Test Il est donc possible de représenter ($s_u \neq f \neq =$) les contours linéaires sur le graphique $U(Rem)$ vo s_u normalisé SBT (Robertson, 2009 - voir Figure 23) lorsque $I > \sim 2.6$. n c Rapport de surconsolidation (OCR) et

le rapport de surconsolidation ($YD \text{ Stress} (=) y$) La surconsolidation (OCR) est souvent définie comme le rapport du stress de consolidation effectif maximal et du stress de surcharge actuel: $OCR = p'_{vs} / p'_{slide} = \text{sol surconsolidé mécaniquement (SR)}$ et le rapport de surconsolidation (SR) sont également calculés.

44 CPT Guide - 2022 Cone Penetration Test (CPT) Si l'expérience antérieure est disponible dans le même gisement, la valeur de k devrait être ajustée pour refléter cette expérience et pour fournir un profil plus fiable de l'OCR. La méthode plus simple Kulhawy et Mayne est valable pour $Q < 20$. Pour les projets de grande envergure, à risque modéré à élevé, ou des données de terrain et de laboratoire de haute qualité supplémentaires peuvent être disponibles, des corrélations spécifiques au site devraient être développées sur la base de valeurs cohérentes et pertinentes de l'OCR (ou de l'YSR). Agaiby et Mayne (2019) ont suggéré une extension de cette approche qui peut être appliquée à tous les sols sur la base de ce qui suit : Pour un sol argileux, la limite entre le comportement contractif et le comportement dilatif à grande souche est d'environ $YSR = 5$, tout comme $-0,05$ est la limite pour les sols sableux. Une modification de l'approche Agaiby et Mayne peut fournir une méthode simplifiée pour lier YSR et (Q) en utilisant la méthode suivante : $YSR = 0,33 (Q)^{m=1}$ ou Q a été défini par Robertson (2009) et $m=1$ est modifiée pour devenir : $m=1 - [0,28 / (1 + (I/2,6)^{15})]$ c Quand $I > 2,8$, $m=1,0$. c La méthode simplifiée ci-dessus peut produire des valeurs similaires de l'état in situ (YSR) pour les sols argileux et sableux, à condition qu'il n'y ait pas ou peu de microstructure. Par conséquent, la constante d'estimation de l'OCR peut être automatiquement estimée à partir des résultats CPT en utilisant: $k = [(Q)^{0,2} / (0,25 (10,5 + 7 \log F))]^{1,25}$ t $ROC = (2,625 + 1,75 \log F)^{-1,25} (Q)^{1,25}$ r t Ceci représente une méthode d'estimation automatique de l'état in situ (OCR) dans les sols à grains fins, basée sur des résultats CPT mesurés, de manière cohérente. Ceci se compare très étroitement à la forme suggérée par Karlsrud et al (2005) à partir d'échantillons de blocs de haute qualité en Norvège (lorsque la sensibilité du sol est inférieure à 15) et à partir de CSSM: $OCR = 0,25 (Q)^{1,2}$ t Lorsque $Fr \sim 2\%$ les deux approches donnent essentiellement le même résultat.

46 CPT Guide - 2022 Cone Penetration Test (CPT) In-Situ Stress Ratio (K) Il n'existe pas de méthode fiable pour déterminer K à partir de CPT. = densité relative, D_r , ou indice de densité, I_d , est définie comme suit : $r D_r = e - e_{min} / e_{max} - e_{min}$

[illegible]

[illegible]

[illegible]

microstructure significative). La resistance au cone (q) est une mesure de la resistance du sol a une grande souche de t , et la vitesse de l'onde de cisaillement (V) est une mesure de la rigidite du sol de petite souche (G). Robertson (2016) a montre que la combinaison des donnees V mesurees avec les donnees CPT peut etre utilisee pour identifier les sols ayant une microstructure significative, comme le montre la figure 34. La valeur moyenne de G pour les sols d'age holocene non cements, qui representent la plupart des antecedents de cas de liquefaction, est d'environ 200. K^* peut egalement etre utilise pour estimer la quantite de liaison, representee par une intercepte de G de cohesion, c . L'application des figures 34 et K^* est une methode plus fiable pour estimer la possibilite de G de microstructure que pour comparer les V estimees (a l'aide de la figure 33) avec les V mesures, puisque la base de donnees utilisee pour developper la figure 33 contenait des depots plus anciens de Pleistocene-age qui avaient probablement une certaine microstructure. Le graphique presente a la figure 34 peut egalement etre utilise pour estimer G , et donc V , pour une gamme de sols avec une microstructure differente (ou age). Ces estimations sont approximatives au mieux, mais peuvent fournir un guide des variations de la permeabilite possible.

SBT SBT Gamme de k SBT I_n c Zone (m/s)

1	Sensible a grain fin	3×10^{-10} a 3×10^{-8}	NA
2	Sols organiques - argile	1×10^{-10} a 1×10^{-8}	$I > 3,60$
3	Clay	1×10^{-10} a 1×10^{-9}	$2,95 < I < 3,60$
4	Melange de silt	3×10^{-9} a 1×10^{-7}	$2,60 < I < 2,95$
5	Melange de sable	1×10^{-7} a 1×10^{-5}	$2,05 < I < 2,60$
6	Sable	1×10^{-5} a 1×10^{-3}	$1,31 < I < 2,05$
7	Sable dense a sable	1×10^{-3} a 1	$I < 1,31$
8	* Tres dense a sol rigide	1×10^{-8} a 1×10^{-3}	NA
9	* Tres rigide a partir de la relation de SBT	1×10^{-9} a 1×10^{-7}	NA

*Surconsolide et/ou cimente

Tableau 6 Permeabilite estimee (k) a partir de la relation de SBT

1x2 (1985) ont suggere une gamme de valeurs possibles de k/k pour les argiles molles, comme le montre le tableau 7.

Nature des argiles k/k h v

Pas de macrofabric, ou seulement legerement developpees de 1 a 1,5 macrofabric, depots essentiellement homogenes De macrofabric assez bien a bien developpe, 2 a 4 p.ex. argiles sedimentaires avec lentilles discontinues et couches de matériaux plus permeables argiles varvees et autres depots contenant 3 a 10 couches permeables integrees et plus ou moins continues

Tableau 7 Gamme de valeurs de champ possibles de k/k pour les argiles molles h v (modifiee de Jamiolkowski et al., 1985)

61 CPT Guide - 2022 Cone

Penetration Test Figure 35. On a developpe de nombreuses solutions theoriques pour calculer le coefficient de consolidation a partir des donnees de dissipation de la pression interstitielle CPT. Le coefficient de consolidation peut etre interprete a 50 % de dissipation, a l'aide de la formule de base ci-apres: $T = \frac{r^2}{c_v}$ ou $I = \frac{G}{s} r^2$ u 63 CPT Guide - 2022

Cone Penetration Test Il est clair de cette formule que le temps de dissipation est inversement proportionnel au rayon de la sonde. Ainsi, dans les sols de tres faible permeabilite, le temps de dissipation peut etre diminue en utilisant des sondes plus petites de diametre (Robertson et al. (1992) ont examine les donnees de dissipation provenant du monde entier et ont compare les resultats de la solution theorique de Teh et de Houlsby (1991), comme le montre la figure 36. Dans le cas de l'elimination des pores, la grande difference entre les pressions interstitielles sur la face du cone (u) et derriere le cone (u) peut entrainer une augmentation initiale des pressions interstitielles au cours d'un 2 2 65 CPT Guide - 2022

Essai de penetration des cones Test de dissipation en raison de la redistribution locale ou des pressions interstitielles autour du cone avant que la dissipation radiale ne domine. Il faut veiller a ce que la dissipation soit maintenue a l'equilibre correct (u) et ne s'arrete pas prematurement apres la montee initiale. Dans ces cas, le capteur de pression interstitielle peut etre deplace vers la face du cone (u) ou le temps t peut etre estime en utilisant la pression interstitielle maximale de 1 50 la valeur initiale. Le gradient de la ligne droite initiale est le suivant : $c = \frac{(m/M)^2 r^2}{(I)^{0,5} h T r M}$ $M = 1,15$ pour la position u et le cone de 10cm² (c.-a-d. $r = 1,78$ cm). T 2 66 CPT Guide - 2022

Cone Penetration Test (CPT) Constrained Modulus

Les reglements de consolidation peuvent etre estimes a l'aide des resultats du CPT 1-D

Constrained Modulus, M , ou : $M = \frac{1}{m} =$

----- Le

tableau 8 presente un resume de l'applicabilite du CPT aux applications de conception directe. Les cotes indiquees dans le tableau ont ete attribuees en fonction de l'experience actuelle et representent une evaluation qualitative du niveau de confiance evalue pour chaque probleme de

[illegible]

general, la colonisation controlera la conception. Les sols cohesifs a grains fins : $q = K q + , D f su c$
 (av) $K = 0,30$ a $0,60$ selon la base B/D et la forme et le sol OCR et la sensibilite su pour $s/B = 0,1$
 (figure 38). En general, on suppose que $K = 0,30$ dans l'argile pour une estimation prudente. Figure
 38. Donnees sur le terrain pour la mobilisation du stress de roulement par rapport au rapport de
 colonisation (s/B) pour la base sur l'argile (Lehane (2017) 74 CPT Guide - 2022 Cone Penetration
 Test (CPT) Shallow Foundation Design - Settlement General Design Principes Necessite egalement
 une concentration elevee de la concentration de la concentration de la concentration de la
 concentration de la concentration de la concentration de la concentration de la concentration de la
 concentration de la concentration de la concentration de la concentration de la concentration de la
 concentration de la concentration de la concentration de la concentration de la concentration de la
 concentration de la concentration de la concentration de la concentration de la concentration de la
 concentration de la concentration de la concentration de la concentration de la concentration de la
 concentration de la concentration de la concentration de la concentration de la concentration de la
 concentration de la concentration de la concentration de la concentration de la concentration de la
 concentration de la concentration de la concentration de la concentration de la concentration de la
 concentration de la concentration de la concentration de la concentration de la concentration de la
 concentration de la concentration de la concentration de la concentration de la concentration de la
 concentration de la concentration de la concentration de la concentration de la concentration de la
 concentration de la concentration de la concentration de la concentration de la concentration de la
 concentration de la concentration de la concentration de la concentration de la concentration de la
 concentration de la concentration de la concentration de la concentration de la concentration de la
 concentration de la plus de la concentration de la concentration de la concentration de la plus de la
 concentration de la plus de la plus de la plus de la concentration de la concentration de la
 concentration de la concentration de Dans les argiles rigides, surconsolidees ($OCR > 4$), environ
 50% de la colonisation peut etre due a un tassement immediat de l'age de la deformation et a un

[illegible]

[illegible]

[illegible]

[illegible]

[illegible]

frottement latéral unitaire, $f = \frac{p}{N}$ ou roulement à l'extrémité de l'unité, $q = N \cdot s \cdot p \cdot t \cdot u$ Ou : $= 0.5 - 1.0$ selon l'OCR et N varie de 6 à 9 t selon la profondeur d'enrobage et la taille des pieux. Approche empirique

Méthode CPT La recherche a montré (Robertson et al., 1988; Briaud et Tucker, 1988; Tand et Funegard, 1989; Les facteurs CPT sont les suivants : La méthode CPT (Bustamante et Gianceselli, 1982) La méthode de Bustamante et Gianceselli est basée sur l'analyse de la charge des pieux (et de l'extraction) avec une large gamme de types de pieux et de sols, ce qui peut expliquer en partie les bons résultats obtenus avec la méthode. La méthode, également connue 93 CPT Guide - 2022 Cone Penetration Test comme la méthode LCPC, est résumée dans le tableau 12 et le tableau 13. La méthode LCPC a été mise à jour avec de petits changements par Bustamante et Frank, (1997) Tableau 12 Facteurs de capacité de roulement, k_c (Bustamante et Gianceselli, 1982) La méthode de roulement à l'extrémité des pieux, q , est calculée à partir de la résistance moyenne à l'extrémité des pieux, q , multipliée par un coefficient de roulement final, q (tableau 12). La deuxième étape consiste à éliminer les valeurs supérieures à $1,3q'$ le long de la longueur $-a$ à $+a$, et à les valeurs inférieures à $0,7q'$ le long de la longueur $-a$, qui génère la courbe épaisse ca montrée à la figure 43. La troisième étape consiste à calculer q , la valeur moyenne de la courbe épaisse ca .

95 CPT Guide - 2022 Cone Penetration Test Figure 43. Calcul de la résistance moyenne équivalente au cône (Bustamante et Gianceselli, 1982). Plus récemment, de nouvelles méthodes ont été développées pour estimer la capacité axiale des pieux (p. ex. Niazi, F.S. et Mayne P.W., 2016 et Lehane et al., 2022). Fellenius (2022) décrit une approche de conception unifiée basée sur la conception de fondations en tenant compte des règlements réels et acceptables, au lieu de fonder la conception sur une "capacité" de pieux réduite par divers facteurs de sécurité ou de résistance. Les facteurs de sécurité sont généralement de l'ordre de 2, bien que les valeurs réelles soient parfois plus élevées, car des facteurs partiels de sécurité sont parfois appliqués au cours des calculs (en particulier aux forces du sol) avant d'arriver à la capacité de pieux ultime. Les facteurs de sécurité recommandés pour le calcul de la capacité axiale des pieux du CPT sont donnés dans le tableau 14.

Facteur de méthode de sécurité (FS)	Bustamante et Gianceselli (1982)	3.0 (Q)	2.0 (Q)	1.5 (charges statiques + tempêtes)
de Ruiters et Beringen (1979)	2.0 (charges statiques)	1.5 (charges statiques + tempêtes)		

Tableau 14 Facteurs de securite du calcul de la capacite axiale des pieux du CPT. Pour les grands projets, il est courant d'appliquer des methodes statiques (c'est-a-dire la methode LCPC CPT) pour obtenir une premiere estimation de la capacite, d'appliquer la dynamique des pieux si des pieux entraines sont selectionnes (aide a la selection des marteaux, aux contraintes de conduite, aux criteres de conduite) et d'effectuer un petit nombre d'essais de charge des pieux pour evaluer la reponse des pieux et pour etalonner la methode statique. Les resultats des essais de charge des pieux peuvent etre utilises pour modifier la prevision statique (c'est-a-dire la prevision CPT) de la capacite des pieux et la methode modifiee appliquee a travers le site. La resistance a l'arbre doit etre estimee avec prudence, en raison d'un eventuel mauvais 98 CPT Guide - 2022 Cone Penetration Test (CPT) contact entre la roche et le pieu, concentration de contrainte possible et defaillance progressive resultante. Reglement du pieu Bien que l'installation des pieux modifie les caracteristiques de deformation et de compressibilite du sol, la masse du sol qui regit le comportement des pieux isoles sous charge, cette influence ne s'etend generalement que sur quelques diametres de pieux sous la base du pieu. Meyerhof (1976) a suggere que le reglement total d'un groupe de pieux a la charge de travail peut generalement etre estime en supposant une fondation equivalente. Il est donc souvent important de definir correctement les proportions de resistance (Q/Q_s). b s Des methodes ont ete developpees pour estimer les courbes charge-transfert ($t-z$) (Verbrugge, 1988, Lehane et al., 2022). Cependant, ces methodes sont approximatives et sont fortement influencees par l'installation des pieux et le type de sol. La methode recommandee pour estimer la reponse charge-reportage pour les pieux simples est de suivre les directives generales ci-dessus concernant le developpement de chaque element de resistance. 99 CPT Guide - 2022 Essai de penetration des cones Friction de l'arbre negatif et descente sur les pieux Lorsque le sol autour d'un tas s'installe, le mouvement vers le bas peut induire des forces vers le bas sur le tas. L'ampleur de l'installation peut etre tres faible pour developper ces forces vers le bas. Il peut s'agir d'une solution theorique simplifiee (Poulos et Davis, 1980; Randolph, 1981). La direction de la charge appliquee par rapport au groupe est importante pour les groupes de pieux charges lateralement. 100 CPT Guide - 2022 Essai de penetration des cones (CPT) Controle de

l'amélioration du sol L'amélioration du sol peut se produire sous de nombreuses formes selon le type de sol et les exigences du projet. Pour les sols à grains grossiers tels que les sables et les sables silty, le compactage initial profond est une technique commune d'amélioration du sol. Le compactage profond peut comprendre: vibro-compactation, vibro-replacement (colonnes de pierre), compactage dynamique, pieux de compactage et blasting profond. Le CPT est l'une des meilleures méthodes pour surveiller et documenter l'effet du compactage profond, souvent en raison de l'effet de la formation de sol en général, mais pas en raison de l'effet initial et répétable des données. La plupart des techniques de compactage profond comportent des contraintes cycliques de cisaillement sous forme de vibration pour induire une augmentation de la densité du sol. Le CPTu fournit les informations nécessaires sur les conditions des eaux souterraines. Souvent, le compactage en profondeur est destiné à un ou plusieurs des facteurs suivants: augmentation de la capacité portante (c'est-à-dire augmentation de la résistance au cisaillement) / réduction des peuplements (c'est-à-dire augmentation de la rigidité) / augmentation de la résistance à la liquéfaction (c'est-à-dire augmentation de la densité). La nécessité d'un compactage en profondeur et des conditions géotechniques sera spécifique au projet et il est important que les spécifications de conception tiennent compte de ces exigences spécifiques au site. La résistance au cône dans les sols à grains grossiers est régie par de nombreux facteurs, y compris la densité du sol, les contraintes in situ, l'historique des contraintes et la compressibilité du sol. Dans l'analyse des sables témoin (ou l'on utilise la méthode initiale $I < 2,0$), il y a un aspect important du compactage profond qui n'est pas encore bien compris : l'augmentation de la résistance aux cônes avec le temps après compactage. Cet effet de temps a été observé dans des conditions de sol différentes et avec des méthodes de compactage différentes. Souvent, aucun changement mesurable de la pression interstitielle n'a été observé et l'augmentation a lieu sans tassement visible du sol. Charlie et al. (1992) ont étudié plusieurs cas où la résistance aux cônes a été mesurée avec le temps après compactage. On a utilisé une gamme de techniques de compactage et les résultats sont présentés à la figure 44. Les cas étaient représentatifs d'une vaste gamme de climats et de conditions géologiques avec des températures moyennes variant de -10°C (mer de Beaufort) à $+27^{\circ}\text{C}$

[illegible]

cout-efficacite. Liquefaction Plusieurs phenomenes sont decrits comme liquefaction du sol; par consequent, les definitions suivantes sont fournies pour faciliter la comprehension du phenomene.

Liquefaction du flux (statique) Ne s'applique qu'a la deformation des sols en cisaillement non draine (c'est-a-dire les sols susceptibles de subir une perte de resistance/reduction en cisaillement non draine). La figure 45 presente un diagramme d'ecoulement pour clarifier les phenomenes et les definitions de la liquefaction du sol. Si un sol est contractif a de grandes souches et qu'il n'y a pas d'adoucissement de la contrainte (c'est-a-dire qu'il peut y avoir perte de resistance/reduction du cisaillement non draine), la liquefaction est possible si le sol peut etre declenche pour la deformation-souvent et si les contraintes de cisaillement gravitationnel sont plus grandes que la resistance minimale au cisaillement non draine. Le declencheur peut etre monotonique ou cyclique. Si une pente ou une structure du sol echouera, et le glissement dependra de la quantite de sol adoucissant de la contrainte par rapport au sol durcissant dans la structure, de la fragilite du sol ramollissant de la souche et de la geometrie du sol. Dans le cas d'une perte de temps, il est possible que les contraintes effectives soient essentiellement de 108 CPT Guide - 2022 Essai de penetration des cones (CPT) atteignent zero dans les sols de type sable, pendant la charge cyclique, resultant en de grandes deformations. L'inversion de la contrainte de cisaillement est frequente dans le niveau et le sol en pente douce pendant les tremblements de terre ou les contraintes statiques de cisaillement sont faibles par rapport aux contraintes de cisaillement cycliques imposees. Des exemples de liquefaction cyclique ont ete frequents dans les tremblements de terre majeurs de Niigata (1964) et Christchurch (2010/11) et se manifestent sous forme d'ebullitions de sable, les lignes de vie endommagees (piplines, etc.) les spreads lateraux, les effondrements du sable, les fissures de surface. Si la liquefaction cyclique se produit et les voies de drainage sont souvent limitees en raison de la surpression du sol, les pertes de temps peuvent etre reduites en raison de la perte de temps. On trouve un exemple d'approche fondee sur le risque pour les residus miniers a l'adresse suivante:

<https://www.icmm.com/en-gb/guidance/innovation/2021/tailings-management-good-practice> 109

CPT Guide - 2022 Cone Penetration Test Cyclical Liquefaction (Nivel or Gently Sloping Ground

Sites) (Refer to Robertson & Wride, 1998; Zhang et al., 2002 et 2004; Robertson, 2009 pour plus de details) La plupart des travaux en cours sur la liquefaction cyclique ont porte principalement sur les tremblements de terre. Le facteur r peut etre estime a l'aide de la fonction tri-lineaire suivante, d qui fournit un bon ajustement a la moyenne de l'intervalle suggere dans r initialement d propose par Seed et Idris (1971): $r = 1,0 - 0,00765z$ d si $z < 9,15$ m $= 1,174 - 0,0267z$ si $z = 9,15$ a 23 m $= 0,744 - 0,008z$ si $z = 23$ a 30 m 110 CPT Guide - 2022 Cone Penetration Test (CPT) $= 0,5$ si $z > 30$ m Ou z est la profondeur en metres. Ces formules sont au mieux approximatives et ne representent que des valeurs moyennes puisque r montre une variation considerable avec la profondeur. d Idris et Boulanger (2008) suggerent des valeurs alternatives pour r , mais elles sont egalement associees a des valeurs alternatives du CRR. La sequence d'evaluation de la liquefaction cyclique pour le niveau ou la pente douce des sols du sol est: 1. Evaluer la sensibilite du sol a la liquefaction cyclique du sol et du sol du sol du sol du sol du meme type de sol du meme type de sol du meme type de sol du meme type de sol du sol du meme type de sol du mode de sol du mode de sol. Les sols de type CPT ont generalement un indice de SBT base sur le CPT $I < 2,8$ (ou $I > 22$). c B = Projets a faible risque : Les sols de type C sont sensibles a la liquefaction cyclique sur la base de criteres ci-dessus, a moins que l'experience locale precedente n'en montre autrement. Projets a haut risque : Soit supposent que les sols sont sensibles a la liquefaction cyclique ou obtiennent des echantillons de haute qualite et evaluent la susceptibilite sur la base d'essais de laboratoire appropries, a moins qu'une experience locale anterieure n'existe. 111 CPT Guide - 2022 Cone Penetration Test Comportement de type Clay : Les sols de type Clay ne sont generalement pas sensibles a la liquefaction cyclique < les sols de type Clay ne sont pas susceptibles a la liquefaction cyclique lorsque leur comportement est caracterise par le $PI > 18$, mais ils peuvent subir un adoucissement cyclique. $2.5 < I < 2.8$), comme l'illustrent les figures 23 et 25 b). Pour les sols B c qui se trouvent dans cette region de transition ou a proximite de celle-ci, des echantillons devraient etre obtenus pour verifier le comportement. 2. Evaluer le declenchement de la Liquefaction cyclique Materiaux semblables a des sables Seed et al., (1985), a mis au point une methode pour estimer le rapport de resistance cyclique (RRC) pour le sable propre avec des conditions de sol de niveau

[illegible]

[illegible]

resistance au sable propre equivalente (Q) et Robertson (2021) ont mis a jour le facteur de correction a la region T_n , c_s suivant la version simplifiee: $K = 1,0$ si $I = 1,7$ c c Le facteur de correction, K , est approximatif puisque le CPT repond a de nombreux facteurs c tels que la plasticite du sol, la teneur en mineraux, la sensibilite au sol, l'age et l'historique du stress. On recommande que les sols soient echantillonnees a l'aide d'un echantillon simple push-in (disturbed) lorsque $I > 2.4$ ($I < 32$) a c B verifier le type de comportement base sur des tests d'indices simples (p. ex., distribution de la taille des grains, limites d'Atterberg et teneur en eau) afin de confirmer la susceptibilite a la liquefaction cyclique a l'aide des criteres de la figure 46. L'echantillonnage selectif des sols base sur I c (ou I) doit etre effectuee a proximite de certains sondages CPT. Des echantillons perturbés B peuvent etre obtenus a l'aide d'echantillonneurs push directs (p. ex., la figure 1) ou de methodes de forage/echantillonnage conventionnelles proches du sondage CPT.

117 CPT Guide - 2022 Cone Penetration Test Figure 48. Si la methode de calcul de la CSR doit etre appliquee en meme temps que la methode de calcul de la CSR, la methode de calcul de la CSR peut etre utilisee pour calculer Q (ou q) pour estimer CRR. t_n, c_s $c_1 n, c_s$ Cela signifie que vous ne devez pas melanger les methodes (c'est-a-dire calculer CSR en utilisant une methode et estimer CRR en utilisant une autre methode). Ceci s'applique egalement aux divers «facteurs de correction» utilises dans chaque methode. CRR peut egalement etre estime en utilisant la vitesse de cisaillement normalisee V (Kayen et 7.5 s1 al, 2013). La combinaison de CPT et de V pour evaluer le potentiel de liquefaction du sol est tres utile et peut etre effectuee de maniere rentable a l'aide de la CPT sismique (SCPT). V est une petite souche de mesure de la rigidite du sol et est sensible a la resistance a la charge cyclique (CRR), comme l'indique la figure 49, 119 CPT Guide - 2022 Cone Penetration Test, mais peut etre utile a la CPT. Dans ce cas de 7.5 120 CPT - 2022 Cone Penetration Test (CPT), la quantite et la cause de la liaison doivent etre etudiees pour determiner si la charge sismique est suffisante pour detruire les liaisons. Par exemple, pour les petits tremblements de terre, l'approche V peut etre correcte, mais pour les grands tremblements de terre (qui peuvent detruire les avantages de la liaison) l'approche CPT peut etre correcte. Stratigraphie - zones de transition Robertson et Campanella (1983) a montre que la resistance a l'extremite du

[illegible]

[illegible]

après le tremblement de terre en utilisant la méthode du CPT après le tremblement de terre en utilisant la méthode du Robertson et de Wride (1998) pour obtenir un profil vertical détaillé des concentrations de CPT après le tremblement de terre en utilisant la méthode du CPT en utilisant la méthode du CPT après le tremblement de terre. Pour les projets à haut risque, un échantillonnage de haute qualité et des essais en laboratoire appropriés peuvent être nécessaires dans les zones critiques identifiées par l'approche simplifiée. Le jugement technique est nécessaire pour évaluer les conséquences des constructions verticales 1D calculées à partir de souches induites par le volume, compte tenu de la variabilité du sol, de la profondeur des couches liquéfiées, de l'épaisseur des sols non liquéfiables au-dessus des sols liquéfiés et des détails du projet (voir Zhang et al., 2002). Le déplacement des bâtiments situés au-dessus des sols qui subissent une liquéfaction dépendra des détails de la fondation et de la profondeur, de l'épaisseur et de la distribution latérale des sols liquéfiés. En outre, une couche profonde à faible FS peut réduire la demande sismique à des profondeurs peu profondes, ce qui permet d'obtenir une liquéfaction simplificatrice, ce qui conduit à une liquéfaction de l'échantillon (après Hutabarat et Bray, 2022) la déformation par liquéfaction de l'échantillon, qui tend à être plus élevée à des sites présentant des couches de sable liquéfiables épaisses à proximité de la surface du sol, combinée à une mince croûte non liquéfiable faible, ce qui est conforme aux observations faites par Ishihara (1985) qui ont lié les dommages de surface causés par la liquéfaction à l'épaisseur de la couche de sable liquéfiable et à l'épaisseur de la croûte non liquéfiable de la surface du dessus. Il n'est donc pas possible de comparer l'approche Zhang et al (2002) calculée en DL avec celle de Boulanger et d'Idriss de performance (2008). L'approche fondée sur le CPT est généralement prudente car elle est appliquée à toutes les données du CPT et capte des valeurs de cônes faibles (minimum) dans les couches de sol et dans les zones de transition aux limites du sol. Ces valeurs de cônes faibles dans les zones de transition entraînent souvent des déformations de cisaillement accumulées qui tendent à augmenter les déformations latérales estimées. Le jugement technique doit être utilisé pour éliminer le conservatisme excessif dans les dépôts fortement intercotes ou il y a des zones de transition fréquentes aux limites du sol.

Le logiciel peut enlever des valeurs dans les zones de transition aux limites du sol (p. ex. CLiq de <http://www.geologismiki.gr/>). Le jugement technique est nécessaire pour évaluer les conséquences des déplacements latéraux calculés en tenant compte, de la variabilité du sol, de la géométrie du site, de la profondeur des couches de sol liquéfiées et des détails du projet. La méthode de Hutabarat et Bray (2022) comprend une approche simplifiée pour estimer la quantité de pressions interstitielles induites par les tremblements de terre qui peut être utile pour comprendre la distribution probable de fortes pressions interstitielles et la façon dont les couches d'argile peuvent limiter les effets de ces pressions interstitielles sur la performance globale du site. Lorsque les déformations latérales calculées à l'aide des méthodes empiriques ci-dessus sont très importantes (c.-à-d., des souches de cisaillement de plus de 30 %) les sols devraient également être évalués pour déterminer leur susceptibilité à la perte/réduction de force (voir la section suivante sur la liquéfaction de l'écoulement dans le sol en pente) et la stabilité globale par rapport à un glissement de l'écoulement évalué. Dans la figure 52, on présente une mise à jour du diagramme, ainsi que des lignes directrices générales relatives à l'évaluation de la liquéfaction cyclique ou de la liquéfaction de flux.

130 CPT Guide - 2022 Cone Penetration Test (CPT) Figure 52 Zones de liquéfaction/souplesse potentielle fondées sur le CPT (voir la figure 25b pour plus de détails)

Sols de type sable (SD & SC, $I > 32$) - Évaluer le comportement potentiel en utilisant des corrélations de liquéfaction de cas et d'histoire B de CPT.

SD Liquéfaction cyclique possible en fonction du niveau et de la durée de la charge cyclique.

SC Liquéfaction cyclique et (liquéfaction de flux) Perte de résistance possible en fonction de la charge et de la géométrie du sol.

CC/CC, $I < 22$) - Évaluer le comportement potentiel en fonction de la sensibilité du sol et de la plasticité, du chargement et de la géométrie du sol. Si les résultats sont significativement différents, ils doivent être évalués pour déterminer les raisons probables des différences. Généralement, lorsqu'un site est composé principalement de sols ressemblant à du sable dans les zones supérieures et avec un niveau élevé d'eau souterraine ($z < 4\text{m}$) et pour un tremblement de terre de conception avec $M < 8$ (voir le résumé de la base de données dans la figure 47), les méthodes fournissent souvent des résultats similaires, étant donné qu'elles étaient toutes basées sur des sites similaires. Exemple d'approche

fondée sur le CPT pour évaluer la liquéfaction cyclique au site d'atterrissage de Moss montrant (a) des paramètres intermédiaires (b) le CRR, la FS et les déformations post-sismales à l'aide du logiciel «CLiq» (<http://www.geologismiki.gr/>) CLiq offre la possibilité de comparer les résultats sur une gamme d'entrées de tremblements de terre (p. ex., la plage de M et d'un σ_v , comme le montre la figure 54. L'exemple montre que si le séisme maximal était plus grand (p. ex., plus élevé σ_v) les colonnes verticales résultantes ne sont pas trop sensibles, puisque la liquéfaction a été déclenchée pour la plupart. Pour une pente qui connaît une instabilité due à la liquéfaction de l'écoulement, les conditions suivantes sont requises: - - -

. L'expérience a également montré que les événements déclencheurs peuvent être très petits (Robertson et al, 2019). Pour les structures où les conséquences de la défaillance sont élevées (p. ex., perte de vie et/ou dommages importants à l'environnement et à la réputation), il est prudent de supposer que la perte de force sera déclenchée car il est souvent impossible de concevoir avec confiance que la perte de force ne sera pas déclenchée à un moment donné dans la vie de la structure. Dans les régions sismiques, même les petits tremblements de terre peuvent déclencher la perte de force si les sols sont sensibles et sont soumis à des contraintes de cisaillement statiques élevées. En général, l'accent mis dans la conception sur la résistance à la perte de force peut être mis sur l'évaluation de la perte de force à un moment donné dans la vie de la structure. Dans le cas de l'étude de la résistance à l'eau, la relation s'applique aux sols peu ou pas de microstructure, p. ex., les sols sont géologiquement jeunes (c.-à-d. moins de 10 000 ans) et/ou les sols non liés (c.-à-d. pas de cimentation). La tendance des sols à changer de volume pendant le cisaillement couvre un large spectre de données allant de très contractives à très dilatatives, par exemple, les sols très lâches tendent à se contracter

de façon continue vers l'état critique (CS), tandis que les sols modérément lâches peuvent initialement se contracter quelque peu avant d'atteindre l'état critique. Dans le cas des sols non drainés, les données concernant les sols non drainés et les sols transitoires ($I < 3,0$) c Dans le cas des sols sableux, avec un indice de type de comportement du sol $I < 2,60$, ou le processus de pénétration du CPT est principalement drainé, Robertson (2010) a suggéré que la résistance au cône normalisée (Q) soit liée au paramètre d'état ($-$) en utilisant un facteur de correction de l'équivalent de sable propre (Q) défini par : $t_{n,cs}$ 137 CPT Guide - 2022 Cone Penetration Test $Q = Q K t_{n,cs} t_{n,c}$ Ou, Q est la résistance au cône normalisée de l'équivalent de sable propre ($-$) et K est un facteur de correction de $t_{n,cs}$ c pour tenir compte de l'évolution du comportement avec augmentation de la teneur en fines et de la compressibilité. Robertson (2010) a suggéré un lien entre Q et $-$ pour les sols sableux

(-----

----- La relation entre Q et la grande souche de résistance liquéfiée non drainée $t_{n,cs}$ ratio ($s \neq$), suggérée par Robertson (2010) pour les sols qui ressemblent principalement à du sable $u(liq)_{vo}$, a également été mise à jour et simplifiée pour permettre l'extension de la relation à des valeurs plus élevées de Q , où les sols sont dilatifs à de grandes souches et où la résistance au cisaillement de $t_{n,cs}$ est contrôlée par la résistance drainée. La relation actualisée 138 CPT Guide - 2022 Cone Penetration Test (CPT) a été étendue à des sols transitoires ou $I < 3,0$ en utilisant la K modifiée. Inclus dans la figure 55, où la résistance au cisaillement de $t_{n,c}$, c'est aussi la valeur de l'historique des cas de classe A et B de Robertson (2010), mais mise à jour sur la base des valeurs de Q modifiées et avec des cas enlevés lorsque la concentration de K modifiée est inférieure à la concentration de K , c'est-à-dire qu'il y a lieu d'estimer la concentration de la substance dans le sol. Entre $70 < Q < 80$, les sols $t_{n,cs}$ peuvent être initialement contractifs mais devenir progressivement plus dilatifs avec des souches croissantes et le rapport de résistance au cisaillement non drainé peut être élevé mais reste légèrement inférieur au rapport de résistance drainée, défini par \tan . La corrélation simplifiée et mise

a jour suggeree pour estimer le rapport de resistance liquorisee non draine de grande souche, s_v / s_h , pour les sols sableux et transitoires, $u_{(liq)} / \sigma'_{v0}$ lorsque $I < 3,0$ est: $c s_v / s_h = 0,0007 \exp(0,084 Q) + 0,3/Q$ $u_{(liq)} / \sigma'_{v0}$ $t_{n,cs} / t_{n,cs}$ Quand $Q < 20$, supposons s_v / s_h , mais utilisez $s_v = 1 \text{ kPa}$, comme un $t_{n,cs} / t_{n,cs}$ $u_{(liq)} / \sigma'_{v0}$ $u_{(liq)} / \sigma'_{v0}$ lorsque $s_v < 50 \text{ kPa}$. La valeur minimale de 1 kPa est representee par l'etat de l'etat d'ecoulement moyen par la force d'ecoulement moyen du sol argileux, si le rapport de resistance a l'ecoulement moyen est superieur a celui de la valeur de l'etat d'ecoulement moyen. La relation entre la force maximale du sol et celle du sol est plus faible que celle du sol. La relation entre la force maximale du sol et celle du sol est plus faible que celle du sol. La relation entre la force maximale du sol et celle du sol est plus faible que celle du sol. La relation entre la force maximale du sol et celle du sol est plus faible que celle du sol. La relation entre la force maximale du sol et celle du sol est plus faible que celle du sol. La relation entre la force maximale du sol et celle du sol est plus faible que celle du sol. La relation entre la force maximale du sol et celle du sol est plus faible que celle du sol. La relation entre la force maximale du sol et celle du sol est plus faible que celle du sol. La relation entre la force maximale du sol et celle du sol est plus faible que celle du sol. La relation entre la force maximale du sol et celle du sol est plus faible que celle du sol. La relation entre la force maximale du sol et celle du sol est plus faible que celle du sol. La relation entre la force maximale du sol et celle du sol est plus faible que celle du sol. La relation entre la force maximale du sol et celle du sol est plus faible que celle du sol. La relation entre la force maximale du sol et celle du sol est plus faible que celle du sol. Pour des raisons de conception, la relation indiquee a la figure 55 peut etre appliquee afin de fournir une estimation raisonnable de s_v / s_h , jusqu'a $s_v = 300 \text{ kPa}$. Pour des niveaux de contrainte plus eleves, les valeurs estimees de s_v / s_h , peut-etre bas et avance en laboratoire $u_{(liq)} / \sigma'_{v0}$, sont necessaires pour guider toute augmentation de s_v / s_h , en raison de la courbure de l' $u_{(liq)} / \sigma'_{v0}$ CSL. Robertson (2017) a fourni un guide approximatif pour estimer la contrainte effective de surcharge lorsque le comportement non draine deviendrait plus ductile et s_v / s_h environ une valeur plus proche de 0,25 sur la base du rapport de frottement CPT, $u_{(liq)} / \sigma'_{v0}$, comme le montre la figure 56. Cette comparaison illustre la difference potentiellement importante entre la resistance non draine possible (rendement) et la resistance liquidee dans les sols non draines. Les methodes d'equilibre avec les resistances au cisaillement non draines peuvent etre trompeuses lorsqu'elles sont appliquees a des sols qui peuvent subir une perte/reduction significative de la resistance (Robertson et al., 2019) qui introduisent une incertitude supplementaire lors de l'application des valeurs de resistance au

[illegible]

[illegible]

performances sont acceptables a l'aide de modeles constitutifs appropriés et de valeurs de resistance a la cisaillement de grandes deformations. Toutefois, la conception globale devrait etre effectuee dans un cadre fonde sur les risques. Dans le cas du sol en pente raide, les contraintes de cisaillement statique sont generalement elevees et lorsque les sols sont contractifs a grande souche, K est inferieur a 1,0. Par consequent, le K est generalement inferieur a 1,0 dans le sol en pente raide avec des sols contractifs.

147 CPT Guide - 2022 Logiciels Au cours des dernieres annees, le logiciel commercial est devenu disponible pour faciliter l'interpretation et la conception geotechnique du CPT a l'aide des resultats du CPT. Robertson a participe au developpement de deux programmes : CPeT-IT (pron. C-petit) et CLiq (pron. slick). Les deux programmes sont peu couteux et tres convivial et peuvent etre telecharges a partir de <http://www.geologismiki.gr/Products.html>. Le CPeT-IT est un logiciel facile a utiliser pour l'interpretation des donnees du CPT et du CPTu. Il comprend egalement les methodes de liquefaction fondees sur le CPT suggerees par Moss et al (2006) et Boulanger et Idris (2008/2014). Une caracteristique 2D unique fournit un moyen de creer des cartes de contours colores de l'indice global de liquefaction potentielle (IPL) et des peuplements post-seisme dans la vue du plan, ce qui permet a l'utilisateur de visualiser la variation spatiale du potentiel de liquefaction et des peuplements sur un site. Les variations des peuplements apres tremblement de terre calcules sur un site permettent d'estimer les peuplements differentiels pour un site donne et le tremblement de terre de conception. Une fonction d'analyse parametrique permet a l'utilisateur de varier a la fois l'amplitude du tremblement de terre et l'acceleration de la surface pour evaluer la sensibilite du

guide general 148 CPT - 2022 L'indice de liquefaction du logiciel et les peuplements apres tremblement de terre en fonction du chargement et des resultats du tremblement de terre sont presentes sous une forme graphique 3D. Dans les proces-verbaux de la 12e Conference internationale sur la mecanique des sols et l'ingenierie de la fondation, Rio de Janeiro, Balkema Pub., Rotterdam, vol. 1, p. 165 a 170. Boggess, R. et Robertson, P.K., 2010. CPT pour les sediments mous et les etudes sur les eaux profondes, C.P. 151, 2e Symposium international sur les essais de penetration des cones, C.P. 10, Huntington Beach, CA, Etats-Unis, www.cpt10.com

[illegible]

[illegible]