

• • • • • • • • • • • • • • • • • • • •	• • • • • • • • • • • • • • •	 
 •	• • • • • • • • • • • • • • •	 
 •	• • • • • • • • • • • • • • •	 
 •	• • • • • • • • • • • • • •	 
 •		 
 •	• • • • • • • • • • • • • • •	 
 •		 
 •	• • • • • • • • • • • • • • •	 
 •		 

Eaux souterraines et profil piézométrique 26 Profilage des sols et classification des sols 27 Profils non normalisés SBT 27 Profils équivalents SPT N 36 60 Poids unitaire du sol (=) 39 Résistance (s ) 41 u Sensibilité du sol (S) 42 t Ratio de résistance (s /=' ) 43 u vo Ratio de

surconsolidation (OCR) et stress de rendement (=) 44 y Cohérence entre les valeurs de k (pour OCR) et N (pour s ) 46 kt u Ratio de résistance in situ (K ) 47 o Densité relative (Dr) 48 Paramètre d'État (=) 51 Angle de friction de pointe (=) 53 Échelle et Modulus 55 Modulus de la vélocité des ondes de cisaillement 56 Estimation de la vélocité des vagues de cisaillement (V) de la fondation CPT 57 s Identification des sols avec microstructure 58 Conductivité hydraulique (k) 60 Caractéristiques de la concentration 67 Application des résultats CPT

......

. . . . . . . . . . . . .

Le présent glossaire contient les termes les plus utilisés en rapport avec le CPT et sont présentés dans l'ordre alphabétique. Le test de pénétration du cône du c. du. du. du. du

La méthode de calcul de la pression interstitielle mesurée est inférieure à la pression interstitielle interstitielle. La pression interstitielle mesurée est inférieure à la pression interstitielle interstitielle. La pression interstitielle normalisée par rapport à la résistance interstitielle.

D'autres documents techniques sur le CPT peuvent être téléchargés à partir de www.cpt-robertson.com et de https://usucger.org/books/. Les informations supplémentaires sur l'interprétation du CPT sont fournies dans une série de webinaires gratuits qui peuvent être consultés à l'adresse suivante : https://www.youtube.com/user/GreggCPTWebinars. https://www.greggdrilling.com/resources/webinars/ Les interprétations décrites dans le présent guide ont été incorporées dans un logiciel CPT facile à utiliser (CPeT-IT et CLiq) qui peut être téléchargé à partir de https://geologismiki.gr/products/. 1 Guide CPT - 2022 Caractérisation du site basée sur le risque et l'incertitude sont des 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 piézocone (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 récupérés 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 intérieur 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 piézocone, 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 une surface projetée de 10 cm2 et un angle de 60o apex a été fixé aux tiges de traction intérieure en acier, comme le montre la figure 3. La première classification des sols fondée sur le CPT pour le cône mécanique Begemann 1965 Fugro a mis au point un cône électrique, dont la forme et les dimensions ont servi de base aux cônes modernes et à la procédure de la norme internationale et de l'ASTM. Les principales améliorations par rapport aux pénétromètres à cône mécanique ont été les suivantes : - Élimination des lectures incorrectes dues à la friction entre les tiges intérieures et les tiges extérieures et au poids des tiges intérieures. - Essais continus à vitesse de pénétration continue sans nécessité de mouvements alternatifs de différentes parties du pénétromètre et aucun mouvement indésirable du sol n'influant sur la résistance au cône. - Mesure électrique plus simple et plus fiable de la résistance au cône et à la friction des manchons. CPT - 2022 Essai de pénétration des cônes (CPT) Capteurs/Modules additionnels Depuis l'introduction du cône électrique au début des années 1960, de nombreux capteurs supplémentaires ont été ajoutés au cône, tels que : (C) Température (Géophones/accéléromètres) (vitesses d'onde sismiques, V et V) s p (Prescentmètre de pression des cônes) (Camera (lumière visible)) (C) Radioisotope (gamma/neutron) (C) (C) Résistivité électrique/conductivité (C) (C) Échange d'oxygène (redox) (C) (Laser/ultraviolet induit la fluorescence (LIF/UVOST) (C)) (C) ( Pour un système de forage à ciel ouvert, il est possible d'utiliser un système de forage à ciel ouvert. Pour un système de forage à ciel ouvert, il est possible d'utiliser un système de forage à ciel ouvert, un système de forage à ciel ouvert, un système de forage à ciel ouvert, un système

de forage à ciel ouvert, un système de forage à ciel ouvert, un système de forage à ciel ouvert, un système de forage à ciel ouvert, un système de forage à ciel ouvert, un système de forage à ciel ouvert, un système

de forage à ciel ouvert, un système à ciel ouvert, un système de forage à ciel ouvert, un système à ciel ouvert, un système de forage à ciel ouvert, un système à ciel ouvert, un système de forage à ciel ouvert, un système de forage à ciel ouvert, un système de forage à ciel ouvert, un système à ciel ouvert, un système à ciel ouvert, un système de forage, un système de forage, un système de forage à deux à deux à deux à deux à deux à ciel et un système à ciel ouvert, un système à ciel ouvert, un système de forage, un système de forage, un Pour les systèmes de livraison et de déploiement robotiques, on peut

Pour les systèmes de livraison et de déploiement robotiques, on peut aussi utiliser des systèmes à distance non habités. Figure 18. Gregg=s Bumblebee à distance, système CPT non habité avec cône 5cm2 et tubulure enroulée 17 CPT Guide - 2022 Cone Penetration Test Profondeur de pénétration CPT=s peut être effectué à des profondeurs supérieures à 100m (300ft) dans des sols mous et avec un équipement de poussée à grande capacité. Pour améliorer la profondeur de pénétration, le frottement le long des tiges de traction doit être réduit.

Il est également courant d'utiliser le premier 1,5m (5ft) dans les zones urbaines pour éviter les travaux souterrains. Vertalité La machine de traction doit être conçue pour obtenir une direction de poussée aussi proche que possible de la verticale. L'écart de la direction de poussée initiale par rapport à la verticale ne doit pas dépasser 2° et les tiges de traction doivent être vérifiées pour la recticité. Les cônes modernes doivent être munis de capteurs de pente simples pour permettre une mesure de la non- verticalité du sondage. Ceci est utile pour éviter les dommages aux équipements et la rupture des tiges de traction. Pour les profondeurs inférieures à 15m (50ft), la non-verticalité significative 18 CPT Guide - 2022 Cone Penetration Test (CPT) est inhabituel, à condition que la direction de poussée initiale soit verticale. Les CPT non verticaux ont également été effectués pour des projets spéciaux (par exemple, dans les tunnels).

En général, la plupart des systèmes collectent des données à des intervalles compris entre 10 et 50 mm, avec 20 mm (~1 po) devenant le plus courant. Essais de dissipation Pendant une pause de pénétration, toute pression interstitielle excessive générée autour du cône commencera à se dissiper. Le taux de dissipation dépend du coefficient de consolidation, qui dépend à son tour de la compressibilité et de la perméabilité du sol. Le taux de dissipation dépend également du diamètre de la sonde. Un essai de dissipation peut être effectué à n'importe quelle profondeur requise (en arrêtant la pénétration et en mesurant le changement de pression interstitielle avec le temps. Il est courant d'enregistrer le temps nécessaire pour atteindre 50 % de dissipation (t

), comme l'illustre la figure 19. 50 Si la pression interstitielle (u ) est nécessaire, l'essai de dissipation doit se poursuivre jusqu'à ce qu'il n'y ait pas d'augmentation de la pression interstitielle pendant la durée de la sonde.

Dans le cas de l'analyse de la charge nulle, les cellules de charge n'ont pas besoin d'être étalonnées. Pour les grands projets, les étalonnages peuvent être effectués avant et après le travail sur le terrain, avec des contrôles fonctionnels pendant le travail. Les contrôles fonctionnels devraient comprendre l'enregistrement et l'évaluation des mesures de la charge nulle (lectures de base). Avec une conception, un étalonnage et un entretien minutieux, les cellules de charge et les transducteurs de pression de déformation peuvent avoir une précision et une répétabilité supérieures à +/- 0,1 % de la production à pleine échelle (FSO). Le tableau 3 présente un résumé des vérifications et des réétalonnages pour le CPT.

Dans les sols mous, les conceptions de cônes de soustraction souffrent d'un manque de précision dans la détermination de la résistance des manchons due principalement à la stabilité de charge nulle variable des deux cellules de charge. Dans les conceptions de cônes de soustraction, différentes erreurs de charge zéro pour chaque cellule de charge peuvent produire des erreurs cumulatives dans les valeurs de résistance des manchons dérivées. Pour des mesures précises de la résistance des manchons dans les sédiments mous, il est recommandé que les manchons aient des cellules de charge distinctes (compression) 22 CPT Guide - 2022 Essai de pénétration des manchons (CPT) Avec une bonne conception (cellules de charge séparées, manchon de frottement à l'extrémité égale) et un contrôle de qualité (mesure de la charge nulle, tolérances et rugosité de la surface) il est possible d'obtenir des mesures de résistance des manchons et des manchons très répétables. Toutefois, les mesures des manchons, en général, seront moins précises que la résistance des manchons (c'est-à-dire, en particulier, dans les sols à grain fin sensible, où les valeurs de résistance des manchons peuvent être inférieures à celles de l'eau peuvent être mesurées plus faibles que celles de l'efficacité de l'effet de l'eau de l'eau sur les manométrique sur les manométrique sur les manométriques sur les manométriques sur les manométriques.

Dans le cas d'une méthode de mesure de la pression de l'eau, la méthode de mesure de la pression de l'eau peut être appliquée à la pression de l'eau La plupart des corrélations ont un cadre théorique, mais restent semiempiriques en raison du comportement complexe de la plupart des sols naturels. Ces corrélations varient en termes de fiabilité et d'applicabilité. Comme le CPT a des capteurs supplémentaires (p. ex. pression interstitielle, CPTu et sismique, SCPT), l'applicabilité pour

estimer les paramètres du sol varie. Puisque le CPT avec des mesures de pression interstitielle (CPTu) est généralement disponible, le tableau 4 montre une estimation de l'applicabilité perçue du CPTu pour estimer les paramètres du sol.

Il n'y a pas d'autres essais in situ qui puissent fournir ce niveau d'information de manière quasi continue et rentable. Les conditions d'eau souterraine et le profil piézométrique Le comportement du sol est contrôlé par les contraintes in situ efficaces et la connaissance des conditions d'eau souterraine est important pour déterminer le profil piézométrique correct au moment du CPT. Le CPTu fournit des informations détaillées sur le comportement du sol, y compris le profil de pression interstitielle (piézométrique).

Dans ces conditions, il est préférable 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 où l'on effectue fréquemment des essais de dissipation pour déterminer le profil piézométrique correct (le 2e sondage peut comprendre des mesures sismiques (SCPT) puis des arrêts/pauses fréquents pour effectuer les mesures sismiques et il peut être utile d'enregistrer les données de dissipation au cours de ces arrêts/pauses. Il est plus fréquent 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 drainées, le cas échéant, et la détermination du profil piézométrique approximatif. La résistance au cône (q) est généralement élevée dans les sables et faible dans les argiles, t et le rapport de frottement (R = f/q) est faible dans les sables et élevé dans les argiles (voir figure 7). f s t Les systèmes traditionnels de classification du sol (par exemple, USCS) sont fondés sur des caractéristiques physiques déterminées en laboratoire, telles que la distribution de la taille du grain et la plasticité qui sont mesurées sur des échantillons reformés. Les mesures du CPT répondent au comportement mécanique in situ du sol, comme la résistance, la rigidité et la compressibilité. Les mesures du CPT fournissent un indice répétable du comportement global du sol in situ dans la zone immédiate de la sonde.

\_\_\_\_\_

Si l'expérience CPT, dans un environnement géologique, est disponible et que les diagrammes ont été évalués sur la base de cette expérience, un échantillonnage fréquent peut ne pas être nécessaire. Le comportement du sol peut être amélioré si des mesures de pression interstitielle sont

```
également recueillies, comme le montre la figure 24. Dans les argiles
molles et les limons, les pressions interstitielles de pénétration
peuvent être très importantes, tandis que dans les argiles fortement
surconsolidées ou les limbes denses et les sables siltiques, les
pressions interstitielles de pénétration (u ) peuvent être petites et 2
parfois négatives par rapport aux pressions interstitielles d'équilibre
(u ). La vitesse de dissipation de la pression interstitielle pendant une
pause de pénétration peut également quider le type de sol.
L'indice du comportement du sol ne s'applique pas aux zones 1, 8 et 9.
Les profils de I fournissent un quide simple de la variation continue du
comportement du sol dans chaque profil du sol en fonction des résultats
CPT. 32 CPT Guide - 2022 Cone Penetration Test (CPT) Des études
indépendantes ont montré que le diagramme SBT normalisé présenté à la
figure n 23 présente généralement une fiabilité supérieure à 80 % par
rapport aux échantillons. Les différences sont souvent dues à la présence
de microstructures du sol (comme le vieillissement et le collage).
Schneider et al (2008) ont proposé un diagramme du type de sol basé sur
le CPT basé sur la résistance au cône normalisé (Q) et une pression
interstitielle excessive normalisée (U = u / u / u). t 2 vo
L'application du diagramme Schneider et al peut être problématique pour
certains projets terrestres où les résultats de la pression
interstitielle du CPT 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 à 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
répétabilité 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 suggéré 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 sempée.
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 - 0.2817Ic) N 60 Jefferies et Davies (1993) a suggéré que l'approche ci-dessus peut fournir de meilleures estimations de N - valeurs SPT réelles en raison de la faible répétabilité 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 drainé (s) u Il n'existe pas de valeur unique de résistance au cisaillement non drainée, s, 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 ~ 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 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 , c'est-à-dire les valeurs suivantes : 42 CPT Guide - 2022 Cone Penetration Test (CPT) s q , S = u = t v (1 / f ) ~ 7 / F (sur la base de N = 14) t r kt s N 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 quide.

Par conséquent, le rapport de résistance non drainée (Rem) s (s /= k) est: u(Rem) vo s /== f /== = (F. Q) / 100 u(Rem) vo s t 43 CPT Guide - 2022 Cone Penetration Test Il est donc possible de représenter (s /= f /==) les contours linéaires sur le graphique U(Rem) vo s normalisé SBT (Robertson, 2009 - voir Figure 23) lorsque I > ~2.6. n c Rapport de surconsolidation (OCR) et le rapport de surconsolidation (YD 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  $\phi^{\prime}$  vslidé = sole sursolidé 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. t Pour les projets de grande envergure, à risque modéré à élevé, où 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 () en utilisant la méthode suivante : YSR = 0,33 (Q )m=1 tn Où Q a été défini par Robertson (2009) et m=1 est modifiée pour devenir : tn m=1 - [0,28 / (1+(I/2.6)15) c Quand I > 2,8, m=1,0. c La méthode simplifiée cidessus 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 =  $[(Q)0.2 / (0.25 (10,5+7 \log F))]1.25 t ROC = (2.625+1,75 \log F)-1.25 (Q)1.25 r t Ceci représente une méthode d'estimation automatique de l'état in situ (OCR) dans les sols à grains fins, basée sur des résultats CPT mesurés, de manière cohérente. Ceci se compare très étroitement à la forme suggérée par Karlsrud et al (2005) à partir d'échantillons de blocs de haute qualité en Norvège (lorsque la sensibilité du sol est inférieure à 15) et t à partir de CSSM: OCR = 0,25 (Q)1.2 t Lorsque Fr ~2% les deux approches donnent essentiellement le même résultat. 46 CPT Guide - 2022 Cone Penetration Test (CPT) In-Situ Stress Ratio (K) Il n'existe pas de méthode fiable pour déterminer K à partir de CPT.$ 

= densité relative, D , ou indice de densité, I , est définie comme suit : r D e  $\phi$  e I = D = D r e  $\phi$  e max min où : e et e sont les rapports de vides maximaux et minimums et e sont le rapport de vides maximaux in situ. Les problèmes associés à la détermination de e et e sont bien connus. max min Des recherches ont également montré que la contrainte et le comportement de résistance des sols à grains grossiers sont trop compliqués pour être représentés par la seule densité relative du sol. Cependant, pendant de nombreuses années, la densité relative C a été utilisée par les ingénieurs comme paramètre pour décrire l'état in situ des dépôts de sable.

La relation peut alors être simplifiée pour la plupart des jeunes sables propres non cementés (où I < 1,6) à: c D 2 = Q / 350 r tn L'approche peut être étendue aux sables silts (I < 2,6), où le processus de pénétration CPT est drainé, en utilisant l'équivalent de sable propre normalisé, Q (voir tn,cs Figure 48 pour les détails). D 2 = Q / 350 rn,cs Bray et Olaya (2022) a suggéré une version simplifiée mise à jour basée sur des sables silents non plastiques: D 2 = (Q I 3.5) / 1500 r tn c Les corrélations ci-dessus ne s'appliquent qu'aux sols qui n'ont que peu ou pas de microstructure. La figure 30 montre les données du projet de recherche CANLEX (Fear et al., 2000) qui illustrent la variation de la corrélation avec l'âge.

En ce qui concerne la méthode de calcul de l'état normal, la méthode de calcul de l'état normal est la méthode de calcul de l'état normal, la méthode de calcul de l'état norm

de l'état l'état Dans les sables, où B ~ 0, la normalisation suggérée par Jefferies et Been q (2006) est essentiellement la même que celle utilisée par Robertson (1990). Sur la base des données présentées par Jefferies et Been (2006) et Shuttle et Cunning (2007), ainsi que des mesures du projet CANLEX (Wride et al, 2000) pour les sables jeunes non cementés (c'est-àdire peu ou pas de microstructure), combinés avec le lien entre le paramètre OCR et le paramètre d'état dans les sols à grains fins, Robertson (2009) a développé des contours du paramètre d'état (-) sur le diagramme SBT n Q - F mis à jour pour les sols à âges holocènes. Les modèles d'expansion de la cavité sont populaires puisqu'ils sont relativement simples et peuvent incorporer de nombreuses caractéristiques importantes de la réponse du sol. Cependant, les corrélations empiriques basées sur les résultats d'essais de la chambre d'étalonnage et les résultats sur le terrain sont encore les plus utilisés. Robertson et Campanella (1983) ont suggéré une corrélation pour estimer l'angle de frottement maximal (= 22) pour les sables non cementés, non agencés, modérément compressibles, principalement à quartz sur la base des résultats d'essais de la chambre d'étalonnage. Pour les sables dont la compressibilité est plus élevée (c'est-à-dire les sables carbonates ou à forte teneur en mica), la méthode aura tendance à prévoir des angles de 

La relation ci-dessus tend également à prédire des valeurs de cv tn, cs plus proches des valeurs mesurées dans les sables calcaires où la résistance à la pointe du CPT peut être faible pour des valeurs élevées de , en raison d'une valeur élevée pour , cv Pour les sols à grains fins, c'est le meilleur moyen de définir l'angle de frottement effectif du pic de contrainte qui est obtenu en laboratoire sur des échantillons non perturbés de haute qualité. Une valeur supposée de , 26° pour les argiles et de 30° pour les limbes est souvent suffisante pour de nombreux projets à faible risque.

= t = t = t = t = t = t

Pour les conditions plus chargées (c'est-à-dire les plus grandes souches), le module diminuerait (voir la section "Applications"). Figure 32. Évaluation du module de Young drainé (à ~ 0,1 %) du CPT pour les jeunes sables de silice non cementés, E = 2 applications (q - ) E t vo où:  $\phi$  = 0,015 [10 (0,55Ic + 1,68)] E 55 CPT Guide - 2022 Cone Penetration Test Modulus from Shear Wave Velocity Un avantage majeur du CPT sismique (SCPT) est la mesure supplémentaire de la vitesse d'onde de cisaillement, V . La vitesse d'onde de cisaillement est mesurée à l'aide d'une technique de downhole pendant les pauses dans le CPT résultant en un profil continu de V . La théorie élastique indique que le modulus de

cisaillement de petite souche, G peut être déterminé S o de: G = 2 V 2 o S où la méthode d'analyse de la méthode de cisaillement de petite taille est la suivante:

L'analyse de l'évolution de la La plupart des corrélations existantes s'appliquent aux sols à base de silice qui sont jeunes et non cementés (c'est-à-dire sans liaison). L'application des corrélations empiriques existantes dans les sols qui sont plus anciens et/ou liés peut donner lieu à des interprétations incorrectes. Il est donc important de pouvoir identifier les sols présentant des caractéristiques inhabituelles (c'est-à-dire les sols présentant une microstructure significative). La résistance au cône (q) est une mesure de la résistance du sol à une grande souche de t, et la vitesse de l'onde de cisaillement (V ) est une mesure de la rigidité du sol de petite souche (G). Robertson (2016) a montré que la combinaison des données V mesurées avec les données CPT peut être utilisée pour identifier les sols ayant une microstructure significative, comme le montre la figure 34.

La valeur moyenne de G pour les sols d'âge holocène non cementés, qui représentent la plupart des antécédents de cas de liquéfaction, est d'environ 200. K\* peut également être utilisé pour estimer la quantité de liaison, représentée par une intercepte de G de cohésion, c. L'application des figures 34 et K\* est une méthode plus fiable pour estimer la possibilité de G de microstructure que pour comparer les V estimés (à l'aide de la figure 33) avec les V mesurés, puisque la base de données utilisée pour développer la figure 33 contenait des dépôts plus anciens de Pléistocène-âge qui avaient probablement une certaine microstructure. Le graphique présenté à la figure 34 peut également être utilisé pour estimer G , et donc V , pour une gamme de sols avec une microstructure différente (ou âge).

Ces estimations sont approximatives au mieux, mais peuvent fournir un guide des variations de la perméabilité possible. SBT SBT Gamme de k SBT I n c Zone (m/s) 1 Sensible à grain fin 3x10-10 à 3x10-8 NA 2 Sols organiques - argile 1x10-10 à 1x10-8 I > 3,60 c 3 Clay 1x10-10 à 1x10-9 2,95 < I < 3,60 c 4 Mélange de silt 3x10-9 à 1x10-7 2,60 < I < 2,95 c 5 Mélange de sable 1x10-7 à 1x10-5 2,05 < I < 2,60 c 6 Sable 1x10-5 à 1x10-3 3 1,31 < I < 2,05 c 7 Sable dense à sable 1x10-3 à 1 I < 1,31 c 8 \* Très dense à sol rigide à 1x10-8 à 1x10-3 NA 9 \* Très rigide à partir de la relation de SBT 1x10-9 à 1x10-7 NA \*Surconsolidé et/ou cimenté Tableau 6 Perméabilité estimée (k) à partir de la relation de SBT 1x2

(1985) ont suggéré 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 légèrement développées de 1 à 1,5 macrofabric, dépôts essentiellement homogènes De macrofabric assez bien à bien développé, 2 à 4 p.ex. argiles sédimentaires avec lentilles discontinues et couches de matériaux plus perméables argiles varvées et autres dépôts contenant 3 à 10 couches perméables intégrées et plus ou moins continues Tableau 7 Gamme de valeurs de champ possibles de k/k pour les argiles molles h v (modifiée de Jamiolkowski et al., 1985) 61 CPT Guide - 2022 Cone Penetration Test Figure 35.

On a développé de nombreuses solutions théoriques pour calculer le coefficient de consolidation à partir des données de dissipation de la pression interstitielle CPT. Le coefficient de consolidation peut être interprété à 50 % de dissipation, à l'aide de la formule de base ciaprès: T = rayon du pénétromètre o I = indice de rigidité du sol = G/s r 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 très faible perméabilité, le temps de dissipation peut être diminué en utilisant des sondes plus petites de diamètre (Robertson et al. (1992) ont examiné les données de dissipation provenant du monde entier et ont comparé les résultats de la solution théorique de Teh et de Houlsby (1991), comme le montre la figure 36. Dans le cas de l'élimination des pores, la grande différence entre les pressions interstitielles sur la face du cône (u ) et derrière le cône (u ) peut entraîner une augmentation initiale des pressions interstitielles au cours d'un 2 2 65 CPT Guide - 2022 Essai de pénétration des cônes Test de dissipation en raison de la redistribution locale ou des pressions interstitielles autour du cône avant que la dissipation radiale ne domine. Il faut veiller à ce que la dissipation soit maintenue à l'équilibre correct (u ) et ne s'arrête pas prématurément après la montée initiale. Dans ces cas, le capteur de pression interstitielle peut être déplacé vers la face du cône (u ) ou le temps t peut être estimé en utilisant la pression interstitielle maximale de 1 50 la valeur initiale. Le gradient de la ligne droite initiale est le suivant :  $c = (m/M) 2 r^2$ (I )0,5 h T r M = 1,15 pour la position u et le cône de 10 cm2 (c.-à-d. r = 1,78 cm). T 2 66 CPT Guide - 2022 Cone Penetration Test (CPT) Constrained Modulus Les règlements de consolidation peuvent être estimés à l'aide des résultats du CPT 1-D Constrained Modulus, M, où : M = 1/ m = \_\_\_\_\_\_

-----

-----

\_\_\_\_\_\_

Le tableau 8 présente un résumé de l'applicabilité du CPT aux applications de conception directe. Les cotes indiquées dans le tableau ont été attribuées en fonction de l'expérience actuelle et représentent une évaluation qualitative du niveau de confiance évalué pour chaque problème de conception et type général de sol. Les détails des conditions au sol et des exigences du projet peuvent influer sur ces cotes. Dans les sections suivantes, plusieurs applications directes des résultats CPT/CPTu sont décrites. Ces sections ne sont pas destinées à fournir des détails complets sur la conception géotechnique (c'est-à-dire le plan CPT, le pl

```
plan CPT, le plan
CPT, le plan CPT, le plan CPT, le plan CPT, le plan CPT, le plan CPT, le
plan CPT, le plan CPT, le plan CPT, le plan CPT, le plan CPT, le plan
CPT, le plan CPT, le plan CPT, le plan CPT, le plan, le plan, le plan, le
plan, le plan, le plan, le plan, le plan, le plan, le plan, le plan, le
plan, le plan, le plan, le plan, le plan, le plan, le plan, le plan, le
plan, le plan, le plan, le plan, le plan, le plan, le plan, le plan, le
plan, le plan, le plan, le plan, le plan, le plan, le plan, le plan, le
plan, le plan, le plan, le plan, le plan, le plan, le plan, le plan, le
plan, le plan, le plan, le plan, le plan, le plan, le plan, le plan, le
L'étude de 1200 cas de problèmes de fondations en Europe a montré que les
problèmes pouvaient être attribués aux causes suivantes : · 25 % des
fondations sur le remplissage récent (principalement un mauvais jugement
d'ingénierie) · 20 % du tassement différentiel (50 % auraient pu être
évités avec une bonne conception) · 20 % de l'effet de l'eau souterraine
· 10 % de la défaillance de la couche faible · 10 % des travaux à
proximité (excavations, tunnels, etc.) · 15 % des causes diverses
(séisme, explosion, etc.) Lors de la conception, le tassement est
généralement la question critique.
Dans les sols cohésifs (homogènes), la rupture se produit le long d'une
surface circulaire approximativement. Les paramètres significatifs sont :
la nature des sols ; la densité et la résistance des sols ; la largeur et
la forme de la base ; la profondeur de la base ; la position de la
charge. Un sol donné n'a pas une capacité de roulement unique ; la
capacité de roulement est fonction de la forme de la base, de la
profondeur et de la largeur ainsi que de l'excentricité de la charge. 70
CPT Guide - 2022 Test de pénétration des cônes (CPT) Théorie générale de
la capacité de roulement Initialement développée par Terzaghi (1936) ; il
existe maintenant plus de 30 théories avec la même forme générale, comme
suit : Capacité de roulement ultime, (q) : fq = 0.5 B N s i + c N s i +
) D N s i f ) c c q q q où : N N N = coefficients de capacité de
roulement, (fonction de la méthode de la méthode de la méthode de la
méthode de la méthode de la méthode de la méthode de la
méthode de la méthode de la méthode de la méthode de la
méthode de la méthode de la méthode de la méthode de la
méthode de la méthode de la méthode de la méthode de la
méthode de la méthode de la méthode de la méthode de la
méthode de la méthode de la méthode de la méthode de la
méthode de la méthode de la méthode de la méthode de la
méthode de la méthode de la méthode de la méthode de la
méthode de la méthode de la méthode de la méthode de la
méthode de la méthode la méthode la méthode la méthode la
la méthode la méthode la méthode la méthode la méthode la
méthode la méthode la méthode la méthode la méthode la méthode
la méthode la méthode la méthode la méthode la méthode la
méthode la méthode la méthode la méthode la méthode la méthode
la méthode la méthode la méthode la méthode la méthode la
méthode la méthode la méthode la méthode la méthode la méthode
la méthode la méthode la méthode la méthode la méthode la
méthode la méthode la méthode la méthode la méthode la méthode
la méthode la méthode la méthode la méthode la méthode la
méthode la méthode la méthode la méthode la méthode la méthode
la méthode la
En général: 71 CPT Guide - 2022 Cone Penetration Test 2 ------
______
```

-----

\_\_\_\_\_

Dans le cas de l'eau souterraine, la capacité portante est basée sur une analyse de contrainte efficace, c'est-à-dire sur la position de la nappe phréatique, c'est-à-dire sur la valeur de la masse unitaire du sol. En général, on suppose que K = 0,16 pour le rapport de colonisation de s/B = 0,1. Lehane (2019) a également suggéré K = 0,16 pour l'évaluation de la capacité de fondation à s/B = 0,1, (voir la figure 38). En général, la colonisation contrôlera la conception. Les sols cohésifs à grains fins : q = K q + D f su c (av) K = 0,30 à 0,60 selon la base B/Det la forme et le sol OCR et la sensibilité su pour s/B = 0,1 (figure 38). En général, on suppose que K = 0,30 dans l'argile pour une estimation prudente. Figure 38. Données 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 Nécessite également une concentration élevée de la concentration la concentration de la concentration de la concentration de la concentration de la concentration 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 concentration de la concentration de la concentration de la concentration de Dans les argiles rigides, surconsolidées (OCR > 4), environ 50% de la colonisation peut être due à un tassement immédiat de l'âge de la déformation et à un tassement secondaire est généralement faible. Méthodes pour les sols granulaires à grains grossiers, la plupart des méthodes sont basées sur des essais in situ, soit directs, soit par l'estimation d'un module élastique équivalent (E'). Pour la plupart des essais, le lien entre le résultat de l'essai et le module est empirique, puisqu'il dépend de nombreuses variables, p.ex. minéralogie, histoire du stress, état de contrainte, âge, cimentation, etc. CPT Meyerhof (1974) a suggéré que la colonisation totale, s, pourrait être calculée à l'aide de la formule suivante :

Méthode d'influence de la souche sur le sable (Schmertmann, 1970) Dans cette méthode, le sable est divisé en plusieurs couches, n, d'épaisseur,

```
φz, jusqu'à une profondeur inférieure à la base de la base égale à 2B
pour une base carrée et 4B pour une base à bandes (longueur de la base, L
> 10B). Une valeur de q est attribuée à chaque couche c. Note dans les
sols sablonneux q = q. La méthode de Schmertmann (1970) ne s'applique
qu'aux sables propres et est difficile à appliquer dans les dépôts
intercouches. 77 CPT Guide - 2022 Cone Pene Penetration Test Figure 40.
Évaluation du module de Young drainé du CPT pour les sols sablonneux non
cementés, E = 0 (q - 0 ) E t vo Où: -= 0.015 [10 (0,551c + 1,68)] E Basée
sur un examen de 30 essais de base complète sur 12 sables différents,
Mayne et Illingsworth (2010) ont suggéré la relation simple suivante
(voir Figure 38) : q s'applique à la méthode de base peu de CPT par
mesure de la méthode de la méthode de la méthode de la
méthode de la méthode de la méthode de la méthode de la
méthode de la méthode de la méthode de la méthode de la
méthode de la méthode de la méthode de la méthode de la
méthode de la méthode de la méthode de la méthode de la
méthode la méthode de la méthode la méthode la méthode la
méthode la méthode la méthode la méthode la méthode la méthode
la méthode la méthode la méthode la méthode la méthode la
méthode la méthode la méthode la méthode la méthode la méthode
la méthode la méthode la méthode la méthode la méthode la
méthode la méthode la méthode la méthode la méthode la méthode
la méthode la méthode la méthode la méthode la méthode la
méthode la méthode la méthode la méthode la méthode la méthode
la méthode la méthode la méthode la méthode la méthode la
méthode la méthode la méthode la méthode la méthode la méthode
la méthode la méthode la méthode la méthode la méthode la
méthode la méthode la méthode la méthode la méthode la méthode
la méthode la méthode la méthode la méthode la méthode la
méthode la méthode la méthode la
Dans le cas de la méthode de calcul de la concentration, on peut estimer
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 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 la plus de la concentration de la plus de la plus de la plus la concentration de la plus la plus la plus la plus la plus la concentration de la concentration de la plus la plus la plus la concentration de la plus la concentration de la concentration de la plus la concentration de la plus la plus la concentration de la plus la plus la concentration de la plus la concentration de la Il est utile de relier les résultats d'essais de laboratoire de haute qualité avec des profils continus du CPT. En général, pour maintenir des établissements de faible taille, le stress appliqué doit être < , . Dans le sol souple, cela peut nécessiter une certaine forme d'amélioration du sol. Les composantes de la colonisation sont: s = règlement immédiat (distorsion) i s = règlement de consolidation c s = règlement secondaire dépendant du temps (creux) s Règlement immédiat Selon la théorie élastique, Janbu (1963) proposé: , p B , , , s = , , , E , , , 1 , , u où: B = largeur de base , p = pression nette  ${\tt E}$  = module du sol (non drainé) u , , , = facteurs d'influence sur la profondeur du sol et l'épaisseur de la couche compressible , c'est-à-dire le mode de construction non drainé , c'est-à-dire la résistance au cisaillement , c'est-à-dire la concentration du sol , c'est-à-dire la concentration du sol , c'est-à-d. L'approche ci-dessus est plus simple que l'approche de Schmertmann (1970) qui est limitée à l'utilisation du sol. Lorsqu'on utilise les résultats du CPT, l'approche ci-dessus peut être appliquée à tous les sols, étant donné que M peut être estimée pour une large gamme de sols. Pour les structures sensibles à l'établissement, essayer de minimiser les peuplements différentiels (par exemple, l'aéroport d'Osaka - ajustements mécaniques dus à des peuplements très importants à long terme). Établissements secondaires Les peuplements dépendants du temps dépendent de la minéralogie du sol et du degré de charge. Les sols organiques peuvent avoir un peuplement secondaire élevé. En général, éviter les sols comportant des peuplements secondaires élevés. Mesri, (1994) a suggéré

constante de ressort, k. s k = coefficient de réaction de subgrade (kN/m3) s p k = s s où: p = contrainte nette appliquée s = tassement

```
résultant d'une contrainte appliquée, p Le processus est régi par la
rigidité relative de la structure et du sol. Le coefficient de réaction
de subgrade n'est pas un paramètre du sol puisqu'il dépend de la taille
du sol et du degré de chargement. Souvent, les estimations sont faites à
partir de tables globales (p. ex., Terzaghi; voir le tableau 9; le
coefficient de réaction de subgrade n'est pas un paramètre du sol
puisqu'il dépend de la taille du sol et du degré de chargement.
Pour la plupart des valeurs de l'élasticité du sol E = modulus de
l'élasticité du sol F = largeur de la base I = moment d'inertie F =
coefficient d'inertie G = coefficient d'élasticité G = coefficient
d'élasticité G = coefficient d'élasticité G = coefficient d'élasticité G
= coefficient d'élasticité G = coefficient d'élasticité G = coefficient
d'élasticité G = coefficient d'élasticité G = coefficient d'élasticité G
= coefficient d' élasticité G = coefficient d' élasticité G = coefficient
d'élasticité G = coefficient d'élasticité G = coefficient d'élasticité
G = coefficient d' élasticité G = coefficient d' élasticité G =
coefficient d' élasticité G = coefficient d' élasticité G = coefficient
d'élasticité G = coefficient d'élasticité G = coefficient d'élasticité
G = coefficient d' élasticité G = coefficient d' élasticité G =
coefficient d'élasticité G = coefficient d'élasticité
Pour la plupart des fondations bien conçues, q/q = 0.3 (c.-à-d. FS > 3)
et par conséquent, 0.3, ult alors: k .G .S. 88 CPT Guide - 2022 Cone
Penetration Test (CPT) Deep Foundation Design Piles Les piles peuvent
être utilisées pour: .Transférer des charges de surface élevées, à
travers des couches molles vers des couches plus fortes .S. Transférer
des charges par frottement sur une longueur significative du sol .S.
Charges latérales résistantes .S. Protection contre l'éboulement, etc.
Protection contre les sols enflammés, etc. Les piles sont généralement
beaucoup plus coûteuses que les bases peu profondes.
Pour le calcul de la capacité d'utilisation, on utilise le calcul de la
capacité d'utilisation. Pour le calcul de la capacité d'utilisation, on
utilise le calcul de la capacité d'utilisation. Pour le calcul de la
capacité d'utilisation, on utilise le calcul de la capacité
d'utilisation, le calcul de la capacité d'utilisation, le calcul de la
capacité d'utilisation, le calcul de la capacité d'utilisation, le calcul
de la capacité d'utilisation, le calcul de la capacité d'utilisation, le
calcul de la capacité d'utilisation, le calcul de la capacité
d'utilisation, le calcul de la capacité d'utilisation, le calcul de la
capacité d'utilisation, le calcul de la capacité d'utilisation, le calcul
de la capacité d'utilisation, le calcul de la capacité d'utilisation, le
calcul de la capacité d'utilisation, le calcul de la capacité
d'utilisation, le calcul de la capacité d'utilisation, le calcul de la
capacité d'utilisation, le calcul de la capacité d'utilisation, le calcul
de la capacité d'utilisation, le calcul de la capacité d'utilisation, le
calcul de la capacité d'utilisation, le calcul de la capacité
d'utilisation.
La plus notable est l'application du CPT, puisque le CPT est un modèle
étroit du processus de pieux. L'analyse détaillée est généralement
limitée à la conception de pieux à haut risque, comme les grands pieux en
mer. Approche efficace du stress (=) L'approche efficace du stress (=)
(=) (Eurland, 1973), a été très utile pour donner un aperçu de la
performance des pieux. friction latérale de l'unité, f =
```

\_\_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

En règle générale, pour les sols cohésifs: 0.25 - 0.32, et N = 3 - 10 t Les concepts de contrainte efficaces peuvent ne pas modifier radicalement les règles de conception empiriques, mais peuvent accroître la confiance dans ces règles et permettre l'extrapolation à de nouvelles situations. Approche de contrainte totale (=) Il a été courant de concevoir des pieux dans des sols cohésifs, en fonction de la contrainte totale et de la résistance au cisaillement non drainée, s . u 92 CPT Guide - 2022 CPT Test de pénétration des cônes (CPT) frottement latéral unitaire, f = = = = p u roulement à l'extrémité de l'unité, q = N s p t u Où : = 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 Gianeselli, 1982) La méthode de Bustamante et Gianeselli 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 Pene Pentration 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 Gianeselli, 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 ca 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 Gianeselli, 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 2.0 (Q ) s Gianeselli (1982) 3.0 (Q ) b de Ruiter et Beringen 2.0 (charges statiques) (1979) 1.5 (charges statiques + tempêtes) Tableau 14 Facteurs de sécurité du calcul de la capacité axiale des pieux du CPT.

Pour les grands projets, il est courant d'appliquer des méthodes statiques (c'est-à-dire la méthode LCPC CPT) pour obtenir une première estimation de la capacité, d'appliquer la dynamique des pieux si des pieux entraînés sont sélectionnés (aide à la sélection des marteaux, aux contraintes de conduite, aux critères de conduite) et d'effectuer un petit nombre d'essais de charge des pieux pour évaluer la réponse des pieux et pour étalonner la méthode statique. Les résultats des essais de charge des pieux peuvent être utilisés pour modifier la prévision statique (c'est-à-dire la prévision CPT) de la capacité des pieux et la méthode modifiée appliquée à travers le site.

La résistance à l'arbre doit être estimée avec prudence, en raison d'un éventuel mauvais 98 CPT Guide - 2022 Cone Penetration Test (CPT) contact entre la roche et le pieu, concentration de contrainte possible et défaillance progressive résultante. Règlement du pieu Bien que l'installation des pieux modifie les caractéristiques de déformation et de compressibilité du sol, la masse du sol qui régit le comportement des pieux isolés sous charge, cette influence ne s'étend généralement que sur quelques diamètres de pieux sous la base du pieu. Meyerhof (1976) a suggéré que le règlement total d'un groupe de pieux à la charge de travail peut généralement être estimé en supposant une fondation équivalente.

Il est donc souvent important de définir correctement les proportions de résistance (Q/Q). b s Des méthodes ont été développées pour estimer les courbes charge-transfert (t-z) (Verbrugge, 1988, Lehane et al., 2022). Cependant, ces méthodes sont approximatives et sont fortement influencées par l'installation des pieux et le type de sol. La méthode recommandée pour estimer la réponse charge-reportage pour les pieux simples est de suivre les directives générales ci-dessus concernant le développement de chaque élément de résistance. 99 CPT Guide - 2022 Essai de pénétration des cônes Friction de l'arbre négatif 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 être très faible pour développer ces forces vers le bas.

Il peut s'agir d'une solution théorique simplifiée (Poulos et Davis, 1980; Randolph, 1981). La direction de la charge appliquée par rapport au groupe est importante pour les groupes de pieux chargés latéralement. 100 CPT Guide - 2022 Essai de pénétration des cônes (CPT) Contrôle 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-compaction, vibroreplacement (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 témoins (où 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 -100C (mer de Beaufort) à +270C (Nigéria). Charlie et al. (1992) ont suggéré que l'effet de temps pourrait être lié à la température moyenne de l'air.

L'utilisation d'une méthode de calcul de la concentration de l'eau (c'est-à-dire l'utilisation d'une méthode de calcul de la concentration de l'eau) (c'est-à-dire l'utilisation d'une méthode de calcul de la concentration de l'eau) (c'est-à-dire l'utilisation d'une méthode de calcul de la concentration de l'eau) (c'est-à-dire l'utilisation d'une méthode de calcul de la concentration de l'eau (c'est-à-dire l'utilisation d'une méthode de calcul de la concentration de l'eau) (c'est-à-dire l'utilisation d'une méthode de calcul de la concentration de l'eau) (c'est-à-dire l'utilisation d'une méthode de calcul de la concentration de l'eau (c'est-à-dire l'utilisation d'une méthode de calcul de la concentration de l'eau) (c'est-à-dire l'utilisation d'une méthode de calcul de la concentration de l'eau) (c'utilisation d'une méthode de calcul de la concentration de la concentration de l'eau) (c'eau) pour l'eau (c'eau) (c'eau) pour l'eau (c'eau) pour l'eau (c'eau) pour l'eau (d'eau (c'eau (d'eau) pour laquelle l'eau) pour l'eau (d'eau) pour l'eau (d'eau (d'eau) pour l'eau (d'eau) pour l'eau (d'eau (d'eau (c'eau) pour l'eau) pour l'eau) pour l'eau (d'eau (d'eau) pour l'une méthode d'une méthode d

La valeur dérivée du CPTu est particulièrement utile puisque, le cône représente un modèle très similaire à l'installation et au processus de drainage autour du drain de mèche. Bien qu'il y ait un risque de démangeaison et de perturbation du sol autour du CPT, il existe souvent un risque de démangeaison et de perturbation similaire autour du mèche et, par conséquent, la valeur calculée du c provenant du CPTU est généralement représentative du sol pour la conception du drain de mèche. Les détails sur l'estimation du c provenant des essais de dissipation ont été donnés dans la section sur les caractéristiques de consolidation h (paramètres géotechniques). Pour fournir une estimation raisonnable du c un nombre suffisant d'essais de dissipation doit être effectué h, dans la zone d'intérêt.

Le CPT est un essai in situ idéal pour évaluer le potentiel de liquéfaction du sol en raison de sa répétabilité, de sa fiabilité, de ses mesures continues et de son rapport coût-efficacité. Liquéfaction Plusieurs phénomènes sont décrits comme liquéfaction du sol; par conséquent, les définitions suivantes sont fournies pour faciliter la compréhension du phénomène. Liquéfaction du flux (statique) Ne s'applique qu'à la déformation des sols en cisaillement non drainé (c'est-à-dire les sols susceptibles de subir une perte de résistance/réduction en cisaillement non drainé).

La figure 45 présente un diagramme d'écoulement pour clarifier les phénomènes et les définitions de la liquéfaction du sol. Si un sol est contractif à de grandes souches et qu'il n'y a pas d'adoucissement de la contrainte (c'est-à-dire qu'il peut y avoir perte de résistance/réduction du cisaillement non drainé), la liquéfaction est possible si le sol peut

être déclenché pour la déformation-souvent et si les contraintes de cisaillement gravitationnel sont plus grandes que la résistance minimale au cisaillement non drainée. Le déclencheur peut être monotonique ou cyclique. Si une pente ou une structure du sol échouera, et le glissement dépendra de la quantité de sol adoucissant de la contrainte par rapport au sol durcissant dans la structure, de la fragilité du sol ramollissant de la souche et de la géométrie 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 pénétration des cônes (CPT) atteignent zéro dans les sols de type sable, pendant la charge cyclique, résultant en de grandes déformations. L'inversion de la contrainte de cisaillement est fréquente dans le niveau et le sol en pente douce pendant les tremblements de terre où les contraintes statiques de cisaillement sont faibles par rapport aux contraintes de cisaillement cycliques imposées. Des exemples de liquéfaction cyclique ont été fréquents dans les tremblements de terre majeurs de Niigata (1964) et Christchurch (2010/11) et se manifestent sous forme d'ébullitions de sable, les lignes de vie endommagées (piplines, etc.) les spreads latéraux, les effondrements du sable, les fissures de surface. Si la liquéfaction cyclique se produit et les voies de drainage sont souvent limitées en raison de la surpression du sol, les pertes de temps peuvent être réduites en raison de la perte de temps. On trouve un exemple d'approche fondée sur le risque pour les résidus miniers à l'adresse suivante: https://www.icmm.com/enqb/quidance/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 détails) La plupart des travaux en cours sur la liquéfaction cyclique ont porté principalement sur les tremblements de terre.

Le facteur r peut être estimé à l'aide de la fonction tri-linéaire suivante, d qui fournit un bon ajustement à la moyenne de l'intervalle suggéré dans r initialement d proposé par Seed et Idris (1971): r = 1,0 - 0,00765z d si z < 9,15 m = 1,174 - 0,0267z si z = 9,15 à 23 m = 0,744 - 0,008z si z = 23 à 30 m 110 CPT Guide - 2022 Cone Penetration Test (CPT) = 0,5 si z > 30 m Où z est la profondeur en mètres. Ces formules sont au mieux approximatives et ne représentent que des valeurs moyennes puisque r montre une variation considérable avec la profondeur. d Idris et Boulanger (2008) suggèrent des valeurs alternatives pour r , mais elles sont également associées à des valeurs alternatives du CRR. La séquence d'évaluation de la liquéfaction cyclique pour le niveau ou la pente douce des sols du sol est: 1. Évaluer la sensibilité du sol à la liquéfaction cyclique du sol et du sol du sol du sol du même type de sol du même type de sol du môme type de sol du même type de sol du môme t

Les sols de type CPT ont généralement un indice de SBT basé sur le CPT I < 2,8 (ou I > 22). c B = Projets à faible risque : Les sols de type C sont sensibles à la liquéfaction cyclique sur la base de critères cidessus, à moins que l'expérience locale précédente n'en montre autrement. φ Projets à haut risque : Soit supposent que les sols sont sensibles à la liquéfaction cyclique ou obtiennent des échantillons de haute qualité et évaluent la susceptibilité sur la base d'essais de laboratoire appropriés, à moins qu'une expérience locale antérieure n'existe. 111 CPT Guide - 2022 Cone Penetration Test Comportement de type Clay : Les sols de type Clay ne sont généralement pas sensibles à la liquéfaction cyclique < les sols de type Clay ne sont pas susceptibles à la liquéfaction cyclique lorsque leur comportement est caractérisé 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 région de transition ou à proximité de celle-ci, des échantillons devraient être obtenus pour vérifier le comportement. 2. Évaluer le déclenchement de la Liquéfaction cyclique Matériaux semblables à des sables Seed et al., (1985), a mis au point une méthode pour estimer le rapport de résistance cyclique (RRC) pour le sable propre avec des conditions de sol de niveau basé sur le test standard de pénétration (SPT). Le CPT est devenu plus populaire pour estimer le CRR, en raison de la nature continue, fiable et répétable des données (Youd et al., 2001; Robertson, 2009) et maintenant une base de données plus vaste sur l'historique des cas de liquéfaction cyclique. La corrélation de déclenchement du CPT recommandée pour les sols sableux peut être estimée à l'aide des équations simplifiées suivantes suggérées par Robertson et Wride, (1998): () () () 3 () Q () CRR = 93 tn,cs () () 0.087,5 () () 1 000 () si 50 () Q () 160 tn,cs () = () Q () CRR = 0.833tn,cs () = () 1 000 () = () si Q < 50 tn,cs 113 CPT Guide - 2022 ConePenetration Test Les observations de terrain ont été basées principalement sur les conditions suivantes : () les dépôts de sable à base d'Holocène, non cimentés à base de silice avec K < 0.7 () () le rapport de contrainte cyclique (CSR) est ajusté en fonction de l'amplitude M = 7.5 () La valeur de la En règle générale, une correction est apportée pour déterminer une résistance équivalente à la pénétration normalisée du sable propre (Q ) tn,cs basée sur les caractéristiques du grain, telles que la teneur en fines, bien que les corrections soient dues à plus d'une teneur en fines et soient influencées par la plasticité (minéralogie) des amendes 114 CPT Guide - 2022 Cone Penetration Test (CPT) Figure 47. Résumé de la base de données sur l'historique des cas de Liquéfaction cyclique (modifiée de Boulanger et Idriss, 2008) L'une des raisons pour lesquelles le SPT a continué d'être utilisé a été la nécessité d'obtenir un échantillon de sol pour déterminer la teneur en fines du sol. (c'est-à-dire une valeur de la valeur de la

valeur de la Dans le cas de la région CPT, la valeur de la concentration de CPT dans la région CPT est la suivante: c n = 0.381 (I) + 0.05 (= "/p) - 0.15 cvo a où n  $\leq$  1,0 (voir la figure 48 pour le diagramme d'écoulement). Robertson et Wride (1998) ont suggéré un facteur de correction (K ) pour corriger la résistance au cône normalisé (Q ) mesurée à une résistance au sable propre équivalente (Q ) et Robertson (2021) ont mis à jour le facteur de correction à la région Tn, cs suivant la version simplifiée: K = 1,0 si I = 1,7 c c Le facteur de correction, K , est approximatif puisque le CPT répond à de nombreux facteurs c tels que la plasticité du sol, la teneur en minéraux, la sensibilité au sol, l'âge et l'historique du stress. On recommande que les sols soient échantillonnés à l'aide d'un échantillon simple push-in (disturbed) lorsque I > 2.4 (I < 32) à c B vérifier le type de comportement basé 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 susceptibilité à la liquéfaction cyclique à l'aide des critères de la figure 46. L'échantillonnage sélectif des sols basé sur I c (ou I ) doit être effectué à proximité de certains sondages CPT. Des échantillons perturbés B peuvent être obtenus à l'aide d'échantillonneurs push directs (p. ex., la figure 1) ou de méthodes de forage/échantillonnage conventionnelles proches du sondage CPT. 117 CPT Guide - 2022 Cone Penetration Test Figure 48.

Guide - 2022 Cone Penetration Test Figure 48.

Si la méthode de calcul de la CSR doit être appliquée en même temps que la méthode de calcul de la CSR, la méthode de calcul de la CSR peut être utilisée pour calculer Q (ou q) pour estimer CRR. tn,cs cln,cs Cela signifie que vous ne devez pas mélanger les méthodes (c'est-à-dire calculer CSR en utilisant une méthode et estimer CRR en utilisant une autre méthode). Ceci s'applique également aux divers «facteurs de correction» utilisés dans chaque méthode. CRR peut également être estimé en utilisant la vitesse de cisaillement normalisée V (Kayen et 7.5 s1 al, 2013). La combinaison de CPT et de V pour évaluer le potentiel de liquéfaction du sol est très utile et peut être effectuée de manière rentable à l'aide de la CPT sismique (SCPT). V est une petite souche de mesure de la rigidité du sol et est sensible à la résistance à la charge cyclique (CRR), comme l'indique la figure 49, 119 CPT Guide - 2022 Cone Penetration Test, mais peut être utile à la CPT.

Dans ce cas de 7.5 120 CPT - 2022 Cone Penetration Test (CPT), la quantité et la cause de la liaison doivent être étudiées pour déterminer si la charge sismique est suffisante pour détruire les liaisons. Par exemple, pour les petits tremblements de terre, l'approche V peut être correcte, mais pour les grands tremblements de terre (qui peuvent détruire les avantages de la liaison) l'approche CPT peut être correcte. Stratigraphie - zones de transition Robertson et Campanella (1983) a montré que la résistance à l'extrémité du cône est influencée par le sol devant et derrière l'extrémité du cône. Dans les sols forts/stifs, la zone d'influence est grande (jusqu'à 15 diamètres de cônes) alors que dans les sols mous, la zone d'influence est plutôt petite (aussi petite que 1 diamètre de cône). Ahmadi et Robertson (2005) ont montré que la taille de la zone d'influence diminuait avec une contrainte croissante (par exemple, les sables denses se comportent plus comme du sable libre à des concentrations élevées de stress).

Les profils de I peuvent fournir un moyen simple d'identifier et d'enlever ces zones de transition. Le logiciel, tel que CLiq (http://www.geologismiki.gr/Products/CLiq.html), comprend une fonction d'identification et d'élimination des zones de transition (voir exemple à la figure 53). 121 CPT Guide - 2022 Cone Penetration Test Plusieurs méthodes ont été suggérées pour corriger les effets de transition (p. ex. Boulanger et DeJong, 2018) sur la base de méthodes d'inversion. Toutefois, ces méthodes sont souvent fondées sur l'hypothèse que l'interface entre les deux types de sol est nette. Toutefois, dans certains cas, la transition peut être progressive. L'application de ces méthodes d'inversion pour évaluer la liquéfaction cyclique n'a généralement pas été réussie et ne correspond pas aux observations de performance sur le terrain. L'élimination des zones de transition peut être considérée comme un cas extrême pour entreposer le comportement probable.

Pour les sols fortement chargés (p. ex. près des fondations) et les sols fortement inclinés, K peut être significativement inférieur à 1,0. Pour les charges sismiques, où le CSR < 0,6, l'adoucissement cyclique n'est possible que dans le cas normal de 122 CPT Guide - 2022 Test de pénétration des cônes (CPT) surconsolidé (OCR < 4) sols argileux. Pour les sols contractifs ressemblant à du sable avec un biais de contrainte de cisaillement statique (p. ex., terrain fortement incliné), K peut être inférieur à 1,0. ▶ Boulanger et Idris (2007) ont recommandé trois approches pour déterminer le CRR pour les matériaux argileux, qui sont essentiellement : 1. estimation à l'aide de méthodes empiriques basées sur l'historique des contraintes (c.v.s.) 2. mesure à l'aide de tests in situ (p. ex., CPT et FVT) peut être effectuée à l'aide d'une méthode d'estimation de l'exposition à l'

Le CPT a l'avantage que les résultats soient répétables et fournissent un profil détaillé en continu de l'OCR et donc du CRR. 7.5 Robertson (2009) a recommandé l'approche CPT suivante qui peut être appliquée à tous les sols (c.-à-d. pas de coupe I) : c Lorsque I  $\leq$  2,50, supposons que les sols peuvent être en forme de sable et que la pénétration CPT est essentiellement drainée : Utiliser Robertson et Wride (1998) recommandation basée sur Q = K Q , tn, cn où K est une fonction de I (mise à jour par Robertson, 2022, voir Figure 48) c c Lorsque I > 2,70, supposons que les sols sont en forme d'argile et que la pénétration CPT est essentiellement non drainée, où : RER = 0,053 Q K 7,5 tn , 123 CPT Guide - 2022 Cone Test de pénétration Lorsque 2,50 < I < 2,70, observations aussi en forme de sol en forme de sol en forme de sol en voie de sol en voie de transition.

Il peut être utile d'effectuer une analyse à la fois à l'aide d'une méthode RCERE/RW98 pour les sols ressemblant à du sable et à la méthode Robertson (2009) pour tous les sols, afin d'évaluer la sensibilité des résultats au type de sol. 124 CPT Guide - 2022 Cone Penetration Test (CPT) Figure 50. Le rapport de résistance cyclique (CRR) à l'aide de CPT M = 7,5 (Après Robertson, 2009) 3. Évaluation des déformations postséisme Plusieurs indices simplifiés ont été développés pour estimer le niveau de dommages de surface dus à la liquéfaction. La première était l'indice de potentiel de liquéfaction (IPL) proposé par Iwasaki (1978) qui a fourni une pondération linéaire au facteur calculé de sécurité contre la liquéfaction (1-FS) dans le liq supérieur et a lié l'IPL à la gravité des dommages de surface.

Pour les projets à faible ou moyen risque et pour les estimations préliminaires pour les projets à haut risque, on peut estimer les concentrations de CPT après le tremblement de terre en utilisant la méthode du CPT après le tremblement de terre en utilisant la méthode du CTP après le tremblement de terre en utilisant la méthode du CTP 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 CTP en utilisant la méthode du CTP 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 liquéfactionables épaisses à proximité de la surface du sol, combinée à une mince croûte non liquidable 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 liquéfactionable et à l'épaisseur de la croûte non liquidable 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 intercôtés où 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 liquéfiés 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 < 4m) et pour un tremblement de terre de conception avec M < 8 (voir w w 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 , comme le montre la figure 54. L'exemple montre que si le séisme maximal était plus grand (p. ex., plus élevé a) les colonies 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 (cà-d. moins de 10 000 ans) et/ou les sols non
liés (cà-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 dilatives, 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, où le
processus de pénétration du CPT est principalement drainé, Robertson
(2010) a suggéré que la résistance au cône normalisé (Q) soit liée au
paramètre d'état (-) en utilisant un facteur de correction de
l'équivalent de sable propre (Q) défini par : tn,cs 137 CPT Guide - 2022
Cone Penetration Test $Q = Q$ K tn,cs tn c $Où$ , $Q$ est la résistance au cône
normalisée de l'équivalent de sable propre (-) et K est un facteur de
correction de tn,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 tn, cs ratio (s /= ), 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 tn, 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 où I < 3,0 en utilisant la K modifiée . Inclus dans la figure 55, où la résistance au cisaillement de tn, 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 tn,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 drainé, défini par tan. La corrélation simplifiée et mise à jour suggérée pour estimer le rapport de résistance liquorisée non drainée de grande souche, s / , pour les sols sableux et transitoires, u(liq) vo lorsque I < 3,0 est: c s / ,0 = 0,0007exp (0,084 Q ) + 0,3/Q u(liq) vo tn,cs tn,cs Quand Q < 20, supposons s / , mais utilisez s = 1kPa, comme un tn,cs u(liq) vo u(liq) lorsque , < 50kPa. La valeur minimale de 1kPa est représentée par l'état de l'état d'écoulement moyen par la force d'écoulement moyen du sol argileux, si le rapport de résistance à l'écoulement moyen est supérieur à celui de la valeur de l'état d'écoulement 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. Pour des raisons de conception, la relation indiquée à la figure 55 peut être appliquée afin de fournir une estimation raisonnable de s /= , jusqu'à = 300 kPa. Pour des niveaux de contrainte plus élevés, les valeurs estimées de s /= , peut-être bas et avancé en laboratoire u (liq) vo, sont nécessaires pour quider toute augmentation de s /= , en raison de la courbure de l'u (liq) vo CSL. Robertson (2017) a fourni un guide approximatif pour estimer la contrainte effective de surcharge lorsque le comportement non drainé deviendrait plus ductile et s /= environ une valeur plus proche de 0,25 sur la base du rapport de frottement CPT, u(liq) vo, comme le montre la figure 56.

Cette comparaison illustre la différence potentiellement importante entre la résistance non drainée possible (rendement) et la résistance liquidée dans les sols non drainés. Les méthodes d'équilibre avec les résistances au cisaillement non drainées peuvent être trompeuses lorsqu'elles sont appliquées à des sols qui peuvent subir une perte/réduction significative de la résistance (Robertson et al., 2019) qui introduisent une incertitude supplémentaire lors de l'application des valeurs de résistance au cisaillement non drainée pour la conception. Par conséquent, il faut faire preuve de prudence avant d'utiliser des valeurs de résistance non drainée pour évaluer la stabilité lorsqu'il existe un risque de perte/réduction significative et rapide de la résistance.

Les courbes indiquées sur la figure 57 indiqueraient correctement que le rapport de résistance au cisaillement total et le rapport de résistance au cisaillement total (c'est-à-dire le rapport de résistance au cisaillement total et le rapport de résistance au cisaillement total sont proches de 0,10 (c'est-à-dire que le rapport de résistance au cisaillement total et le rapport de résistance au cisaillement total sont inférieurs à 3 % selon la base de données historique CPT pour les sols argileux 2 (Lunne et al, 1997). En principe, pour un sol avec un paramètre d'état contractif (où : -0,05) 10 le rapport de résistance liquéfié non drainé augmente à mesure que l'on augmente (c'est-à-dire que le 10 le CSL est plus faible la perte de résistance pour un paramètre d'état contractif donné). Les publications précédentes (Plewes et al., 1992; Reid, 2015; Jefferies et Been, 2016) ont montré que dans la région de type argile où I > 3,0, la valeur estimée de  $\bar{10}$  c c est de 0,15 (Reid, 2015). À l'aide de la corrélation modifiée 10 suggérée par Jefferies et Been (2016) pour la figure 0.15, les valeurs de rapport de résistance liquéfié 10 non drainé sont similaires à celles indiquées dans la figure 57 lorsque I > 3,0. c Par conséquent, la relation suggérée dans la figure 57 est conforme à la méthode actualisée, mais plus complexe, des relations suggérées par Jefferies et Been (2016) pour la méthode de calcul de la concentration de concentration de concentration de la concentration de concentration de concentration de la concentration de concentration de la concentration de concentration de la concentration de concentration de la concentration la concentration de la concentration la concentration de la concentration la concentration de la concentration de concentration la concentration la concentration la concentration de la concentration la concentration la concentration de la concentration la concentration de concentration de concentration de la concentration la concentration la concentration de En général, des contraintes excessives efficaces croissantes ont tendance à rendre le sol plus argileux et où les données CPT ont tendance à migrer dans la région argileuse sur la carte SBT. Si les sols sont contractifs à une grande souche et principalement argileux (I > 3,0), c estimeront la résistance à l'écoulement de la grande souche liquéfiée/remorquée non drainée directement à partir de f puisque le processus de pénétration du CPT n'est pas drainé. Dans les sols argileux, des données supplémentaires peuvent être obtenues à partir d'essais appropriés sur des fourgons de terrain ainsi que d'un échantillonnage de haute qualité et d'essais en laboratoire, lorsque cela est possible.

Dans le cas des projets à risque élevé, la possibilité d'une redistribution nulle peut être évaluée à l'aide de modèles numériques de stress plus complexes. Dans le cas des projets à risque élevé où les conséquences de l'instabilité sont très élevées (p. ex., pertes de vie, dommages environnementaux importants, perte de réputation, etc.), si la FS < 1.1 prend des mesures d'atténuation pour assurer la stabilité et réduire les conséquences possibles. Dans certains cas, il peut être approprié d'effectuer une modélisation numérique avancée pour évaluer si les performances sont acceptables à l'aide de modèles constitutifs appropriés et de valeurs de résistance à la cisaillement de grandes déformations. Toutefois, la conception globale devrait être effectuée dans un cadre fondé sur les risques.

Dans le cas du sol en pente raide, les contraintes de cisaillement statique sont généralement élevées et lorsque les sols sont contractifs à grande souche, K est inférieur à 1,0. Par conséquent, le K est généralement inférieur à 1,0 dans le sol en pente raide avec des sols contractifs. 147 CPT Guide - 2022 Logiciels Au cours des dernières années, le logiciel commercial est devenu disponible pour faciliter l'interprétation et la conception géotechnique du CPT à l'aide des résultats du CPT. Robertson a participé au développement de deux programmes : CPeT-IT (pron. C-petit) et CLiq (pron. slick). Les deux programmes sont peu coûteux et très convivial et peuvent être téléchargés à partir de http://www.geologismiki.gr/Products.html. Le CPeT-IT est un logiciel facile à utiliser pour l'interprétation des données du CPT et du CPTu.

Il comprend également les méthodes de liquéfaction fondées sur le CPT suggérées par Moss et al (2006) et Boulanger et Idris (2008/2014). Une caractéristique 2D unique fournit un moyen de créer des cartes de contours colorés de l'indice global de liquéfaction potentielle (IPL) et des peuplements post-séisme dans la vue du plan, ce qui permet à l'utilisateur de visualiser la variation spatiale du potentiel de liquéfaction et des peuplements sur un site. Les variations des peuplements après tremblement de terre calculés sur un site permettent d'estimer les peuplements différentiels pour un site donné et le tremblement de terre de conception. Une fonction d'analyse paramétrique permet à l'utilisateur de varier à la fois l'amplitude du tremblement de terre et l'accélération de la surface pour évaluer la sensibilité du quide général 148 CPT - 2022 L'indice de liquéfaction du logiciel et les peuplements après tremblement de terre en fonction du chargement et des résultats du tremblement de terre sont présentés sous une forme graphique 3D.

Dans les procès-verbaux de la 12e Conférence internationale sur la mécanique des sols et l'ingénierie de la fondation, Rio de Janeiro, Balkema Pub., Rotterdam, vol. 1, p. 165 à 170. Boggess, R. et Robertson, P.K., 2010. CPT pour les sédiments mous et les études sur les eaux profondes, C.P. 151, 2e Symposium international sur les essais de pénétration des cônes, C.P. 10, Huntington Beach, CA, États-Unis, www.cpt10.com Bolton, M.D., 1986. La force et la dilatation des sables. Geotechnique, 36(1): 65-78. Canadian Geotechnical Society, 2006 Canadian Foundation Engineering Manual, 4e édition, BiTech Publishers, Vancouver,

C.B. Campanella, R.G., et Robertson, P.K., 1982. État de l'art dans les essais in situ des sols, C.P. 557. A.M., D., et Leroueil, S., 2003. Caractérisation et propriétés techniques des sols naturels, Vol.1, Swets et Zeitlinger, Lisse, pp. 255-360. Idriss, I.M. et Boulanger, R.W., 2004. Procédures semi-empiriques pour l'évaluation du potentiel de liquéfaction lors des tremblements de terre. Actes 11e Conférence internationale sur la dynamique des sols et l'ingénierie des tremblements de terre. Berkeley, 32-56. IRTP, 1999. Procédure internationale d'essai de référence pour l'essai de pénétration des cônes (CPT). Rapport du Comité technique de l'ISSMFE sur l'essai de pénétration des sols, TC 16, Institut géotechnique suédois, étude du sol, coll. T.P., T., T.P., T., T., T.P., T., T., T., T.P., T., T., T.P., T., T., T., Pour l'étude de l'état de l'état. Revue française de Géotech, vol. 44, 13-27. Robertson, P.K., 1990. Classification des sols à l'aide de l'essai de pénétration des cônes. Revue géotechnique canadienne, 27(1): 151-158. Robertson, P.K., 1998. Étude des sites fondés sur les risques. Nouvelles géotechniques: 45-47, septembre 1998. Robertson, P.K., 2009a. Interprétation des essais de pénétration des cônes - une approche unifiée. Revue géotechnique canadienne, 46:1337-1355. Robertson, P.K., 2010a. Type de comportement des sols du CPT: une mise à jour. 2e Symposium international sur les essais de pénétration des cônes, CPT=10, Huntington Beach, CA, États-Unis. www.cpt10.com Robertson, P.K., 2010b. Estimation des paramètres de l'état des sols et de l'angle de frottement dans les sols sablonneux. Travaux d'ingénierie géotechnique, P.P., Woeller, D.J., Lunne, T., Powell, J.J.M. et Gillespie, D., 1992. Estimation du coefficient de consolidation à partir des essais de piézocone. Revue géotechnique canadienne, Ottawa, 29(4): 539-550. 154 CPT Guide 2022 Principales références Robertson, P.K., et Campanella, R.G., 1983a. Interprétation des essais de pénétration des cônes - Partie I (sand). Revue géotechnique canadienne, 20(4): 718-733. Robertson, P.K., et Campanella, R.G., 1983b. J.L., I.M., J.M., J., J.M., J., 

Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 125(3): 179-186. Zhang, G., Robertson, P.K. and Brachman, R.W.I., 2002, Estimation des règlements terrestres induits par la liquéfaction, CPT for Level Ground, Canadian Geotechnical Journal, 39(5): 1168-1180 156 G R E G G D R I L I N G L L C Southern California (Corporate Siège) 2726 Walnut Ave. Signal Hill, CA 90755 Tél: 562-427-6899 Northern California 950 Howe Rd. Martinez, CA 94553 Tél: 925-313-5800 info@greggdrilling.com www.greggdrilling.com Pitcher Services - Northern California 218 Demeter St, East Palo Alto, CA 94303 Tél: (650) 328-8910 puterservicesllc.com QUALITÉ - SÉCURITÉ - VALUE