

Journées techniques
organisées avec l'appui du Sétra
et sous l'égide de la CoTITA

PRISE EN COMPTE DU RISQUE SISMIQUE

Mardi 27 mars 2012
Lundi 2 et mardi 3 avril 2012

CETE Méditerranée, Aix-en-Provence



Journées Techniques organisées avec l'appui du Sétra et sous l'égide de la CoTITA

PRISE EN COMPTE DU RISQUE SISMIQUE

Qualification et prise en compte du risque de liquéfaction sur les OA



JF Serratrice
CETE Méditerranée

Une définition ...

De la liquéfaction des sols

La liquéfaction d'un sol saturé sans cohésion pendant le mouvement sismique désigne :

- la diminution de la rigidité du sol,
 - et/ou la diminution de sa résistance au cisaillement,
- dues à l'augmentation de la pression de l'eau interstitielle et susceptibles de produire :
- des déformations permanentes significatives (tassements, glissements),
 - voire un quasi-annulation des contraintes effectives (étalements).

Mécanisme de rupture extrême qui advient dans les sols peu consistants saturés et pendant les mouvements forts

Définitions de l'Eurocode 8 NF EN 1998-5 § 3.1 § 3.2 § 4.1.4

L'analyse de la liquéfaction n'est pas requise dans les zones de sismicité 1 et 2 (sismicité très faible et faible).

Arrêté du 22 octobre 2010 Article 4.

De la nécessité de procéder à l'analyse

NF EN 1998-5

Une évaluation de la susceptibilité à la liquéfaction doit être effectuée lorsque :

- le sol de fondation comprend des couches étendues ou des lentilles épaisses de sables lâches,
- avec ou sans fines limoneuses ou argileuses,
- au-dessous de la nappe phréatique,
- et lorsque ce niveau est proche de la surface du sol.

Cette évaluation doit être effectuée pour les conditions de site en champ libre prédominantes durant la vie de la structure.

Ces conditions concernent :

- le niveau de la surface du sol,
- le niveau de la nappe phréatique.

Il existe des cas très particuliers pour lesquels l'évaluation de la susceptibilité à la liquéfaction peut être omise.

*Alinéas (7) et (8)
NF EN 1998-5 § 4.1.4*

Une méthode simplifiée ...

Les reconnaissances minimales

NF EN 1998-5

Les reconnaissances exigées à cette fin doivent comporter au minimum la réalisation d'essais in situ :

- soit d'essais de pénétration standard (SPT),
- et/ou d'essais de pénétration au cône (CPT),
- ainsi que des prélèvements des sols en vue de la détermination des courbes granulométriques en laboratoire.

Et permettre un examen direct des sols

Les conditions de site

Cette évaluation doit être effectuée pour les conditions de site en champ libre prédominantes durant la vie de la structure.

Ces conditions concernent :

- le niveau de la surface du sol,
- le niveau de la nappe phréatique.

Étant entendu que l'évaluation s'adresse à des conditions de sol horizontal.

Le principe de l'évaluation

NF EN 1998-5

Si le risque de liquéfaction ne peut pas être négligé, il doit être évalué au minimum :

- par des méthodes reconnues d'ingénierie géotechnique,
- basées sur des corrélations expérimentales entre mesures in situ et contraintes critiques de cisaillement cyclique,
- contraintes critiques τ_r dont on sait qu'elles ont causé une liquéfaction lors des séismes passés.

Cette approche par corrélation expérimentale concerne différents types de mesures in-situ provenant :

- d'essais de pénétration standard (SPT),
- d'essais de pénétration au cône (CPT),
- d'essais pour la mesure de vitesses de cisaillement V_s .

Et se fonde sur l'utilisation de diagrammes empiriques de liquéfaction (voir ci-après).

Exemple

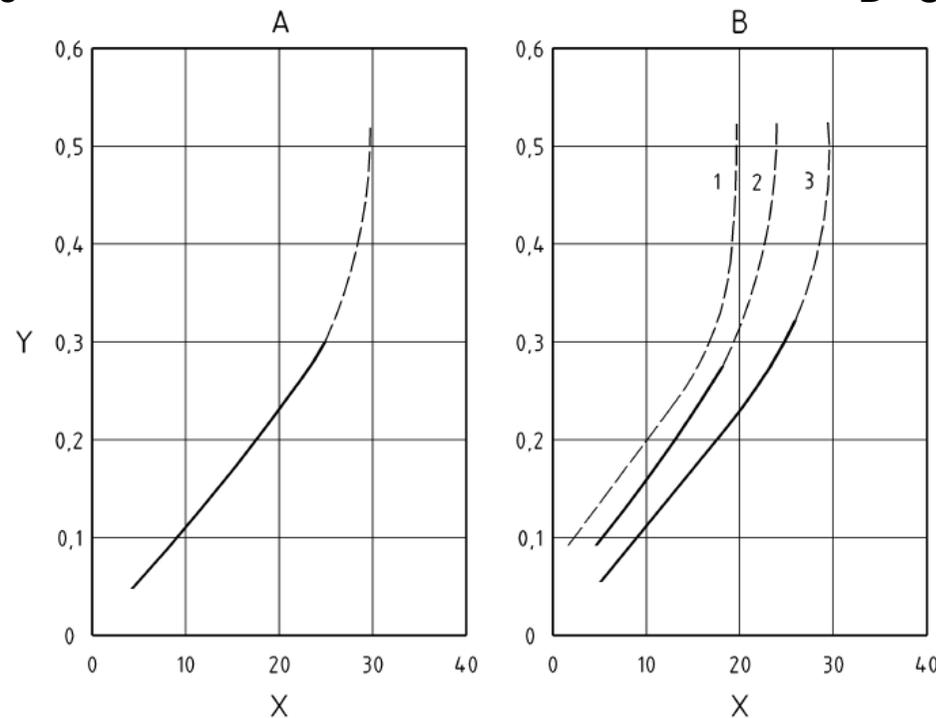
NF EN 1998-5

Approche par corrélation expérimentale

A - Sables propres

B - Sables limoneux

X variable normalisée
représentant la résistance du
sol pour une magnitude 7,5
Y variable normalisée
représentant la contrainte de
cisaillement sismique pour
une magnitude 7,5
 $Y = \tau_e / \sigma'_{v0}$



Pourcentage de
fines dans le sol
1 $C_{74 \mu m} \geq 35 \%$
2 $C_{74 \mu m} = 20 \%$
3 $C_{74 \mu m} \leq 5 \%$

Relation entre le rapport Y des contraintes sismiques produisant la liquéfaction et la résistance X du sol pour des séismes de magnitude 7,5.

Sondages au piézocône

Essais
in-situ

Pointe d'un piézocône



Reconnaitances en mer
Aéroport de Nice – Côte d'Azur

Pénétrromètre CPTu

Reconnaitances à terre
Viaduc de Caronte



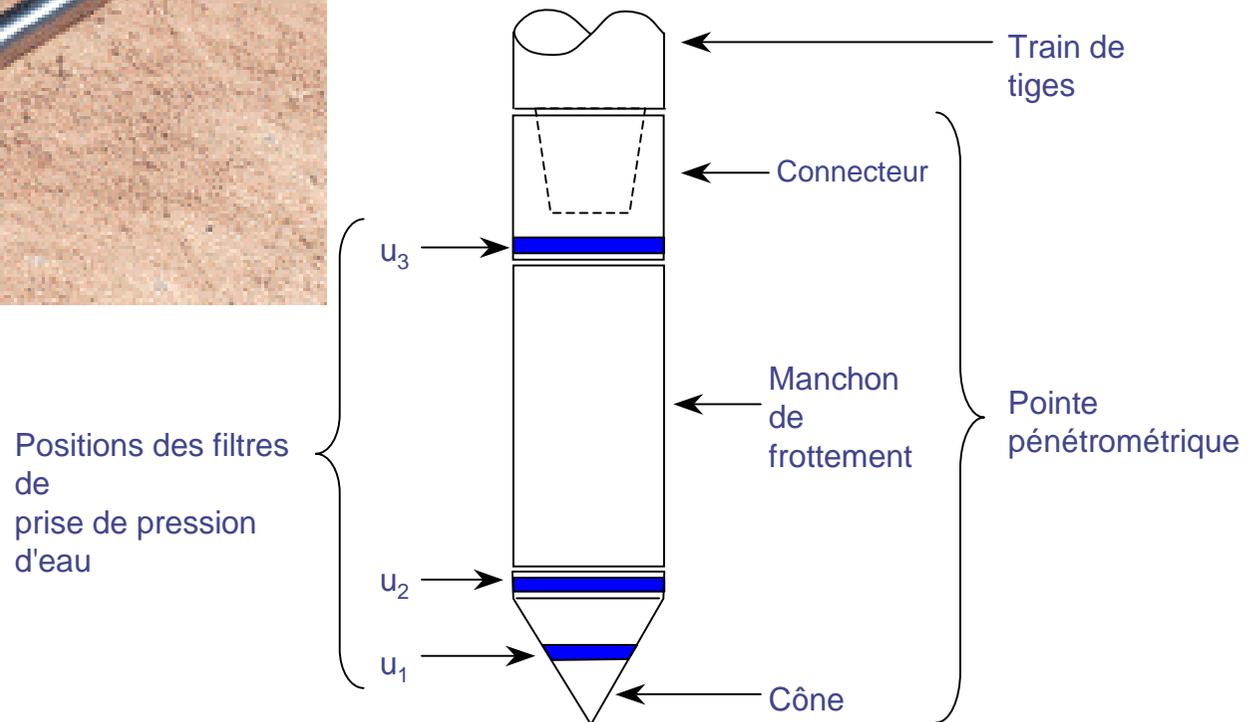
Sondages au piézocône

Essais
in-situ



Pointe d'un piézocône

Pénétrromètre CPTu

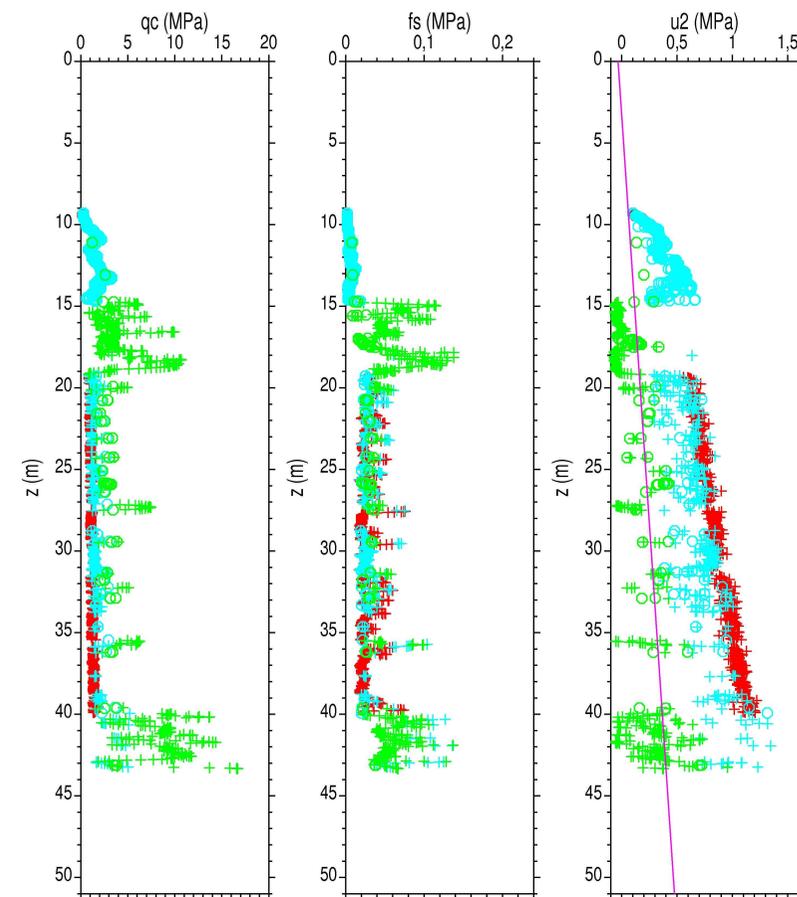
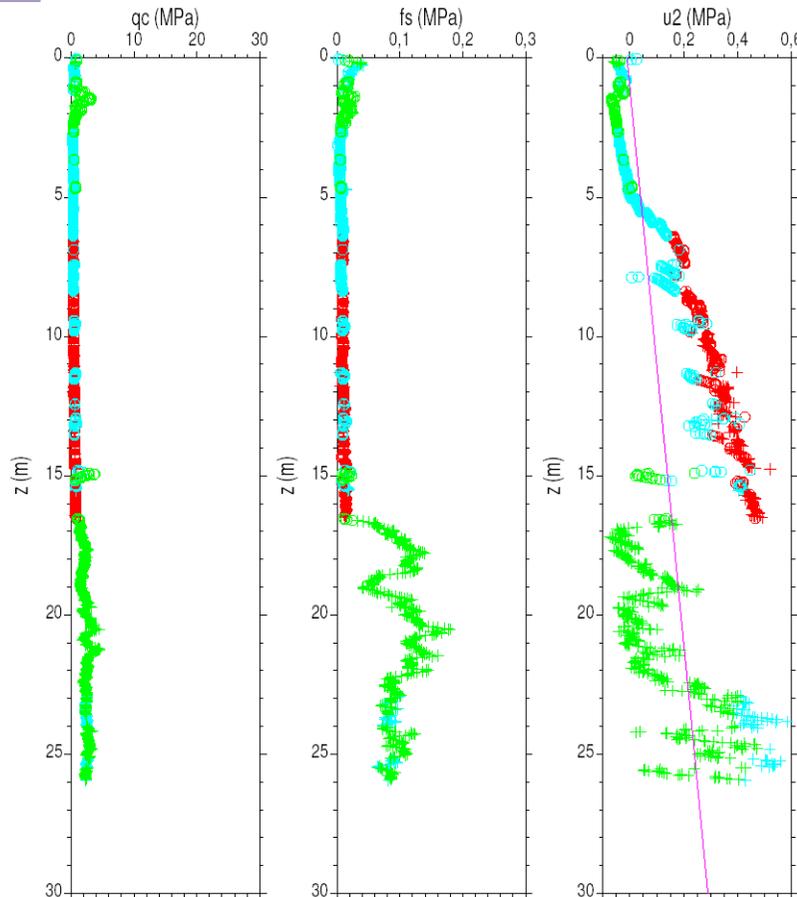


Sondages au piézocône

Essais
in-situ

Site en Turquie

Site en France



+ limons argileux
+ limons sableux
+ sables limoneux

○ sols sensibles
○ sols sensibles
○ sols sensibles

+ limons argileux
+ limons sableux
+ sables limoneux

○ sols sensibles
○ sols sensibles
○ sols sensibles



Sables

Limons

Argiles

Sondages au piézocône

Essais
in-situ

Approche par corrélation expérimentale

Mesures brutes de :

- la résistance de pointe q_t ,
- du frottement latéral unitaire f_s ,
- de la pression d'eau u_2 .

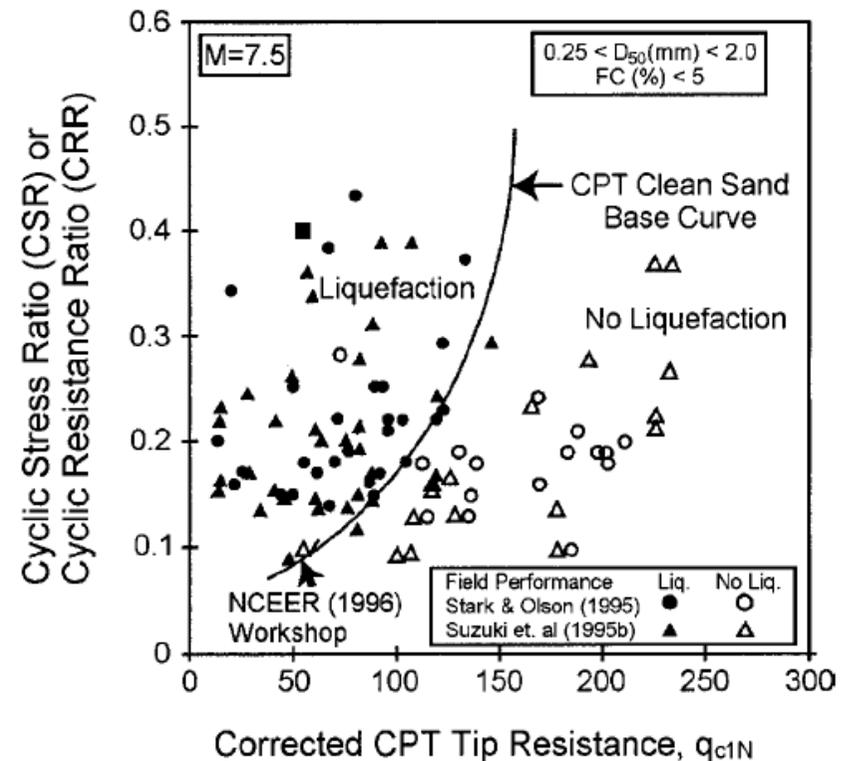
Détermination des variables normalisées Q , F , B_q , etc.

Évaluation de la résistance normalisée q_{c1N} du sol.

Comparaison de la résistance du sol à la sollicitation sismique normalisée du site.

Démarche

Recommandations NCEER
Youd et al. (2001)



Le principe de l'évaluation du risque

NF EN 1998-5

Dans l'approche basée sur des corrélations expérimentales, la contrainte de cisaillement sismique peut être évaluée à l'aide de la relation simplifiée :

$$\tau_e = 0,65 \alpha S \sigma_{v0}$$

où $\alpha = a_g/g$ est le rapport de la valeur de calcul de l'accélération du sol, g l'accélération de la pesanteur, S le paramètre caractéristique de la classe de sol et σ_{v0} la contrainte verticale totale due au poids des terres à la profondeur z considérée. Cette expression ne doit pas être appliquée pour les profondeurs supérieures à 20 m.

Dans cette approche, un sol doit être considéré comme liquéfiable dans des conditions de sol horizontal chaque fois que la contrainte de cisaillement τ_e induite par le séisme dépasse une fraction λ de la contrainte critique τ_r dont on sait qu'elle a causé une liquéfaction lors de séismes antérieurs.

La valeur recommandée de λ est $\lambda = 0,8$, ce qui implique un coefficient de sécurité $F_s = 1/\lambda = 1,25$.

Le renforcement des fondations et des sols

NF EN 1998-5

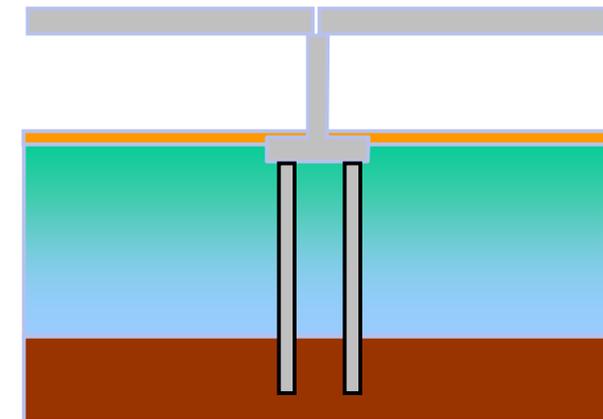
Si les sols sont identifiés comme liquéfiables ...

... la stabilité des fondations doit être assurée par exemple par une amélioration du sol et le recours à des fondations sur pieux.

Différentes techniques de renforcement des sols ou de traitement sont envisageables.

Il convient de prévoir des tests et des critères post-traitement pour évaluer l'efficacité de l'amélioration des sols.

Il convient d'envisager avec prudence la seule utilisation de fondations sur pieux, en raison des forces importantes induites dans les pieux par la perte de résistance du sol dans la ou les couches liquéfiables, et en raison des incertitudes inévitables liées à l'indétermination de l'emplacement et de l'épaisseur de cette ou de ces couches.



Pieux renforcés

Exemple

Deux sites d'une localité 1 ont fait l'objet de reconnaissances géotechniques en vue de la construction d'un ouvrage. Cette localité se trouve en zone de sismicité 3 (sismicité modérée)

Le massif est constitué par un dépôt sableux de faible densité et largement étendu. Les vitesses des ondes de cisaillement mesurées dans les sites 1 et 2 sont respectivement égales à $V_s=160$ m/s et 120 m/s.

Il s'agit d'évaluer le coefficient de sécurité à la liquéfaction à la profondeur de 4 m sous le niveau du terrain naturel dans chacun des deux sites où le toit de la nappe est à 1 m de profondeur.

Les résultats des essais d'identification effectués en laboratoire sur les sols prélevés par carottage à cette profondeur sont donnés à la page suivante.

A titre de comparaison, évaluer les coefficients de sécurité des deux sites dans les localités 2 et 3 situées en zones de sismicité 4 et 5, mais où les dépôts sont des sables denses et raides.

Propriétés géotechniques du sol

Les essais d'identification effectués sur les sols prélevés par carottage à 4 m de profondeur ont fourni les propriétés suivantes dans les deux sites.

Site	Teneur $C_{74 \mu\text{m}}$ (%)	Teneur en eau w (%)	Poids volumique γ (kN/m ³)	Indice de densité I_D (%)	Commentaire
1	4	27,5	18,1	51	Sable propre saturé lâche
2	3	38,4	18,0	48	Sable propre saturé lâche

$C_{74 \mu\text{m}}$ pourcentage de particules de diamètres inférieurs à 74 μm (granulométrie)

Contraintes dans le sol

A la profondeur z sous la surface du terrain horizontal et dans la nappe :

- la contrainte verticale totale σ_{v0} due au poids des terres est $\sigma_{v0} = \gamma z$,
- la pression hydrostatique u_0 est $u_0 = \gamma_w (z - z_w)$ pour $z > z_w$, où γ_w est le poids volumique de l'eau ($\gamma_w \approx 10 \text{ kN/m}^3$) et z_w la profondeur du toit de la nappe,
- la contrainte verticale effective σ'_{v0} est $\sigma'_{v0} = \sigma_{v0} - u_0$.

Dans la suite, le profil de contraintes verticales du site 1 est adopté aussi pour le site 2.

	<i>Localité 1</i>	<i>Localité 2</i>	<i>Localité 3</i>
Zone de sismicité	3 (modérée)	4 (moyenne°)	5 (forte)
Accélération maximale en surface au niveau d'un sol de type rocheux a_{gr}	$a_{gr} = 1,1 \text{ m/s}^2$	$a_{gr} = 1,6 \text{ m/s}^2$	$a_{gr} = 3,0 \text{ m/s}^2$
Magnitude conventionnelle	5,5	6,0	7,5
Catégorie d'importance de l'ouvrage	III	III	III
Coefficient d'importance de l'ouvrage γ_I	$\gamma_I = 1,2$	$\gamma_I = 1,2$	$\gamma_I = 1,2$
Accélération maximale en surface au niveau du sol $a_g = \gamma_I a_{gr}$	$a_g = 1,32 \text{ m/s}^2$	$a_g = 1,92 \text{ m/s}^2$	$a_g = 3,60 \text{ m/s}^2$
Coefficient α $\alpha = a_g / g$ $g = 9,81 \text{ m/s}^2$	$\alpha = 0,135$	$\alpha = 0,196$	$\alpha = 0,367$
Classe de sol	D	B	B
Paramètre de sol	$S = 1,6$	$S = 1,35$	$S = 1,2$
Accélération maximale en surface au niveau du sol $a_{gS} = S a_g$	$a_{gS} = 2,11 \text{ m/s}^2$	$a_{gS} = 2,59 \text{ m/s}^2$	$a_{gS} = 4,32 \text{ m/s}^2$
Coefficient α_S $\alpha_S = a_{gS} / g = S \alpha$	$\alpha_S = 0,215$	$\alpha_S = 0,264$	$\alpha_S = 0,440$
Contrainte verticale σ_{v0}	$\sigma_{v0} = 72 \text{ kPa}$	$\sigma_{v0} = 72 \text{ kPa}$	$\sigma_{v0} = 72 \text{ kPa}$
Pression hydrostatique dans la nappe u_0	$u_0 = 30 \text{ kPa}$	$u_0 = 30 \text{ kPa}$	$u_0 = 30 \text{ kPa}$
Contrainte verticale effective $\sigma'_{v0} = \sigma_{v0} - u_0$	$\sigma'_{v0} = 42 \text{ kPa}$	$\sigma'_{v0} = 42 \text{ kPa}$	$\sigma'_{v0} = 42 \text{ kPa}$
Contrainte de cisaillement sismique $\tau_e = 0,65 \alpha S \sigma_{v0}$	$\tau_e = 10,1 \text{ kPa}$	$\tau_e = 12,5 \text{ kPa}$	$\tau_e = 20,6 \text{ kPa}$
Contrainte de cisaillement sismique normalisée $\tau_{en} = \tau_e / \sigma'_{v0}$	$\tau_{en} = 0,239$	$\tau_{en} = 0,294$	$\tau_{en} = 0,491$
Facteur d'échelle de magnitude MSF	$MSF = 2,5$	$MSF = 2$	$MSF = 1$
Contrainte de cisaillement sismique normalisée pour une magnitude de 7,5 $\tau_{en 7.5} = \tau_{en} / MSF$	$\tau_{en 7.5} = 0,096$	$\tau_{en 7.5} = 0,147$	$\tau_{en 7.5} = 0,491$

Site 1 $V_s = 160$ m/s

	<i>Localité 1</i>	<i>Localité 2</i>	<i>Localité 3</i>
Vitesse des ondes de cisaillement V_s mesurée dans le site 1	160 m/s	160 m/s	160 m/s
Vitesse des ondes de cisaillement normalisée V_{s1} $V_{s1} = V_s (p_{atmo}/\sigma'_{v0})^{0,25}$ $p_{atmo} \approx 100$ kPa	200 m/s	200 m/s	200 m/s
Résistance normalisée à la magnitude 7,5 $\tau_{m 7,5}$ sols sableux ($C_{74 \mu m} < 5$ %)	$\tau_{m 7,5} = 0,262$	$\tau_{m 7,5} = 0,262$	$\tau_{m 7,5} = 0,262$
Coefficient de sécurité F_s $F_s = \tau_{m 7,5} / \tau_{en 7,5}$	$F_s = 2,7$	$F_s = 1,8$	$F_s = 0,53$

Site 2 $V_s = 120$ m/s

	<i>Localité 1</i>	<i>Localité 2</i>	<i>Localité 3</i>
Vitesse des ondes de cisaillement V_s mesurée dans le site 2	120 m/s	120 m/s	120 m/s
Vitesse des ondes de cisaillement normalisée V_{s1} $V_{s1} = V_s (p_{atmo}/\sigma'_{v0})^{0,25}$ $p_{atmo} \approx 100$ kPa	150 m/s	150 m/s	150 m/s
Résistance normalisée à la magnitude 7,5 $\tau_{m 7,5}$ sols sableux ($C_{74 \mu m} < 5$ %)	$\tau_{m 7,5} = 0,080$	$\tau_{m 7,5} = 0,080$	$\tau_{m 7,5} = 0,080$
Coefficient de sécurité F_s $F_s = \tau_{m 7,5} / \tau_{en 7,5}$	$F_s = 0,83$	$F_s = 0,54$	$F_s = 0,16$

Arrêté du 24 octobre 2010

Relatif à la classification et aux règles de construction parasismique applicables aux bâtiments de la classe dite « à risque normal »

Catégories et coefficients d'importance du bâtiment

Catégories d'importance du bâtiment	Coefficients d'importance γ_i
I	0,8
II	1,0
III	1,2
IV	1,4

Zones de sismicité et accélération maximale de référence au niveau d'un sol de type rocheux a_{gr}

Zones de sismicité	A_{gr} (m/s ²)
1 (très faible)	0,4
2 (faible)	0,7
3 (modérée)	1,1
4 (moyenne)	1,6
5 (forte)	3,0

Classes de sol selon sa nature et paramètre de sol S

Classes de sol	S (zones 1 à 4)	S (zone 5)
A	1,0	1,0
B	1,35	1,2
C	1,5	1,15
D	1,6	1,35
E	1,8	1,4

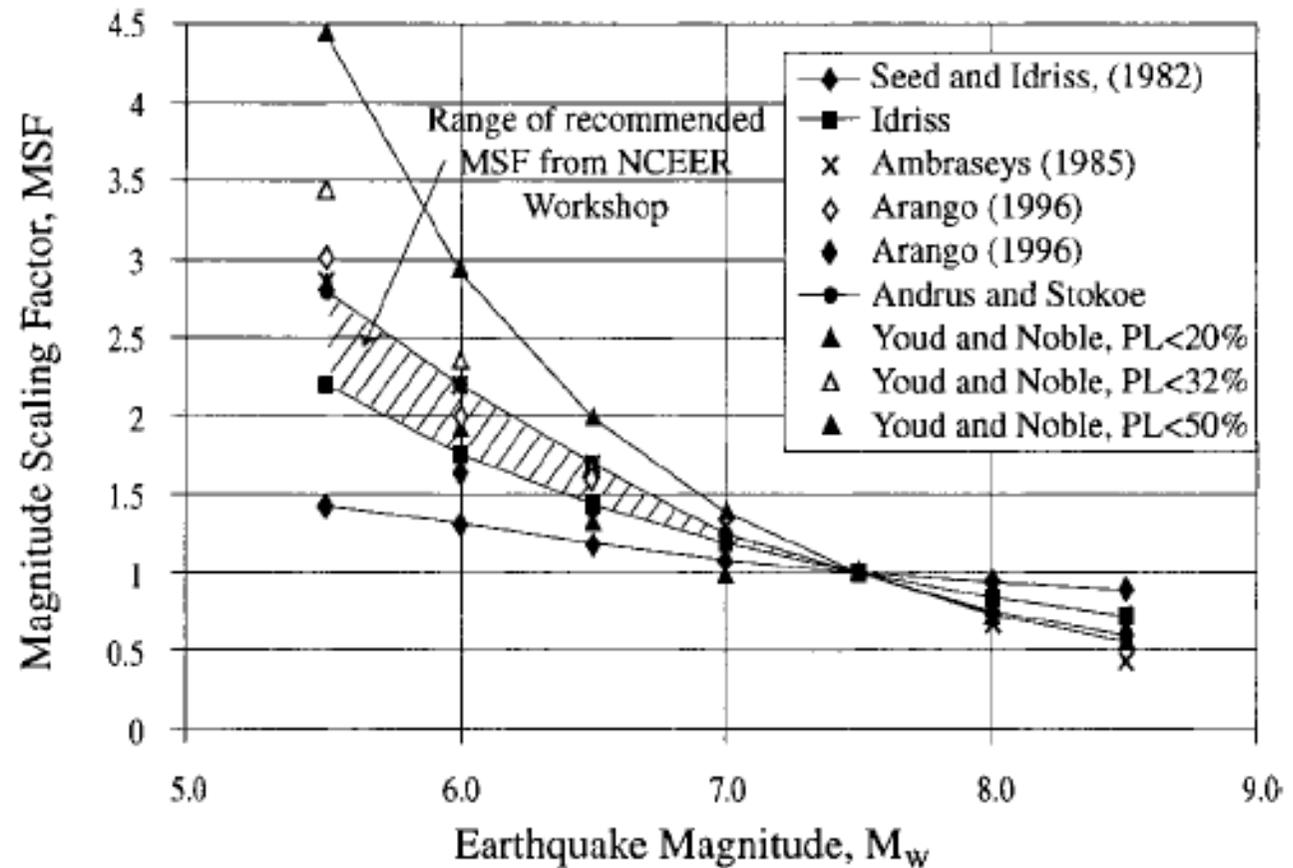
Tableau 3.1 — Classes de sol

Classe de sol	Description du profil stratigraphique	Paramètres		
		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (coups/30 cm)	c_u (kPa)
A	Rocher ou autre formation géologique de ce type comportant une couche superficielle d'au plus 5 m de matériau moins résistant	> 800	—	—
B	Dépôts raides de sable, de gravier ou d'argile sur-consolidée, d'au moins plusieurs dizaines de mètres d'épaisseur, caractérisés par une augmentation progressive des propriétés mécaniques avec la profondeur	360 – 800	> 50	> 250
C	Dépôts profonds de sable de densité moyenne, de gravier ou d'argile moyennement raide, ayant des épaisseurs de quelques dizaines à plusieurs centaines de mètres	180 – 360	15 – 50	70 – 250
D	Dépôts de sol sans cohésion de densité faible à moyenne (avec ou sans couches cohérentes molles) ou comprenant une majorité de sols cohérents mous à fermes	< 180	< 15	< 70
E	Profil de sol comprenant une couche superficielle d'alluvions avec des valeurs de v_s de classe C ou D et une épaisseur comprise entre 5 m environ et 20 m, reposant sur un matériau plus raide avec $v_s > 800$ m/s			
S ₁	Dépôts composés, ou contenant, une couche d'au moins 10 m d'épaisseur d'argiles molles/vases avec un indice de plasticité élevé (PI > 40) et une teneur en eau importante.	< 100 (valeur indicative)	—	10 – 20
S ₂	Dépôts de sols liquéfiables d'argiles sensibles ou tout autre profil de sol non compris dans les classes A à E ou S ₁ .			

Recommandations NCEER (Youd et al. 2001)

Atelier pour l'évaluation de la résistance des sols à la liquéfaction

Facteur d'échelle de magnitude MSF par différents auteurs et recommandation NCEER



Youd et al. (2001)

Recommandations NCEER (Youd et al. 2001)

Atelier pour l'évaluation de la résistance des sols à la liquéfaction

Rapport de résistance cyclique en fonction de la vitesse normalisée des ondes de cisaillement V_{s1} et en fonction du pourcentage de fines $C_{74 \mu m}$ à la magnitude 7,5

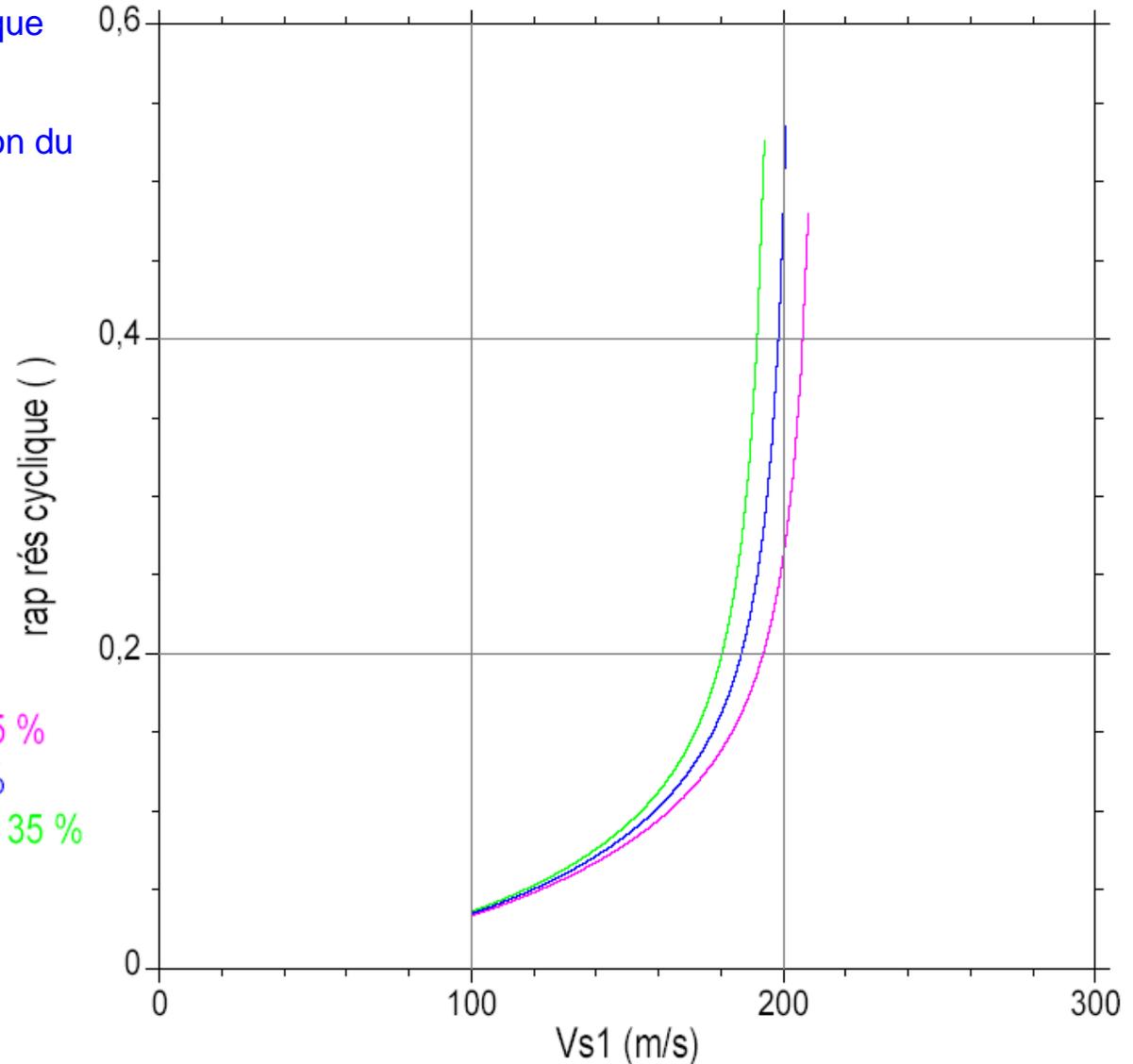
V_s vitesse des ondes de cisaillement mesurées dans le site

$$V_{s1} = V_s (p_{atmo} / \sigma'_{v0})^{0,25}$$

$$P_{atmo} \approx 100 \text{ kPa}$$

σ'_{v0} contrainte verticale Effective en place

- Teneur en fines inférieure à 5 %
- Teneur en fines égale à 20 %
- Teneur en fines supérieure à 35 %



Youd et al. (2001)

Investigations complémentaires ...

Prélèvements par sondages carottés et essais de laboratoire

Les prélèvements par sondages carottés doivent fournir des échantillons de très bonne qualité, bien conditionnés et protégés, transportés avec soin.

Norme NF P 94-202

Les essais mécaniques sont réalisés en laboratoire pour déterminer la résistance cyclique du sol (essais de liquéfaction).

La résistance cyclique est comparée ensuite à la contrainte de cisaillement sismique dans les conditions sismiques du site (coefficient de sécurité).

D'autres essais peuvent être effectués pour déterminer les propriétés dynamiques du sol (essais cycliques).



Caisses pour le transport
des échantillons carottés

Essais de laboratoire

Le programme d'essais est défini dans un cahier des charges qui précise :

- les conditions sismiques du site (l'accélération de référence, le coefficient d'atténuation avec la profondeur, le nombre de cycles équivalent, la fréquence de référence, etc.),
- la nature du sol,
- les contraintes dans le sol avant travaux et les contraintes dans le sol après travaux et dans les conditions de chargement de l'ouvrage, le niveau de la nappe avant et après, la profondeur des prélèvements, etc.
- les conditions d'essais (pressions, nombres de cycles, critères, etc.).

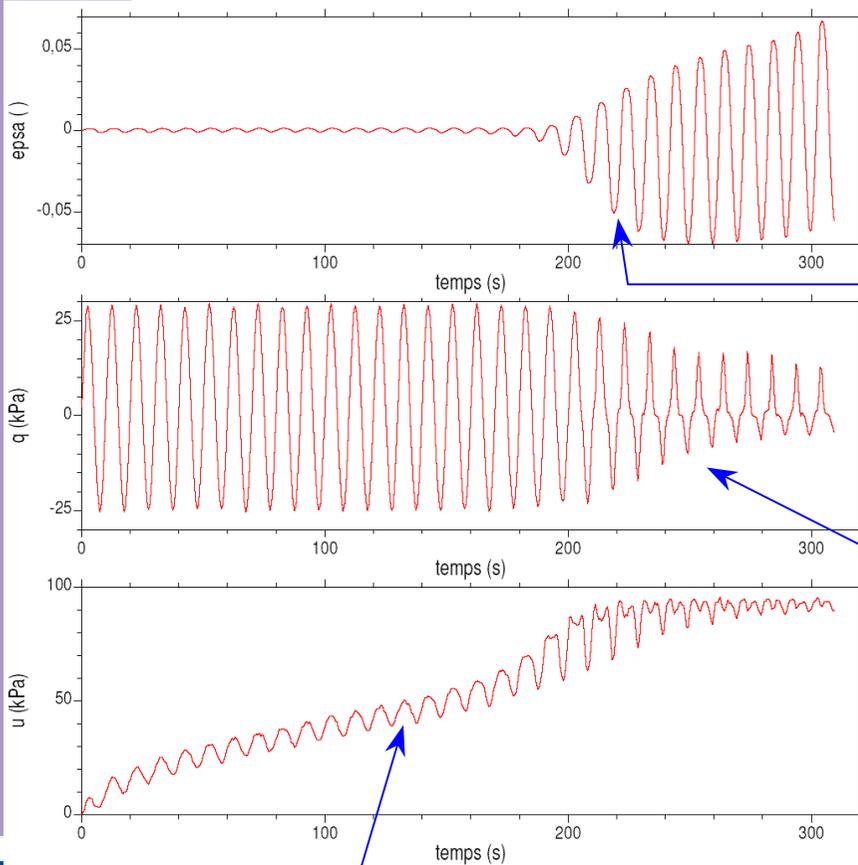
Les essais mécaniques sont accompagné utilement par des essais d'identification du sol :

- caractéristiques d'état (teneur en eau, densité, degré de saturation),
- granulométrie,
- limites de consistance,
- densités min et max,
- etc.

Essais de laboratoire

Essais triaxiaux cycliques

Courbes d'un essai triaxial cyclique



Presse triaxiale cyclique

Entrée en grandes déformations

Contrainte de cisaillement cyclique

Accumulation de la pression interstitielle au cours des cycles



Éprouvettes d'essais

Exemple

Dans l'exemple qui suit, des essais de liquéfaction ont été effectués en laboratoire à l'appareil triaxial sur deux sols du même site :

- un sable cru de faible densité,
- un limon.

Les courbes donnant les résistances cycliques des deux sols en fonction du nombre de cycles sont indiquées sur le graphique de la page suivante.

Évaluer les coefficients de sécurité à la liquéfaction du sable dans les conditions sismiques et les contraintes de cisaillement des localités 1, 2 et 3 examinées précédemment.

Idem pour le limon.

Le nombre de cycles équivalents N_e défini dans le cahier des charges est donné dans le tableau ci-contre.

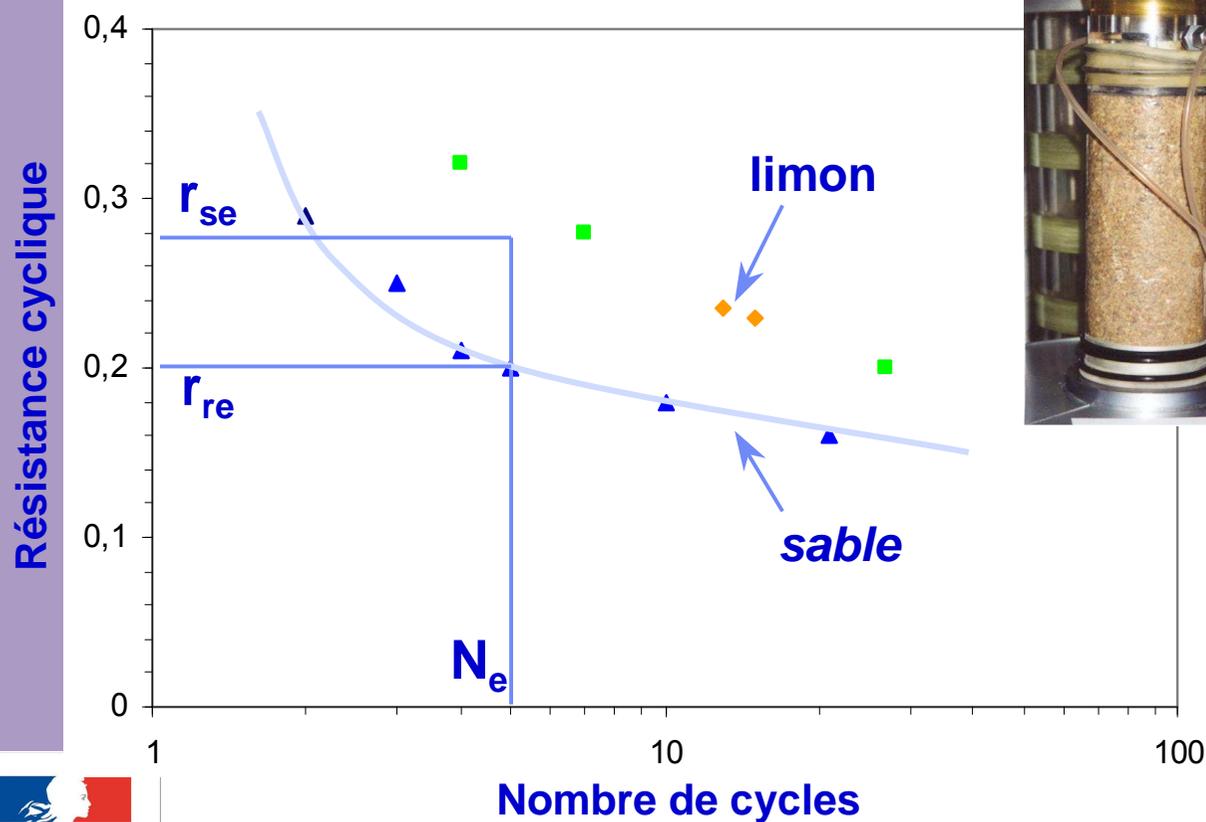
Zones de sismicité	Nombre de cycles équivalents N_e
3 (modérée)	5
4 (moyenne)	10
5 (forte)	20

D'après le cahier des charges des essais

Essais de laboratoire

Essais triaxiaux cycliques

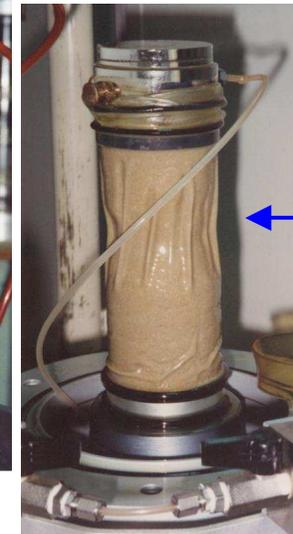
Résistance cyclique en fonction du nombre de cycles



Avant essai



Après essai



Rupture en extension

Facteur de sécurité F_s

$$F_s = r_{re} / r_{se}$$

$F_s < 1$ liquéfaction quasi certaine
 $F_s < 1,33$ liquéfaction probable

N_e nombre de cycles équivalents

Sable

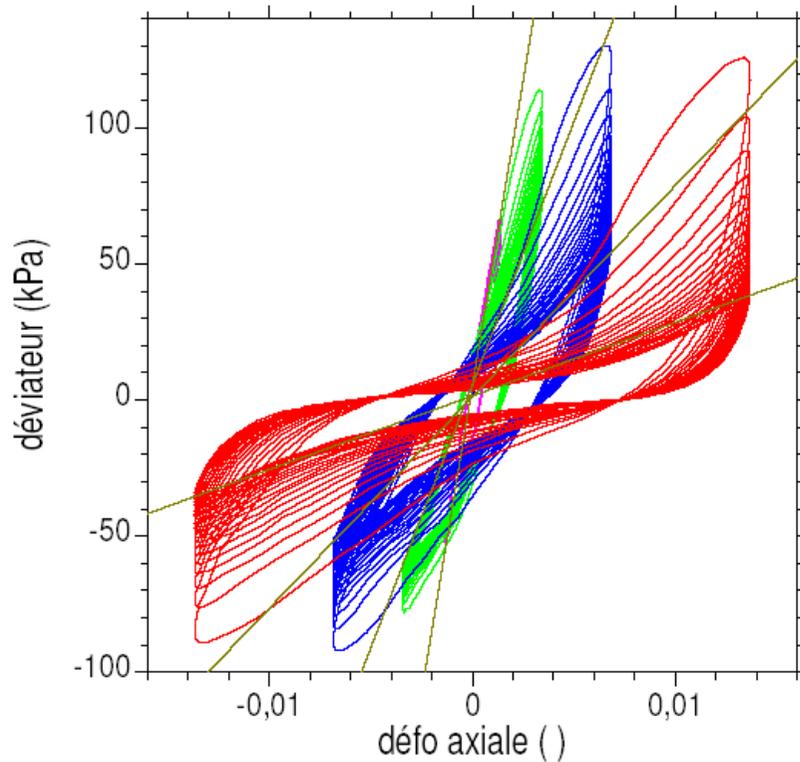
	<i>Localité 1</i>	<i>Localité 2</i>	<i>Localité 3</i>
Nombre de cycles équivalents N_e (d'après le cahier des charges essais)	5	10	20
Résistance cyclique normalisée $\tau_{m 7,5}$ du sable mesurée à l'appareil triaxial cyclique (courbe d'essai)	0,20	0,18	0,16
Contrainte de cisaillement sismique normalisée pour une magnitude de 7,5 $\tau_{en 7,5}$	$\tau_{en 7,5} = 0,096$	$\tau_{en 7,5} = 0,147$	$\tau_{en 7,5} = 0,491$
Coefficient de sécurité F_s $F_s = \tau_{m 7,5} / \tau_{en 7,5}$	$F_s = 2,1$	$F_s = 1,2$	$F_s = 0,33$

Limon

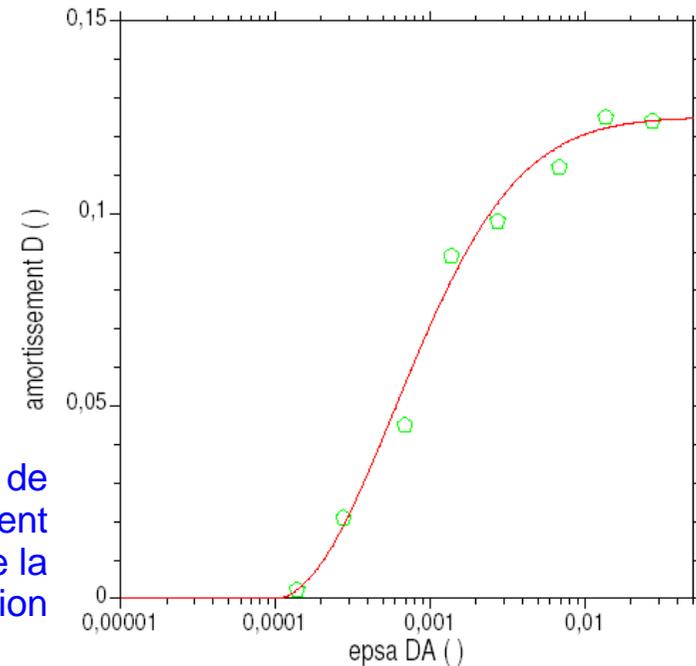
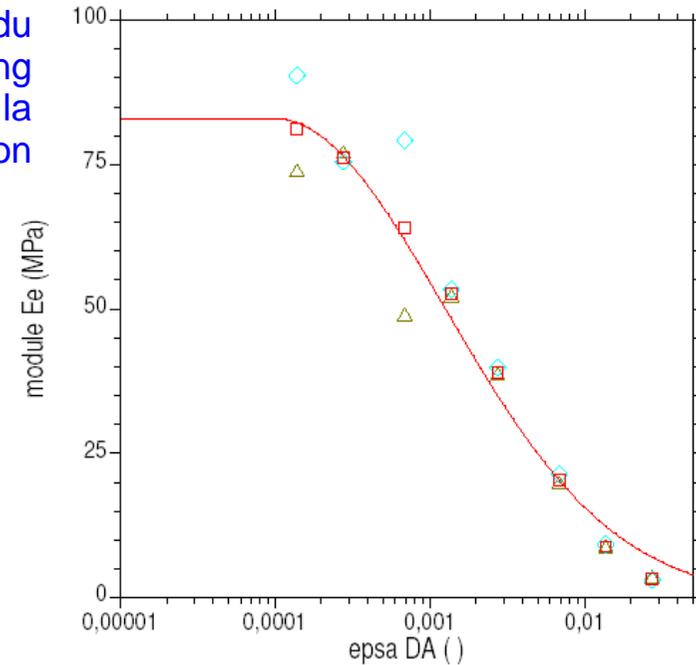
	<i>Localité 1</i>	<i>Localité 2</i>	<i>Localité 3</i>
Nombre de cycles équivalents N_e (d'après le cahier des charges essais)	5	10	20
Résistance cyclique normalisée $\tau_{m 7,5}$ du limon mesurée à l'appareil triaxial cyclique (courbe d'essai)	0,30	0,26	0,22
Contrainte de cisaillement sismique normalisée pour une magnitude de 7,5 $\tau_{en 7,5}$	$\tau_{en 7,5} = 0,096$	$\tau_{en 7,5} = 0,147$	$\tau_{en 7,5} = 0,491$
Coefficient de sécurité F_s $F_s = \tau_{m 7,5} / \tau_{en 7,5}$	$F_s = 3,2$	$F_s = 1,7$	$F_s = 0,44$

Essais de laboratoire Mesure des propriétés dynamiques du sol

Dégradation du
module d'Young
en fonction de la
déformation



Courbes contrainte-déformation cycliques pour
des séquences de cycles de différentes amplitudes



Les modules d'Young E_u
représentent la pente des courbes
Les amortissements D représentent
les « ventres » des courbes

Accroissement de
l'amortissement
en fonction de la
déformation

Références des normes.

- AFNOR (Association Française de Normalisation, 1995)
Règles de construction parasismique. Règles PS applicables aux bâtiments, dites règles PS 92.
Norme française NF P 06-013, Décembre 1995, 177 p.
- AFNOR (Association Française de Normalisation, 1995)
Prélèvement des sols et des roches. Méthodologie et procédures.
Norme française NF P 94-202, Décembre 1995, 42 p.
- AFNOR (Association Française de Normalisation, 2005)
Eurocode 8, Calcul des structures pour leur résistance aux séismes – Partie 1 : Règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments.
Norme française NF EN 1998-1 (P 06-030-1), Septembre 2005, 186 p.
- AFNOR (Association Française de Normalisation, 2005)
Eurocode 8, Calcul des structures pour leur résistance aux séismes – Partie 5 : Fondations, ouvrages de soutènement et aspects géotechniques.
Norme française NF EN 1998-5 (P 06-035-1), Septembre 2005, 42 p.
- AFNOR (Association Française de Normalisation, 2007)
Eurocode 8, Calcul des structures pour leur résistance aux séismes – Partie 1 : Règles générales, actions sismiques, et règles pour les bâtiments.
Annexe nationale à la norme NF EN 1988-1.
Norme française NF EN 1998-1/NA (P 06-030-1/NA), Décembre 2007, 18 p.
- AFNOR (Association Française de Normalisation, 2007)
Eurocode 8, Calcul des structures pour leur résistance aux séismes – Partie 5 : Fondations, ouvrages de soutènement et aspects géotechniques.
Annexe nationale à la norme NF EN 1998-5.
Norme française NF EN 1998/NA (P 06-035-1/NA), Octobre 2007, 5 p.

Références.

- Youd T.L., Idriss I.M., Andrus R.D., Arango I., Castro G., Christian J.T., Dobry R., Liam Finn W.D., Harder Jr L.F., Hynes M.E., Ishihara K., Koester J.P., Liao S.S.C., Marcusson III W.F., Martin G.R., Mitchell J.K., Moriwaki Y., Power M.S., Robertson P.K., Seed R.B. Stokoe II K.H. (2001)
Liquefaction resistance of soils: summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils.
J. Geotech. and Geoenv. Engng., vol. 127, n° 10, pp. 817-833.
J. Geotech. and Geoenv. Engng., vol. 129, n° 10, pp. 283-286.

NCEER National Center for Earthquake Engineering Research

Pratique PS92 ...

NF P 06-013

Dans la norme NF P 06-013 les sols considérés a priori comme suspects de liquéfaction sont :

a) Les sables et limons présentant les caractéristiques suivantes :

Sol saturé
Granulométrie uniforme telle que $C_U = d_{60}/d_{10} < 15$
Diamètre à 50 % tel que $50 < d_{50} < 1500 \text{ mm}$
État de contrainte à l'état final du projet tel que $\sigma'_v < 200 \text{ kPa}$ en zone I

b) Les sols argileux présentant les caractéristiques suivantes :

Diamètre à 15 % tel que $d_{15} > 5 \text{ }\mu\text{m}$
Limite de liquidité telle que $w_L < 35$
Teneur en eau $w > 0,9 w_L$
Point dans le diagramme de plasticité tel que $I_p > 0,73 (w_L - 20)$

A contrario, les sols sableux dans lesquels on a :

Diamètre à 10 % tel que $d_{10} > 2 \text{ mm}$

ou les sols argileux dans lesquels on a simultanément :

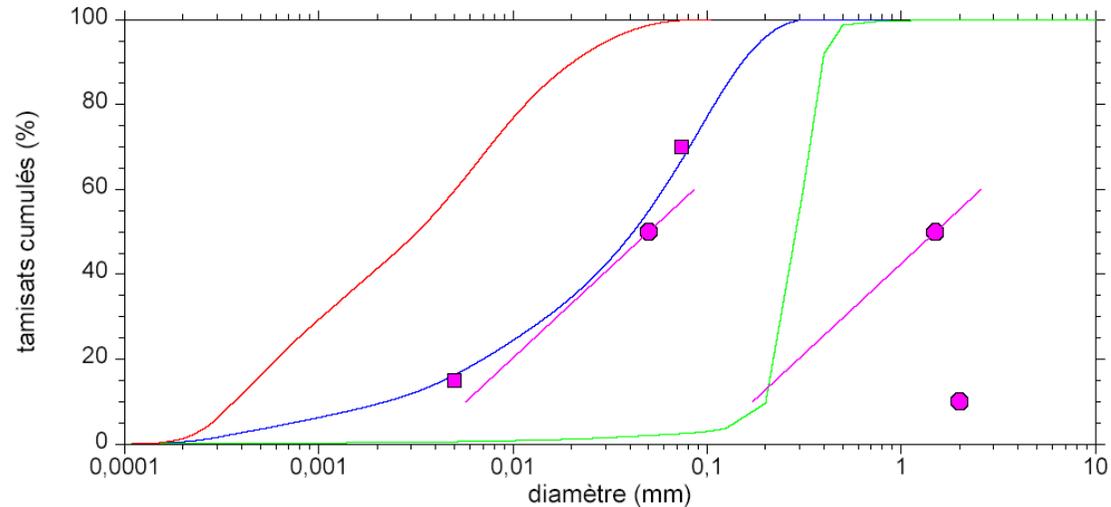
Diamètre à 70 % tel que $d_{70} < 74 \text{ }\mu\text{m}$
et indice de plasticité $I_p > 10$

sont exempts de risque de liquéfaction.

Exemples de courbes granulométriques

Courbes granulométriques

- Bornes Norme NF P 06-013
- Bornes Norme NF P 06-013
- CPS1-2009 E2 1,54 - 2,00 m Sable limon.
- CPS1-2011 E5 3,65 - 4,00 m Sable moyen
- CPS2-2011 E4 3,55 - 3,64 m Argile limon



sondage échantillon	type de critère	y	critères	données	résultat
CPS1-2009 E2 1,54 – 2,00 m	sable très fin limoneux	s	saturé $C_U < 15$ $50 < d_{50} < 1500 \mu\text{m}$ $\sigma'_v < 100 \text{ kPa}$	$S_r = 100 \%$ $C_U = 27 > 15$ $d_{50} = 42 < 50 \mu\text{m}$ $\sigma'_v = < 100 \text{ kPa}$	non suspect
		x	$d_{70} < 74 \mu\text{m}$ et $I_p > 10$	$d_{70} = 81 > 74 \mu\text{m}$ $I_p = 13 > 10$	non exempt de risque
CPS1-2011 E5 3,65 – 4,00 m	sable moyen	s	saturé $C_U < 15$ $50 < d_{50} < 1500 \mu\text{m}$ $\sigma'_v < 100 \text{ kPa}$	$S_r = 100 \%$ $C_U = 1,5 < 15$ $d_{50} = 295 > 50 \mu\text{m}$ $\sigma'_v = < 100 \text{ kPa}$	suspect
		x	$d_{70} < 74 \mu\text{m}$ et $I_p > 10$	$d_{70} = 332 > 74 \mu\text{m}$ $(I_p < 10)$	non exempt de risque
CPS2-2011 E4 3,55 – 3,64 m	argile limoneuse	a	$d_{15} > 5 \mu\text{m}$ $w_L < 35$ $w > 0,9 w_L$ $I_p > 0,73 (w_L - 20)$	$d_{15} = 0,49 < 5 \mu\text{m}$ $w_L = 34 < 35$ $w = 28\% < 31 \%$ $I_p = 13 > 10,2$	non suspect
		x	$d_{70} < 74 \mu\text{m}$ et $I_p > 10$	$d_{70} = 7,9 < 74 \mu\text{m}$ et $I_p = 12 > 10$	exempt de risque

Exemples d'analyses

Tableau des critères d'analyse selon la norme NF P 06-013

- s sables
- a argiles
- x exemption