

Université 20 Août 1955-Skikda

Faculté de Technologie

Département : Génie civil

Ref **D012118007D**



جامعة 20 أوت 1955 سكيكدة

كلية التكنولوجيا

الهندسة المدنية : قسم

المرجع: D012118007D

Thèse présentée en vue de l'obtention
Du diplôme de
Doctorat en sciences

Option : Géotechnique

**Modélisation numérique de la réponse sismique d'un
sol et évaluation des effets induits**

Présentée par :

Kamel Filali

Directeur de thèse :

Pr. Badreddine Sbartai

Soutenue publiquement le 19/04/2018

Devant le jury composé de :

Mr. Salah Messast	Professeur	Président.	Université de Skikda
Mr. Badreddine Sbartai	Professeur	Rapporteur.	Université de Annaba
Mr. M ^{ed} Salah Nouaouria	Professeur	Examineur.	Université de Guelma
Mr. Abdelaziz Benmarce	Professeur	Examineur.	Université de Guelma
Mr. Khelifa Abeche	Professeur	Examineur.	Université de Batna
Mr. Mostapha Hidjeb	MCA	Examineur.	Université de Skikda

Remerciements

J'adresse mes sincères remerciements et ma profonde reconnaissance à mon directeur de recherche Professeur Sbartai Badreddine qui m'a permis d'entreprendre ce travail, ses conseils, ses encouragements ainsi que son soutien effectif qu'il n'a cessé de m'apporter tout au long de ce travail.

J'exprime ma vive reconnaissance au Professeur Salah Messast pour m'avoir fait l'honneur d'accepter la présidence du jury, je lui en suis profondément reconnaissant.

Je remercie également le Professeur Nouaouria M^{ed} Salah, Professeur Benmarce Abdelaziz, Professeur Abeche Khelifa et le Docteur Mostapha Hijeb pour l'intérêt qu'ils ont bien voulu manifester à l'égard de ce travail, en acceptant d'examiner cette thèse et de faire partie du jury.

Je remercie enfin ma famille et particulièrement ma mère et ma femme pour le chaleureux soutien et la patience manifestée tout au long de cette période.

RESUME

La stabilité des ouvrages est toujours liée à la résistance du sol, cette résistance peut subir une réduction significative surtout lorsque le sol est saturé et soumis à un séisme. Ainsi, cette étude consiste à estimer le potentiel de liquéfaction d'un dépôt de sol saturé et soumis à une excitation sismique horizontale à sa base en utilisant l'approche par contrainte totale et mener une analyse comparative entre méthodes simplifiée et dynamique non linéaire afin de déterminer jusqu'à quel niveau la méthode simplifiée peut être fiable comparée à la méthode dynamique. Et afin de généraliser la fiabilité de la méthode simplifiée pour n'importe quelle valeur de l'accélération maximale du séisme utilisé, nous avons proposé une correction pour des valeurs de l'accélération maximale du séisme inférieure à 0.30g sous deux formes, dont l'une liée au terme de sollicitation, c'est-à-dire, le rapport de contrainte cyclique, CSR, et l'autre au terme de résistance qui est le rapport de résistance cyclique, CRR. Cette correction, qui tient compte de l'effet de la variabilité de l'accélération maximale du séisme le long des couches du dépôt de sol, a été déduite en comparant les facteurs de sécurité estimés par la méthode simplifiée de Seed et Idriss et ceux calculés par une analyse linéaire équivalente avec masses concentrées pour un profil de sol donné en le soumettant à nombre déterminé de séismes différents (38 pour la première forme et 48 pour la deuxième).

Le comportement non linéaire du sol a été modélisé par trois modèles hyperboliques, Hardin et Drnevich, Masing et Ramberg-Osgood en fonction desquels la contrainte de cisaillement maximale engendrée par le séisme a été déterminée au cours de l'analyse linéaire équivalente. Quant à l'évaluation du rapport de résistance cyclique, CRR, nous avons utilisé les méthodes basées sur les essais in-situ telles que, méthode CPT de, Robertson et Wride (1998), Seed et Idriss (1982), méthode SPT de Idriss et Boulanger (2008) et la méthode basée sur la vitesse de l'onde de cisaillement V_s de Andrus et Stokoe (2000). Les résultats de la correction proposée appliquée à la récente méthode simplifiée pour des valeurs de l'accélération maximale inférieures à 0.30g ont donné les valeurs les plus petites, c'est-à-dire, le cas le plus défavorable comparés à la méthode dynamique non linéaire.

Mots clés: liquéfaction, sol, séisme, méthode simplifiée, méthode dynamique non linéaire.

ABSTRACT

The stability of buildings is always related to the resistance of the soil, this resistance can be significantly reduced, especially when the soil is saturated and submitted to an earthquake. Then, in this study, we will estimate the liquefaction potential of a saturated soil deposit submitted to a horizontal seismic excitation at its base using the total stress approach and make a comparative analysis between the simplified method and nonlinear dynamic method to verify until what level the simplified method can be reliable compared to the dynamic method. In order to generalize the reliability of the simplified method for any value of the maximum acceleration for the used earthquakes, we have proposed a correction for values of the maximum acceleration less than 0.30g in two forms, one related to the term of stress, the cyclique stress ratio, CSR, and the other to the resistance term which is the cyclic resistance ratio, CRR. This correction, which takes into account the effect of maximum earthquake acceleration variability along the layers of the soil deposit, was deduced by comparing the safety factors estimated by the simplified method of Seed and Idriss (1971) and those calculated by an equivalent linear analysis with lumped masses for a given soil profile by subjecting it to a determined number of different earthquakes (38 for the first form and 48 for the second). The nonlinear behavior of the soil was modeled by three hyperbolic models, Hardin and Drnevich, Masing and Ramberg-Osgood, according to which, the maximum shear stress generated by the earthquake was determined during the equivalent linear analysis. As for the evaluation of the cyclic resistance ratio (CRR), we have used the methods based on the in situ tests, such as the CPT method of Robertson and Wride (1998), Seed and Idriss (1982), the SPT method of Idriss and Boulanger (2008) and the method based on the shear wave velocity V_s of Andrus and Stokoe (2000). The results of the proposed correction applied to the recent simplified method for maximum acceleration values less than 0.30g gave the smallest values, that means the most unfavorable case compared to the dynamic method non-linear

Key- Words: liquefaction, soil, earthquake, simplified method, non-linear dynamic method.

المخلص

يرتبط استقرار المباني دائما بمقاومة التربة، وهذه المقاومة يمكن أن تخفض بشكل ملحوظ، وخصوصا عندما تكون التربة مشبعة وخاضعة إلى زلزال. إذن سنقدر في هذه الدراسة مخاطر التسييل لرواسب التربة المشبعة الخاضعة إلى الإثارة الزلزالية الأفقية في قاعدتها باستخدام نهج الإجهاد الكلي وإجراء تحليل مقارن بين الطريقة المبسطة والطريقة الديناميكية اللاخطية للتحقق إلى أي مستوى الطريقة المبسطة يمكن أن تكون موثوقة بالمقارنة مع الطريقة الديناميكية. من أجل تعميم موثوقية الطريقة المبسطة لأي قيمة من التسارع الأقصى للزلزال المستخدمة، اقترحنا تصحيح لقيم التسارع الأقصى الأقل من $0.30g$ في شكلين، أحدهما يتعلق بعنصر الإجهاد، CSR، والآخر بعنصر المقاومة وهو CRR. وقد تم استنتاج هذا التصحيح الذي يأخذ في الاعتبار تأثير تغير قيمة التسارع الأعظمي للزلزال عبر طبقات رواسب التربة بمقارنة عوامل السلامة المقدرة بالطريقة المبسطة Seed و Idriss (1971) وتلك المحسوبة بتحليل خطي مكافئ مزود بكتل معزولة لرواسب تربة معين عن طريق إخضاعه لعدد محدد من الزلازل المختلفة (38 للشكل الأول و 48 للثاني). وقد تم تمثيل السلوك غير الخطية للتربة من خلال ثلاثة نماذج منحنية، Hardin -Derneveich، Masing و Ramberg-Osgood، حيث تم تحديد أقصى إجهاد الجز الناتج عن الزلزال خلال التحليل الخطي المكافئ. أما فيما يتعلق بتقييم نسبة المقاومة الدورية CRR، فقد استخدمنا الطرق المعتمدة على الاختبارات الموضوعية، مثل طريقة CPT لـ Robertson و Wride (1998)، طريقة SPT لـ Idriss و Boulanger (2008) والطريقة القائمة على سرعة موجة الجز لـ Andrus و Stokoe (2000). وقد أعطت نتائج التصحيح المقترح المطبق على الطريقة المبسطة الحالية من أجل قيم التسارع الأعظمي أقل من $0.30g$ القيم الأصغر، وهذا يعني الحالة الأكثر ضرر مقارنة بالطريقة الدينامية غير الخطية

Table des matières

Remerciements

Résumé

Abstract

ملخص

Liste des tableaux

Liste des figures

Introduction générale **01**

Chapitre I : Réponse sismique d'un dépôt de sol

1.1.	Introduction	7
1.2.	Revue de littérature sur les méthodes d'évaluation de la réponse sismique	7
1.3.	Comportement des sols sous chargement cyclique	9
1.3.1	<i>Évolution du module de cisaillement G en fonction de la déformation en cisaillement γ</i>	13
	<i>a)- Les argiles</i>	13
	<i>b)- Les sables</i>	16
1.3.2	<i>Évolution de la fraction d'amortissement en fonction de la déformation en cisaillement γ</i>	18
	<i>a)- Les argiles</i>	18
	<i>b)- Les sables</i>	20
1.3.3	<i>Évaluation des paramètres dynamiques du sol à petites déformations</i>	22
1.3.3.1	<i>Module de cisaillement</i>	22
	<i>a)- Module de cisaillement des sables</i>	22
	<i>b)- Module de cisaillement des argiles</i>	23
1.3.3.2	<i>La fraction d'amortissement</i>	25
1.4.	Modèles non linéaires des sols sous chargement cyclique	26
1.4.1	<i>Modèles hyperbolique de Hardin et Drnevich</i>	26
1.4.2	<i>Modèle hyperbolique de Masing</i>	29
1.4.3	<i>Modèle hyperbolique de Ramberg et Osgood</i>	30
1.5.	Méthodes d'analyse de la réponse sismique des sols	33

1.5.1	Analyse unidimensionnelle linéaire	33
1.5.1.1	Évaluation de la fonction de transfert	34
1.5.2	Analyse non linéaire temporelle	39
1.5.3	Analyse linéaire équivalente	41
1.5.3.1	Matrices de masse, rigidité et d'amortissement	45
a)-	Matrice de masses	45
b)-	Matrice de rigidités	46
c)-	Matrice d'amortissement	47
-	Amortissement de Rayleigh	47
-	Amortissement de Caughey (Amortissement de Rayleigh étendue)	48
-	Amortissement modal	50
1.5.3.2	Résolution de l'équation d'équilibre dynamique	51
a)-	Méthode de superposition modale	51
b)-	Méthode Newmark- β	54
1.6.	Conclusion	55
Chapitre II : Estimation du potentiel de liquéfaction des sols		
2.1	Introduction	58
2.1.1	Facteurs influençant la résistance à la liquéfaction	58
2.2	Présentation de quelques essais in situ	60
2.2.1	Essai SPT	60
2.2.2	Essai au CPT et PD	61
2.2.3	Essais géophysiques	61
2.3	Revue de littératures sur les méthodes d'évaluation du potentiel de liquéfaction	61
2.3.1	Approche par contraintes cycliques (Seed et Idriss, 1971)	62
2.3.2	Évaluation du rapport de contrainte cyclique (CSR)	62
2.3.2.1	Coefficient réducteur des contraintes	64
2.3.2.2	Idriss (1999)	65
2.3.3	Évaluation du rapport de résistance cyclique (CRR) par les méthodes basées sur les essais in situ	66

2.3.2.3	<i>Évaluation du rapport de résistance cyclique par les méthodes basées sur l'essai SPT</i>	67
2.3.2.3.1	<i>Méthode SPT de Idriss et Boulanger (2008)</i>	68
-	Facteur d'échelle et d'amplitude MSF	70
-	Facteur de correction K_{σ}	72
-	Facteur de correction des contraintes K_{σ}	74
2.3.2.3.2	<i>Méthode SPT de Youd et al. (2001)</i>	76
2.3.2.4	<i>Évaluation du rapport de résistance cyclique par les méthodes basées sur l'essai CPT</i>	78
2.3.2.4.1	Méthode CPT de Robertson et Wride (1998)	78
2.3.2.4.2	Méthode CPT de Idriss et Boulanger (2014)	84
2.3.2.4.3	Méthode CPT de Seed et Idriss (1982)	87
2.3.2.5	<i>Évaluation du CRR par les méthodes basées sur la vitesse de l'onde de cisaillement V_s</i>	88
2.3.2.5.1	<i>Méthode de Andrus et Stokoe (2000)</i>	89
2.3.2.5.2	<i>Méthode de Tokimatsu et Uchida(1990)</i>	92
2.4	Indice du potentiel de liquéfaction LPI et facteur de sécurité FS	95
-	Indice du potentiel de liquéfaction LPI	95
-	Probabilité de liquéfaction P_L	97
2.5	Conclusion	97
Chapitre III : Présentation du programme de calcul		
3.1	Introduction	100
3.2	Présentation du programme de calcul (CALDYNASOL)	100
-	Outil numérique	100
-	Outil graphique	100
3.3	Interfaces graphiques	101
3.3.1	Interface principale	101
3.3.1.1	Groupe « caractéristiques géotechniques des couches du massif »	102
3.3.1.2	Groupe « choix de la méthode d'analyse »	102
3.3.1.3	Groupe « choix des méthodes de calcul du CRR »	103
3.3.1.4	Le menu « File »	104
3.3.1.5	Le menu « Database »	105

3.3.2	Interface d’affichage des résultats	105
3.3.3	Interface de mise à jour des paramètres physiques du sol	106
3.3.4	Interface de mise à jour des accélérogrammes	107

Chapitre IV : Proposition d’une correction pour l’évaluation du potentiel de liquéfaction

4.1	Introduction	110
	<i>Méthodologie de l’étude</i>	110
4.2	Étude comparative entre la méthode simplifiée et dynamique	111
4.2.1	Site de Marinat district	111
4.2.1.1	Évaluation du potentiel de liquéfaction par la méthode simplifiée	112
4.2.1.2	Évaluation du potentiel de liquéfaction avec la méthode dynamique	113
4.2.2	Moss Landing site	118
4.2.2.1	Évaluation du potentiel de liquéfaction par la méthode simplifiée	119
4.2.2.2	Évaluation du potentiel de liquéfaction par la méthode dynamique	120
4.2.3	Site de Treasure Island (USA)	123
4.2.3.1	Évaluation du potentiel de liquéfaction par la méthode simplifiée	124
4.2.3.2	Évaluation du potentiel de liquéfaction par la méthode dynamique	125
4.2.4	Site de la nouvelle mosquée de Boudouaou (ville de Boumerdes, Algérie)	128
4.2.4.1	Évaluation du potentiel de liquéfaction par la méthode simplifiée	129
4.2.4.2	Évaluation du potentiel de liquéfaction par la méthode dynamique	129
4.2.5	Site de Woodward Marine (USA)	133
4.2.5.1	Évaluation du potentiel de liquéfaction par la méthode simplifiée	134
4.2.5.2	Évaluation du potentiel de liquéfaction par la méthode dynamique	135
4.2.6	Site de la zone pétrochimique de Skikda (Algérie)	138
4.2.6.1	Évaluation du potentiel de liquéfaction par la méthode simplifiée	139
4.2.6.2	Évaluation du potentiel de liquéfaction par la méthode dynamique	140
4.2.7	Site de Wufeng à Taiwan (Chine)	143
4.2.7.1	Évaluation du potentiel de liquéfaction par la méthode simplifiée	144
4.2.7.2	Évaluation du potentiel de liquéfaction par la méthode dynamique	144
4.2.8	Site de Yuanlin à Taiwan (Chine)	147
4.2.8.1	Évaluation du potentiel de liquéfaction par la méthode simplifiée	148
4.2.8.2	Évaluation du potentiel de liquéfaction par la méthode dynamique	148
4.2.9	Site de Yuanlin à Taiwan (Chine)	

4.2.9.1	Évaluation du potentiel de liquéfaction par la méthode simplifiée	
4.2.9.2	Évaluation du potentiel de liquéfaction par la méthode dynamique	
4.3	Corrections proposées pour l'évaluation du potentiel de liquéfaction	151
4.3.1	Correction proposée pour la sollicitation (CSR)	152
4.3.2	Correction proposée pour la résistance (CRR)	155
4.4	Conclusion	158
Chapitre V : Validation de la correction proposée pour l'évaluation du potentiel de liquéfaction		
5.1	Introduction	160
5.2	Validation de la correction proposée pour la sollicitation (CSR)	160
5.2.1	Validation : application aux sites, Marinat district, Moss Landing et Treasure Island	160
5.3	Correction proposée pour la résistance (CRR)	171
5.3.1	Validation : application aux sites, Woodward Marine et Treasure Island	171
5.4	Conclusion	179
	Conclusion générale	180
	Références bibliographiques	181

Liste des tableaux

Tableau 1.1:	Exposant k dans (Tiré de Hardin et Drnevich, 1972b)	23
Tableau 1.2:	Valeurs de A, F(e) et n de l'équation (1.15) (D'après Kokusho, 1987)(σ'_0 et G_{max} en KPa)	24
Tableau 1.3:	Valeurs représentatives de D_{max} (Tiré de Hardin et Drnevich ,1972b)	25
Tableau 1.4:	Constantes a et b de la déformation unitaire hyperbolique (Tiré de Hardin et Drnevich ,1972b)	28
Tableau 1.5:	Constantes a_1 et b_1 de la déformation unitaire hyperbolique (Tiré de Hardin et Drnevich ,1972b)	29
Tableau 1.6:	Conditions de stabilité de la méthode de Newmark	54
Tableau 2.1:	Facteurs de correction pour l'essai SPT	68
Tableau 2.2:	Type de sol en fonction de I_c basé sur l'essai CPT	81
Tableau 2.3:	Nombre de cycles en fonction de la magnitude (Seed <i>et al.</i> , 1985)	95
Tableau 2.4:	Catégories du potentiel de liquéfaction proposées par Iwasaki et al.(1982)	96
Tableau 5.1:	Base de données historique basée sur l'essai Vs des cas liquéfiés et non liquéfiés des sables propre lâche et sable silteux établie suite au séisme de Loma Prieta 1989 (modifiée par Andrus et al.,2003)	164
Tableau 5.2:	Base de données historique basée sur l'essai SPT des cas liquéfiés et non liquéfiés au séisme de Taiwan Chi-Chi 1999 (Hwang et Yang, 2001)	166
Tableau 5.3:	Base de données historique basée sur l'essai CPT des cas liquéfiés et non (Song et al., 2007)	170
Tableau 5.4:	Base de données historique basée sur l'essai SPT des cas liquéfiés et non liquéfiés mise à jours par Cetin et al.(2016)	174
Tableau 5.5:	Base de données historique basée sur l'essai Vs des cas liquéfiés et non liquéfiés (Andrus et al.,1999)	176
Tableau 5.6:	Base de données historique basée sur l'essai CPT des cas liquéfiés et non liquéfiés (Song et al., 2007)	178

Liste des figures

Figure 1.1:	Séquence de chargement sismique	9
Figure 1.2:	Courbe contrainte-déformation initiale et boucle d'hystérésis (Tirée de Ishihara (1996))	10
Figure 1.3:	Modèles courbe contrainte-déformation initiale et boucle d'hystérésis (Tirée de Ishihara (1996))	10
Figure 1.4:	Courbe contrainte-déformation (critères de Masing élargi) (Tirée de Kramer (1996))	11
Figure 1.5:	Module de cisaillement sécant et fraction d'amortissement (Tirée de Ishihara (1996))	12
Figure 1.6:	Effet de OCR sur G/G_{\max} pour les argiles (Tirée de Lanzo (1997))	14
Figure 1.7:	Effet de l'indice des vides sur G/G_{\max} pour les argiles (Tirée de Sun et al.(1988))	15
Figure 1.8:	Effet de l'indice de plasticité sur G/G_{\max} pour les argiles (Tirée de Vucetic et Dobry (1991))	15
Figure 1.9:	Effet de la contrainte de confinement sur G/G_{\max} pour les argiles : a) Sol non plastique $I_p=0$ b) sol plastique $I_p=50$ (Tirée de Ishibashi (1992))	16
Figure 1.10:	Variation du module de cisaillement en fonction de la déformation en cisaillement pour les sables (D'après Seed et Idriss (1970))	17
Figure 1.11:	Variation du module de cisaillement en fonction de la déformation en cisaillement pour les sables (D'après Seed et Idriss (1970))	17
Figure 1.12:	Effet du nombre de cycles sur la variation du module de cisaillement pour les sables (Tiré de Iwasaki et al. (1978))	18
Figure 1.13:	Effet de I_p et e sur la fraction d'amortissement pour les argiles (Tirée de Vucetic et Dobry (1991))	19
Figure 1.14:	Effet de I_p sur la fraction d'amortissement pour les argiles (Tirée de Vucetic et Dobry (1991))	19
Figure 1.15:	Effet de la contrainte de confinement sur la fraction d'amortissement pour les argiles (Tirée de Ishibashi (1992))	20
Figure 1.16:	Variation Effet de la contrainte de confinement sur la fraction d'amortissement pour les sables (D'après Kokusho (1980))	21
Figure 1.17:	Variation de la fraction d'amortissement pour différents valeurs de e (D'après Kokusho (1980))	21
Figure 1.18:	Effet de la contrainte de confinement sur G_{\max} (Tiré de Kokusho (1980))	23
Figure 1.19:	Effet de OCR sur G_{\max} (Tiré de Ishihara (1996))	24
Figure 1.20:	Contrainte maximale de cisaillement (Tiré de Hardin et Drnevich , 1972b)	27
Figure 1.21:	Relation contrainte-déformation hyperbolique (Tiré de Hardin et	27

Drnevich , 1972b)

Figure 1.22: Module de cisaillement et fraction d'amortissement du modèle hyperbolique (Tiré de Ishihara , 1996)	29
Figure 1.23: Relation entre module de cisaillement - fraction d'amortissement (Tiré de Ishihara , 1996)	30
Figure 1.24: Courbes $G/G_{\max}-\gamma/\gamma_r$ calculées par le modèle Ramberg-Osgood (Tiré de Ishihara , 1996)	31
Figure 1.25: Variation de $G/G_{\max}-\gamma/\gamma_r$ équation (1.42) (Tiré de Ueng et Chen, 1992)	32
Figure 1.26: Sol linéaire élastique d'épaisseur H surmontant un substratum (Tiré de Kramer, 1996)	34
Figure 1.27: Influence de la fréquence sur la réponse amortie d'une couche de sol linéaire élastique (Tiré de Kramer, 1996)	36
Figure 1.28: Couche de sol surmontant un substratum élastique (Tiré de Kramer, 1996)	37
Figure 1.29: Effet du rapport d'impédance sur le facteur d'amplification pour un sol amorti (Tiré de Kramer, 1996)	38
Figure 1.30: Colonne de sol à plusieurs couches et système dynamique équivalent à plusieurs degrés de liberté (Tiré de Hashash et al., 2010)	40
Figure 1.31: Module de cisaillement sécant et module de cisaillement tangent (Tiré de Kramer, 1996)	42
Figure 1.32: Procédure itérative dans l'analyse linéaire équivalente (Tiré de Kramer, 1996)	42
Figure 1.33: Procédure itérative dans l'analyse linéaire équivalente (Tiré de Idriss et Seed, 1968)	43
Figure 1.34: Sommaire de l'analyse linéaire équivalente	46
Figure 1.35: Déformation en cisaillement d'une couche de sol	47
Figure 1.36: Relation entre la fraction d'amortissement et la fréquence naturelle (Tiré de Chopra, 2007)	48
Figure 1.37: Amortissement étendue de Rayleigh (Tiré de Chopra, 2007)	49
Figure 2.1: Simulation du phénomène de liquéfaction	58
Figure 2.2: Éventail des granulométries pour les sols susceptibles à la liquéfaction (adaptée de Hunt, 1986)	59
Figure 2.3: Influence de la contrainte effective verticale sur le rapport de résistance cyclique (CRR)(tiré de Boulanger,2003)	60
Figure 2.4: Conditions assumées pour le développement de la formule du CSR et la détermination du coefficient réducteur des contraintes, r_d .	63
Figure 2.5: Facteur r_d en fonction de la profondeur (Youd et Idriss, 2001)	64

Figure 2.6:	Facteur r_d en fonction de la profondeur et la magnitude (tiré de Idriss et Boulanger, 2008)	65
Figure 2.7:	Facteur C_N en fonction de contrainte effective (Tiré de Seed et al. (1985))	67
Figure 2.8:	Ajustement des fines pour un sable propre équivalent (Tiré de Idriss et Boulanger (2008))	69
Figure 2.9:	Courbe CRR tiré de la base de données historique à base de l'essai SPT (Tiré de Idriss et Boulanger (2008))	70
Figure 2.10:	Facteur d'échelle et d'amplitude proposé par différents auteurs (Tiré de Youd et Noble (1997a))	71
Figure 2.11:	Facteur d'échelle et d'amplitude proposé par Idriss (1999) (Tiré de Idriss et Boulanger (2008))	72
Figure 2.12:	Données de laboratoire et courbes K_σ (Tiré de Hynes et Olsen (1999))	73
Figure 2.13:	Valeurs de K_σ en fonction de la contrainte effective (Tiré de Boulanger et Idriss (2014))	74
Figure 2.14:	Valeurs de K_α recommandées par Harder et Boulanger (1997) (Tiré de Idriss et Boulanger (2003a))	75
Figure 2.15:	Effet de l'indice d'état relatif ξ_R sur K_α (Tiré de Boulanger (2003))	76
Figure 2.16:	Courbes CRR - $(N_1)_{60cs}$ pour un sable propre et une magnitude de 7.5 modifiées à partir de Seed et al.(1985) (Tiré de Youd et al. (2001))	77
Figure 2.17:	Courbes CRR - q_{c1N} basée sur l'essai CPT recommandée pour l'estimation empirique du CRR (d'après Robertson et Wride (1998))	79
Figure 2.18:	Influence des fines sur les courbes CRR - q_{c1N} basées sur l'essai CPT (Etablie par Stark et Olson(1995) et reproduite par Robertson et Wride (1998))	80
Figure 2.19:	Comportement du sol basé sur l'essai CPT proposé par Robertson (1990) (Tirée de Robertson et Wride (1998))	81
Figure 2.20:	Facteur de correction K_c de la résistance de pointe normalisée (Tirée de Robertson et Wride (1998))	83
Figure 2.21:	Grappe CSR - q_{c1Ncs} issue de la base de données mise à jour et courbe CRR _{7.5} proposée (Tirée de Boulanger et Idriss (2014))	84
Figure 2.22:	Valeurs de C_N en fonction σ'_v/P_a (Idriss et Boulanger, 2008)	85
Figure 2.23:	Correction des fines pour un sable propre équivalent (Boulanger et Idriss, 2014)	86
Figure 2.24:	Base de données et corrélation entre I_c et FC (Tirée de Boulanger et Idriss, 2014)	87
Figure 2.25:	Courbes de résistances en fonction de D_{50} basées sur l'essai CPT (Tirée de Kramer, 1996)	88
Figure 2.26:	Courbes CRR- V_{s1} pour $M_w=7.5$, sol non cimenté à âge holocène (Tirée	90

de Andrus et Stokoe, 1997)

Figure 2.27: Courbes CRR- V_{s1} recommandées pour $M_w=7.5$, sol non cimenté à âge holocène (Tirée de Andrus et Stokoe, 2000)	91
Figure 2.28: Effet de la contrainte effective sur la résistance à la liquéfaction et le module de cisaillement (Tirée de Tokimatsu et Uchida, 1990)	93
Figure 2.29: Effet du type de sol sur la résistance à la liquéfaction et le module de cisaillement (Tirée de Tokimatsu et Uchida, 1990)	93
Figure 2.30: Corrélation entre la résistance à la liquéfaction en $DA=5\%$	94
Figure 2.31: Corrélation entre la résistance à la liquéfaction en $DA=5\%$ et V_{s1} (Tirée de Tokimatsu et Uchida, 1990)	95
Figure 3.1: Interface principale	101
Figure 3.2: Paramètres géotechniques du sol	102
Figure 3.3: Choix de la méthode d'analyse	103
Figure 3.4: Choix des méthodes de calcul du CRR	104
Figure 3.5: Menu « File », interface principale	104
Figure 3.6: Menu « Database », interface principale	105
Figure 3.7: Visualisation des résultats sur un graphe	105
Figure 3.8: Interface d'affichage des résultats	106
Figure 3.9: Interface de mise à jour des paramètres physiques du sol	107
Figure 3.10: Interface de mise à jour des accélérogrammes	108
Figure 3.11: Menu « File » de l'interface « Accelerogram »	108
Figure 3.12: Génération du graphe de l'accélérogramme	108
Figure 4.1: Profile de la résistance de pointe et du frottement latéral en fonction de la profondeur	112
Figure 4.2: Profile du facteur de sécurité en fonction de la profondeur (Marinat district)	113
Figure 4.3: Variation de l'indice de comportement avec la profondeur (Marinat district)	113
Figure 4.4: Accélérogramme de Londers le long de sa plage d'enregistrement	114
Figure 4.5: Profiles CSRD et CRR en fonction de la profondeur (Marinat district)	115
Figure 4.6: Accélération au substratum et en surface (Marinat district)	116
Figure 4.7: Dégradation de G en fonction de γ modèle de Masing (Marinat district)	117
Figure 4.8: Augmentation de D en fonction de γ modèle de Masing (Marinat district)	117
Figure 4.9: Profiles de F_s obtenus par la méthode dynamique et simplifiée (Marinat district)	118

Figure 4.10: Profil du sol et le nombre de coups standard en fonction de la profondeur (Moss Landing)	119
Figure 4.11: Profil du facteur de sécurité en fonction de la profondeur (méthode simplifiée)	120
Figure 4.12: Profils CSRD et CRR en fonction de la profondeur (Moss landing)	121
Figure 4.13: Accélération au substratum et en surface (Moss Landing)	121
Figure 4.14: Dégradation de G en fonction de γ modèle de Masing (Moss landing)	122
Figure 4.15: Augmentation de D en fonction de γ modèle de Masing (Moss landing)	122
Figure 4.16: Profils de F_s obtenus par les méthodes simplifiée et dynamique (Moss landing)	123
Figure 4.17: Profil du sol et vitesse de l'onde de cisaillement en fonction de la profondeur (Treasure Island)	124
Figure 4.18: Profil du facteur de sécurité en fonction de la profondeur méthode simplifiée (Treasure Island)	125
Figure 4.19: Profils CSRD et CRR en fonction de la profondeur (Treasure Island)	126
Figure 4.20: Accélération au substratum et en surface (Treasure Island)	126
Figure 4.21: Dégradation de G en fonction de γ modèle de Masing (Treasure Island)	127
Figure 4.22: Augmentation de D en fonction de γ modèle de Masing (Treasure Island)	127
Figure 4.23: Profils de F_s obtenus par la méthode dynamique et simplifiée (Treasure Island)	128
Figure 4.24: Profil du facteur de sécurité en fonction de la profondeur méthode simplifiée (Mosquée Boudouaou, Boumerdes)	129
Figure 4.25: Accélérogramme du séisme de Boumerdes station Dar El Beida	130
Figure 4.26: Profils CSRD et CRR en fonction de la profondeur (Mosquée Boudouaou, Boumerdes)	131
Figure 4.27: Accélération au substratum et en surface (Mosquée Boudouaou, Boumerdes)	131
Figure 4.28: Dégradation de G en fonction de γ modèle de Masing (Mosquée Boudouaou, Boumerdes)	132
Figure 4.29: Augmentation de D en fonction de γ modèle de Masing (Mosquée Boudouaou, Boumerdes)	132
Figure 4.30: Profils de F_s obtenus par la méthode dynamique et simplifiée (Mosquée Boudouaou, Boumerdes)	133
Figure 4.31: Résistance de pointe et frottement latéral en fonction de la profondeur (Woodward Marine)	134
Figure 4.32: Facteur de sécurité en fonction de la profondeur (méthode simplifiée) (Woodward Marine)	135
Figure 4.33: Accélérogramme du séisme Santa Crus MTNS (Loma Prieta) du	135

Figure 4.34: Profils CSR _D et CRR en fonction de la profondeur (Woodward Marine)	136
Figure 4.35: Accélération au substratum et en surface (Woodward Marine)	136
Figure 4.36: Dégradation de G en fonction de γ modèle de Masing (Woodward Marine)	137
Figure 4.37: Augmentation de D en fonction de γ modèle de Masing (Woodward Marine)	137
Figure 4.38: Profils de F_s obtenus par la méthode dynamique et simplifiée (Woodward Marine)	138
Figure 4.39: Nombre de coups standard et pourcentage des fines (Zone pétrochimique de Skikda)	139
Figure 4.40: Profil du facteur de sécurité en fonction de la profondeur méthode simplifiée (Zone pétrochimique de Skikda)	140
Figure 4.41: Profils CSR _D et CRR en fonction de la profondeur (Zone pétrochimique de Skikda)	141
Figure 4.42: Accélération au substratum et en surface modèle RO (Zone pétrochimique de Skikda)	141
Figure 4.43: Dégradation de G en fonction de γ modèle de Masing (Zone pétrochimique de Skikda)	142
Figure 4.44: Augmentation de D en fonction de γ modèle de Masing (Zone pétrochimique de Skikda)	142
Figure 4.45: Profils de F_s obtenus par la méthode dynamique et simplifiée (Zone pétrochimique de Skikda)	143
Figure 4.46: Nombre de coups standard et pourcentage des fines (Wufeng Taiwan)	144
Figure 4.47: Accélérogramme du séisme de Chi-Chi Taiwan station TCUO80_N	145
Figure 4.48: Accélération au substratum et en surface modèle RO (Wufeng Taiwan)	145
Figure 4.49: Dégradation de G en fonction de γ modèle de Masing (Wufeng Taiwan)	146
Figure 4.50: Augmentation de D en fonction de γ modèle de Masing (Wufeng Taiwan)	146
Figure 4.51: Profils de F_s obtenus par la méthode dynamique et simplifiée (Wufeng Taiwan)	147
Figure 4.52: Résistance de pointe et frottement latéral en fonction de la profondeur (Yuanlin Taiwan)	148
Figure 4.53: Accélérogramme du séisme Santa Chi-Chi Taiwan station TCU075-E	149
Figure 4.54: Accélération au substratum et en surface (Yuanlin Taiwan)	149
Figure 4.55: Dégradation de G en fonction de γ modèle de Masing (Yuanlin Taiwan)	150

Figure 4.56: Augmentation de D en fonction de γ modèle de Masing (Yuanlin Taiwan)	150
Figure 4.57: Profils de F_s obtenus par la méthode dynamique et simplifiée (Yuanlin Taiwan)	151
Figure 4.58: Variation du facteur de sécurité en fonction de l'accélération maximale du séisme (Marinat district)	153
Figure 4.59: Variation de RC en fonction de l'accélération maximale du séisme	154
Figure 4.60: Variation de du facteur de sécurité en fonction de l'accélération maximale du séisme (correction proposée)	155
Figure 4.61: Variation du facteur de sécurité en fonction de l'accélération maximale du séisme (Treasure Island)	156
Figure 4.62: Variation de ECF en fonction de l'accélération maximale du séisme	157
Figure 4.63: Variation de du facteur de sécurité en fonction de l'accélération maximale du séisme (correction proposée, ECF)	158
Figure 5.1: Facteur de sécurité obtenu méthode dynamique et simplifiée avec correction (RC) en fonction de la profondeur (Marinat district)	161
Figure 5.2: Facteur de sécurité obtenu méthode dynamique et simplifiée avec correction (RC) en fonction de la profondeur (Moss Landing)	161
Figure 5.3: Facteur de sécurité obtenu méthode dynamique et simplifiée avec correction (RC) en fonction de la profondeur (Treasure Island)	162
Figure 5.4: Facteur de sécurité obtenu méthode dynamique et simplifiée avec correction (ECF) en fonction de la profondeur (Woodward Marine)	171
Figure 5.5: Facteur de sécurité obtenu méthode dynamique et simplifiée avec correction (ECF) en fonction de la profondeur (Treasure Island)	175
Figure 5.6: Facteur de sécurité obtenu méthode dynamique et simplifiée avec correction (ECF) en fonction de la profondeur (Yuanlin Taiwan)	175

Introduction générale

La liquéfaction est un phénomène qui se manifeste par une perte de résistance et une déformation significative des sols non cohésifs suite à un chargement non drainé. Généralement, les sols qui présentent le risque le plus élevé à la liquéfaction sont les sables lâches saturés. Le phénomène de liquéfaction peut s'interpréter physiquement par une augmentation de la pression interstitielle due au transfert de la charge verticale du sol à l'eau, une fois la valeur de cette pression devient égale à celle de la contrainte totale, la résistance au cisaillement s'annule et le sol se comporte comme un fluide en perdant sa capacité portante. Comme la mise en mouvement du sol entraîne une montée de la pression interstitielle u , il y a réduction de la résistance au cisaillement du sol, jusqu'à son annulation. Quand un matériau perd totalement sa résistance au cisaillement, il va se comporter comme un liquide, d'où le terme « liquéfaction ». Ce phénomène peut induire des effets désastreux sur les constructions édifiées sur des sols liquéfiables, les tremblements de terre de Nigata au Japon (1964), la ville de Mexico en (1985), Alaska USA (1964), Loma Prieta (1989) et de Boumerdes (2003) sont des exemples pour lesquels la liquéfaction des sables a causé des dommages considérables. Suite aux séismes de Nigata (1964) et Alaska (1964), Seed et Idriss (1971) ont développé une procédure simplifiée basée sur les essais in-situ pour l'évaluation du potentiel de liquéfaction défini en termes de facteur sécurité calculé comme étant le rapport entre le rapport de résistance cyclique, CRR, et le rapport de contrainte cyclique, CSR. Par la suite, cette procédure a été modifiée et améliorée, notamment par Seed et Idriss (1982), Seed et al. (1983 ; 1985) et Youd et al. (2001). Et vu que le comportement des sols sous chargement sismique est non linéaire, le recours aux méthodes dynamiques non linéaires pour améliorer la procédure simplifiée est inévitable. À cet effet, une analyse comparative entre méthodes simplifiée et dynamique est nécessaire pour vérifier jusqu'à quel niveau la méthode simplifiée est fiable par rapport à la méthode dynamique. La détermination du potentiel de liquéfaction par la méthode dynamique consiste à estimer la réponse sismique d'un dépôt de sol sableux saturé quand il est soumis à une excitation horizontale à sa base en vue d'utiliser les résultats obtenus pour l'évaluation du risque de liquéfaction en utilisant l'approche en contraintes totales. A cet effet nous avons utilisé pour le calcul des contraintes de cisaillement maximales engendrées par le séisme dans chaque couche, la méthode linéaire équivalente avec masses concentrées associée aux modèles hyperboliques de Hardin et Drnevich (1972), Rambert et Osgood (1943) et Masing (1926) pour modéliser le comportement du sol et en déduire le rapport de contrainte cyclique (CSR). Concernant le calcul de la résistance au cisaillement cyclique (CRR), les méthodes basées sur les essais in-situ, telles que, méthode CPT de, Robertson et Wride (1998), Seed et Idriss (1982), méthode SPT de Idriss et Boulanger (2008) et la méthode basée sur la vitesse de l'onde de cisaillement V_s de Andrus et Stokoe (2000), ont été utilisées.

Pour concrétiser et faciliter l'application des ces méthodes, nous avons développé un programme sous l'environnement Matlab, basé sur une analyse linéaire équivalente avec masses concentrées associées aux modèles hyperboliques de Hardin et Drnevich, Rambert et Osgood et Masing incluant une diversité de méthodes existantes dans la littérature pour le calcul de CRR.

Concept proposé

Une procédure simplifiée est basée sur des hypothèses simplificatrices qui ne reflètent vraiment pas le comportement réel du sol, alors plusieurs améliorations ont été portées à cette procédure. Ces améliorations reposent sur deux aspects, le premier est basé sur l'exploitation des bases de données historiques de liquéfaction pour en déduire des modèles mathématiques exprimant la résistance à la liquéfaction (CRR) comme étant une courbe limite entre les zones liquéfiées et non liquéfiées (Youd et al., 2001 ; Andrus et al., 2003 ; Idriss et Boulanger, 2008 ; Moss et al., 2009 ; Song et al., 2013). Ces courbes ont été établies en traçant un graphique, dont on place sur l'axe des abscisses un indice de propriété du sol fournit par un essai in-situ (CPT, SPT ou V_s), et sur l'axe des ordonnées, les valeurs du rapport de contrainte cyclique, CSR, calculé à l'aide de la formule empirique de Seed et Idriss (1971) pour chaque cas de la base de données, le deuxième, sur le facteur de réduction des contraintes, r_d , qui a été modifié à plusieurs reprises par différents auteurs où il a été exprimé par certains auteurs en fonction de la profondeur uniquement indépendamment du séisme (Youd et al., 2001 ; Kayen, 1992 ; Liao et Whitman, 1986) et par d'autres en fonction aussi de la profondeur en incluant le séisme via sa magnitude qui le décrit d'une manière global indépendamment des propriétés du sol. Le facteur de réduction des contraintes, r_d , est défini comme étant le rapport de la contrainte de cisaillement évaluée par une méthode exacte et celle estimée par la formule Seed et Idriss (1971) avant correction, et comme ce facteur a été limité par ces deux hauteurs à 1, ça implique que le modèle proposé par Seed et Idriss (1971) n'est valable que si la contrainte de cisaillement évaluée par la méthode dynamique est inférieure à celle donnée par la procédure simplifiée de Seed et Idriss (1971). Alors, ces améliorations peuvent être considérées comme semi-empirique, du fait qu'elles dépendent d'un indice de propriété du sol mesuré et d'un CSR calculé empiriquement en ne considérant le séisme que par l'accélération maximale de son accélérogramme supposée constante quel que soit la profondeur pour le CRR, et par sa magnitude pour le r_d , alors que réellement, l'accélération varie avec la profondeur, car par exemple, si un signal sismique est placé au substratum, en passant d'une couche à une autre, ce signal est transformé par convolution en fonction du type de sol pour donner un nouveau signal qui caractérise la couche correspondante, de plus, la contrainte estimée par une analyse dynamique n'est pas toujours inférieure à celle donnée par la formule de Seed et Idriss. À cet effet, le nouveau concept proposé dans cette étude, est de mener une analyse comparative

entre la méthode simplifiée et la méthode dynamique non linéaire basée sur la prise en charge du séisme via son accélérogramme placé au substratum. À partir de cet accélérogramme, on évalue le vecteur des accélérations pour chaque couche du massif de sol en fonction duquel on estime le potentiel de liquéfaction en tenant compte de la variabilité de l'accélération maximale du séisme et la contrainte de cisaillement engendrée en fonction de la profondeur. Ainsi, à l'aide de cette analyse comparative, nous allons mettre en évidence l'effet de la variabilité de l'accélération maximale du séisme sur l'évaluation du potentiel de liquéfaction des sols sableux saturés. Cette variabilité est concrétisée par l'évaluation du vecteur accélération sismique (signal sismique) au niveau de chaque couche en fonction duquel on détermine la contrainte de cisaillement engendrée par le séisme pour en déduire le facteur de sécurité F_s .

Objectifs de la recherche

Une procédure simplifiée basée sur des formulations empiriques déduites de l'étude d'un nombre limité de sites devrait toujours surestimer le risque de liquéfaction comparée aux méthodes exactes (méthodes dynamiques). Pour cette raison, il est nécessaire de mener une analyse comparative entre les méthodes dynamiques et simplifiées afin de vérifier jusqu'à quel niveau la procédure simplifiée (Seed et Idriss, 1971) est fiable par rapport aux méthodes dynamiques. Ainsi l'objectif de cette thèse peut être illustré comme suit :

- Estimer la réponse sismique du sol par une analyse dynamique linéaire équivalente avec masses concentrées associées aux modèles hyperboliques de Hardin & Drnevich (1972) , Masing (1926) et Rambert et Osgood (1943) pour modéliser le comportement non linéaire du sol afin d'en déduire le rapport de contrainte cyclique (CSR) qui est calculé comme étant le rapport de la contrainte de cisaillement maximale déduite de l'analyse dynamique et la contrainte effective verticale.
- Calculer le rapport de contrainte cyclique (CSR) par la procédure simplifiée (Seed et Idriss, 1971).
- Déterminer le rapport de résistance cyclique (CRR) par des méthodes basées sur des essais insitu tels que SPT, CPT et vitesse de l'onde de cisaillement (V_s).
- Évaluer le potentiel de liquéfaction par les deux méthodes en calculant le facteur de sécurité (F_s) qui est le rapport entre le rapport de résistance cyclique CRR et le rapport de contraintes cycliques (CRR / CSR et CRR / CSR).
- Mener une analyse comparative entre les résultats issus de la méthode dynamique et simplifiée appliqués aux différents sites en vue de montrer que le cas plus défavorable n'est pas toujours donné par la récente méthode simplifiée.
- Soumettre un des massifs étudiés à plusieurs séismes différents et estimer pour chaque cas le potentiel de liquéfaction par les deux méthodes.

- Déterminer la plage qui est fonction de l'accélération maximale du séisme dans laquelle la méthode simplifiée sous-estime le risque de liquéfaction comparée à la méthode dynamique.
- Proposer une correction qui est liée, soit au terme de sollicitation, le rapport de contrainte cyclique, CSR, soit au terme de résistance, le rapport de résistance cyclique, CRR afin d'assurer la fiabilité de la procédure simplifiée quel que soit le séisme auquel est soumis le massif.

Plan de la thèse

Le plan de cette thèse peut être illustré comme suit :

- Le premier chapitre est consacré à l'analyse de la réponse sismique d'un dépôt de sol incluant une revue de littérature sur les méthodes non linéaires, évolution du module de cisaillement et la fraction d'amortissement sous chargement cyclique, présentation de, quelques modèles hyperboliques utilisés pour prédire le comportement non linéaire du sol, des méthodes, linéaires, parfaitement non linéaire et linéaire équivalente pour l'évaluation de la réponse sismique.
- Le deuxième chapitre traite les méthodes d'évaluation du risque de liquéfaction, à ce sujet, nous avons commencé par la présentation de l'approche proposée par Seed et Idriss (1971) pour l'évaluation du potentiel de liquéfaction concernant d'une part, le rapport de contrainte cyclique, CSR, qui représente la contrainte de cisaillement engendrée par le séisme estimée empiriquement en fonction de l'accélération maximale du séisme, et d'autre part, le rapport de résistance cyclique, CRR, qui représente la résistance au cisaillement cyclique d'un sol lors d'un séisme évaluée via des essais in-situ.
- Dans le troisième chapitre, nous avons présenté le programme de calcul développé sous Matlab dans le cadre de cette étude pour l'évaluation du potentiel de liquéfaction par la méthode dynamique basée sur une analyse linéaire équivalente, et par la procédure simplifiée de Seed et Idriss (1971) incluant diverses méthodes basées sur des essais in-situ pour l'estimation du rapport de résistance cyclique, CRR.
- Le quatrième chapitre débute par la présentation d'une analyse comparative entre méthodes dynamique et simplifiée basée sur l'étude de huit sites différents afin de montrer que la méthode simplifiée peut être fiable pour des cas et non pour d'autres. Par la suite, nous avons exposé l'analyse retenue pour déterminer le seuil de fiabilité de la méthode simplifiée, et enfin, nous avons présenté la correction proposée qu'il faut porter à la méthode simplifiée afin qu'elle devienne fiable comparée à la méthode dynamique quel que soit le séisme utilisé.
- Le cinquième chapitre est consacré à la validation de la correction proposée sous ses deux formes à l'aide des sites témoins étudiés et des bases de données historiques de liquéfaction incluant des sites qui ont été réellement liquéfiés.

Chapitre I

Réponse sismique d'un dépôt de sol

1.1. Introduction

Dans la plupart des cas, les mouvements du sol développés près de la surface d'un dépôt de sol pendant un séisme peuvent être attribués principalement à la propagation des ondes de cisaillement vers le haut à partir d'une formation rocheuse sous-jacente. Si la surface du sol et les limites entre les différentes couches du sol sont inclinées, l'analyse de la réponse sismique du sol ne peut être réalisée qu'avec la méthode des éléments finis. Si la surface du sol et les limites entre les couches du sol sont essentiellement horizontales, cependant, l'étendue latérale du dépôt n'a aucune influence sur la réponse sismique et le dépôt peut être considéré comme une série de couches semi-infinies. Dans de tels cas, les mouvements du sol induits par une excitation sismique à la base ne sont que le résultat de déformations de cisaillement dans le sol, et le dépôt peut être considéré comme un faisceau de cisaillement unidimensionnel. Les méthodes de l'analyse sismique d'un tel dépôt font l'objet de ce chapitre. L'équation du mouvement à n'importe quelle profondeur d'un dépôt de sol semi-infini peut être facilement déduite. Cependant, les solutions de ces équations ne peuvent être obtenues que pour quelques conditions idéalisées impliquant des matériaux élastiques linéaires dont les propriétés varient avec la profondeur de manière que les expressions mathématiques représentatives peuvent être facilement déduites. En général, le comportement des sols est non-linéaire et leurs propriétés risquent de varier de façon irrégulière. Dans de tels cas, il est indispensable de recourir à des techniques numériques pour évaluer la réponse du dépôt de sol excité à sa base. Dans ce cas, on peut recourir à des solutions en considérant des propriétés linéaires élastiques pouvant être ajustées par un processus itératif. À cet effet, une solution linéaire équivalente avec masses concentrées est présentée pour l'évaluation de la réponse sismique en considérant un comportement linéaire du sol mais non uniformes (Idriss and Seed, 1968). Dans ce qui suit, on va commencer avec un aperçu sur quelques méthodes linéaires et non-linéaires, puis on abordera le comportement des propriétés dynamique (module de cisaillement et la fraction d'amortissement) sous chargement sismique, et en fin on présentera en détail la méthode linéaire équivalente utilisée pour modéliser le comportement non-linéaire du sol.

1.2. Revue de littérature sur les méthodes d'évaluation de la réponse sismique

L'analyse de la réponse sismique du sol sert à prédire les mouvements du sol pour l'élaboration des spectres de réponse qui facilitent l'estimation des contraintes de cisaillement dynamiques utiles pour l'étude du phénomène de liquéfaction et des forces provoquées par le séisme (Kramer, 1996). Depuis 1920, divers techniques ont été développées pour l'évaluation de la réponse sismique du sol. Le modèle linéaire équivalent est l'une des approches les plus utilisées pour modéliser la non-linéarité du sol. Pour approcher la réponse non linéaire réelle du sol, une approche linéaire équivalente a été proposée par

Schnabel et al. (1972). Dans l'approche linéaire équivalente, les analyses linéaires sont réalisées avec des propriétés du sol qui sont réajustées de façon itérative pour être compatibles avec un niveau effectif de la déformation de cisaillement induite dans le sol. Plusieurs autres méthodes ont été proposées, telles que les méthodes des rapports spectraux sol-substratum (Borcherdt, 1970) et rapports spectraux horizontaux et verticaux (Yamazaki et Ansary, 1997; Bardet et al, 2000; Bardet et Tobida , 2001). Les méthodes analytiques conçues pour l'évaluation de la réponse sismique font intervenir plusieurs paramètres qui peuvent affecter le mouvement du sol pendant un séisme. Seed et Idriss (1970), Joyner et Chen (1975) ont étudié les effets des paramètres de site tels que le module de cisaillement sécant, le taux d'amortissement à faible déformation, les types de sable et d'argile, la profondeur de la nappe phréatique et la profondeur du substratum rocheux. Les études paramétriques ont montré que le module de cisaillement sécant, la profondeur du substratum et les types de sable et d'argile ont un effet significatif sur les résultats de l'analyse de la réponse sismique, alors que l'effet du taux d'amortissement à faible déformation et de la profondeur de la nappe phréatique est moins important.

Deux approches ont été adoptées pour représenter le comportement du sol pendant un chargement cyclique. Dans la première approche, le sol est modélisé par une série de ressorts et d'éléments de frottement (Iwan, 1967) avec utilisation des règles de Masing (Masing, 1926) pour développer les courbes cycliques hystérétiques. Seulement, les variations observées du module de cisaillement et de la fraction d'amortissement en fonction de la déformation de cisaillement sont mal simulées par ce modèle (Seed *et al.*, 1972). Dans la deuxième approche, l'amortissement est modélisé par un effet visqueux et non frictionnel. Cette approche est considérée comme pseudo-linéaire et applique une procédure itérative pour tenir compte de la dépendance entre la déformation de cisaillement, le module de cisaillement et la fraction d'amortissement. A base des courbes expérimentales obtenues, plusieurs modèles ont été proposés pour modéliser le comportement du sol, tels que modèles de Hardin-Drnevich (1972a ; 1972b) , Ramberg et Osgood (1943) , Ishihara (1996), Schnabel et al. (1972) , Matasovic (1993) et Okur et Ansal, (2007).

Borja et al. (1999) ont développé un modèle élément fini entièrement non linéaire pour étudier l'impact du comportement hystérétique et visqueux sur la réponse sismique à base d'un essai downhole à Lotung, Taïwan, lors du séisme du 20 mai 1986. Tao et al. (2012) ont proposé une méthode non linéaire pour modéliser la relation contrainte-déformation et la variation du module de cisaillement et la fraction d'amortissement. Géradin et Rixen (2014) ont présenté dans leur ouvrage une méthode non linéaire basée sur l'utilisation de la méthode de Newmark (1959) pour solutionner l'équation fondamentale de

l'équilibre dynamique par triangularisation des matrices de rigidité et d'amortissement afin de réduire le temps requis pour la procédure itérative.

1.3. Comportement des sols sous chargement cyclique

Pour la détermination de la réponse dynamique d'un sol, on considère que le mouvement sismique pour origine une onde de cisaillement se propageant verticalement. Considérons un élément du profil de sol horizontal pris à une profondeur h , initialement cet élément se trouve en équilibre sous l'effet des contraintes effectives verticales et horizontales. L'effet de l'onde de cisaillement va être traduit par l'application sur les faces horizontales et verticales d'une contrainte de cisaillement τ pour maintenir les conditions d'équilibre de l'élément.

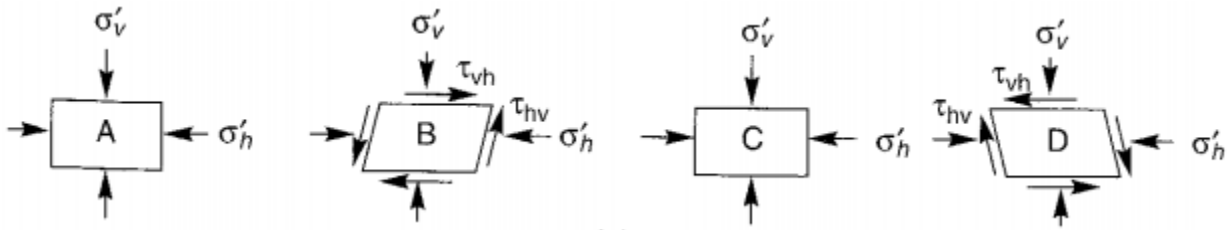


Figure 2.1: Séquence de chargement sismique

Cette contrainte va induire une déformation de cisaillement appelée distorsion définie par :

$$\gamma = \frac{\Delta u}{\Delta h} \quad (1.1)$$

Lorsqu'une contrainte cyclique à amplitude importante est appliquée au sol, la courbe contrainte-déformation constitue une boucle d'hystérésis fermée, comme le montre la figure 1.2. Supposons que la charge augmente d'abord à un niveau indiqué par le point « a » puis cyclé par les points « bcdefa », où l'on suppose que l'inversion de contrainte du déchargement au rechargement se produit au point « d » qui se situe symétriquement au premier point d'inversion « a ». Dans cette courbe contrainte-déformation, il est reconnu qu'il existe deux types de courbes: l'une associée au chargement monotonique « doa » et l'autre constituant une boucle cyclique « acdef ». La première s'appelle courbe contrainte-déformation initiale ou courbe squelettique et la deuxième est appelée boucle d'hystérésis (Ishihara, 1996). Les modèles développés pour les relations contrainte-déformation non linéaires se basent essentiellement sur deux fonctions, dont l'une définit la courbe contrainte-déformation initiale (courbe squelettique) et l'autre la boucle d'hystérésis. La courbe squelettique est définie par :

$$\tau = f(\gamma) \quad (1.2)$$

D'après la figure 1.3, cette relation est obtenue à partir d'un essai de chargement monotonique.

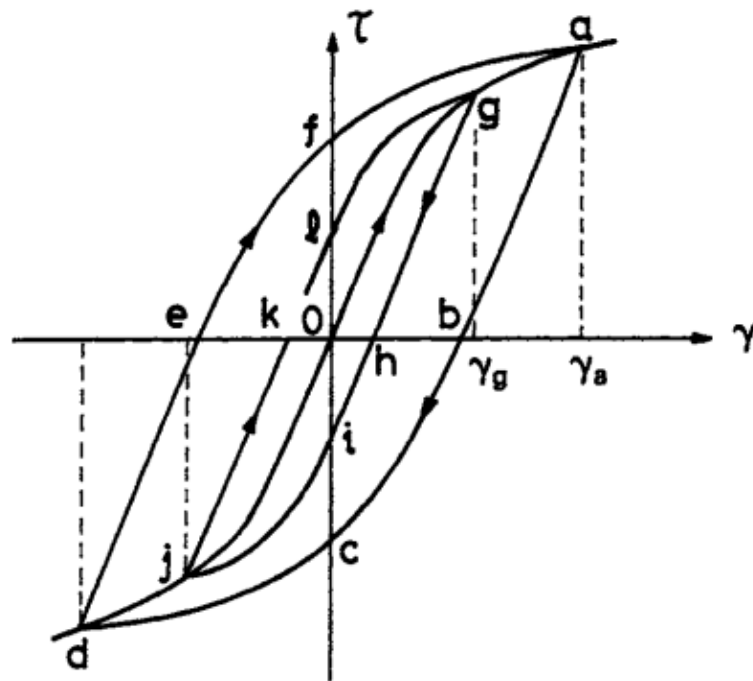


Figure 2.2: Courbe contrainte-déformation initiale et boucle d'hystérésis
(Tirée de Ishihara (1996))

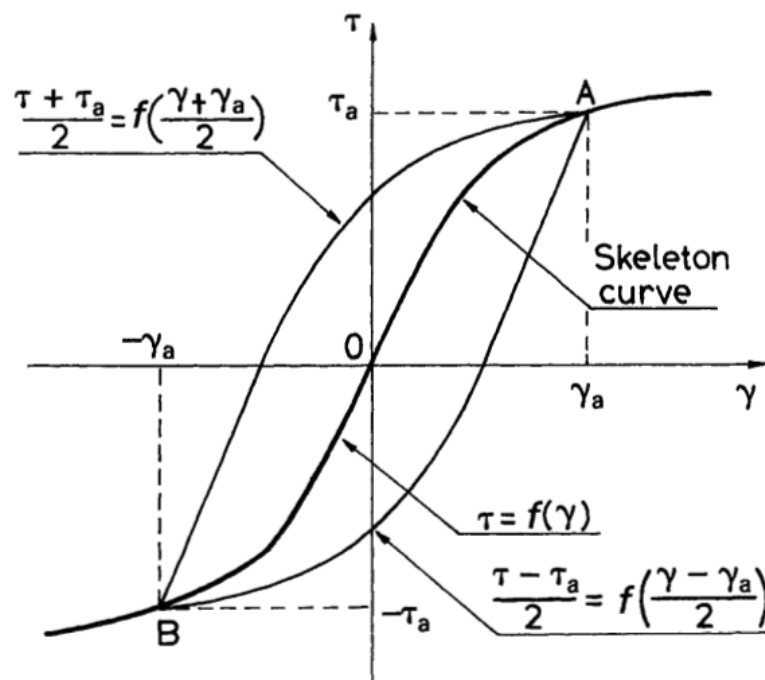


Figure 2.3: Modèles courbe contrainte-déformation initiale et boucle d'hystérésis
(Tirée de Ishihara (1996))

Supposons maintenant que le déchargement se fait à partir du point « A », alors la courbe contrainte-déformation pour le déchargement peut être exprimée comme suit :

$$\frac{\tau - \tau_a}{2} = f\left(\frac{\gamma - \gamma_a}{2}\right) \quad (1.3)$$

Si le rechargement est exécuté à partir du point B, la courbe contrainte-déformation pour la branche de rechargement est donnée par :

$$\frac{\tau + \tau_a}{2} = f\left(\frac{\gamma + \gamma_a}{2}\right) \quad (1.4)$$

La branche de rechargement définie par l'équation (1.4) coupe la courbe squelettique au point A qui est le point initial du changement du chemin des contraintes. Ainsi, les courbes définies par les équations (1.3) et (1.4) constituent une boucle fermée complète représentant la courbe d'hystérésis non linéaire sous chargement cyclique. La règle appliquée pour construire les branches de déchargement - rechargement à l'aide d'une courbe squelette est appelée « critères de Masing » (Masing, 1926). Selon Kramer (1996), ces critères sont insuffisants pour décrire adéquatement le comportement en sollicitation cyclique des sols. Le critère élargi de Masing comporte donc deux règles additionnelles. La première d'entre elle stipule que lors d'un rechargement ou d'un déchargement, si la déformation maximale antérieure est dépassée, et que la courbe contrainte-déformation initiale (backbone curve) est recoupée (Fig 1.4), le cheminement suivra désormais cette courbe. Une autre règle stipule que si un cheminement antérieur contrainte-déformation est recoupé, le cheminement actuel suivra le tracé de ce premier cheminement.

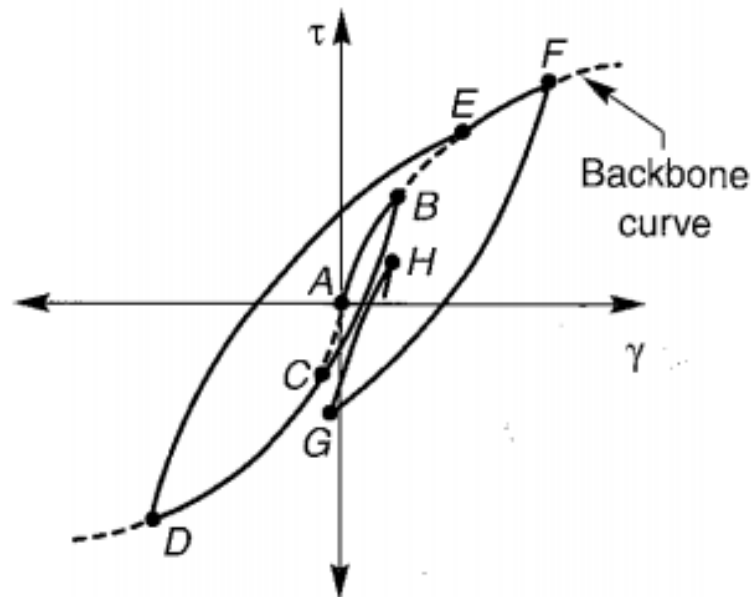


Figure 2.4: courbe contrainte-déformation (critères de Masing élargi)

(Tirée de Kramer (1996))

Une fois que le modèle de base de la relation contrainte-déformation non linéaire est établi, on peut facilement en déduire le module de cisaillement et la fraction d'amortissement dont leurs expressions diffèrent selon le modèle hyperbolique retenu pour simuler la relation contrainte-déformation.

Module sécant et module tangent

Par analogie avec le raisonnement du modèle viscoélastique linéaire, la caractéristique de déformation non linéaire est normalement représentée par le module sécant qui est défini comme la pente d'une ligne reliant l'origine et le point d'intérêt de la courbe de squelette, comme illustré dans la figure 1.5.

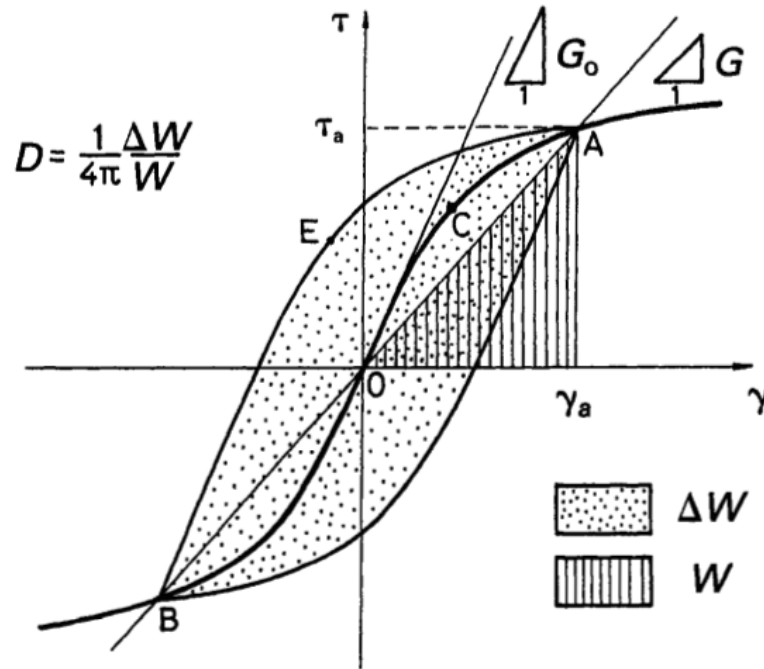


Figure 2.5: Module de cisaillement sécant et fraction d'amortissement

(Tirée de Ishihara (1996))

Ainsi, le module sécant G est défini par :

$$G = \frac{\tau_a}{\gamma_a} = \frac{f(\gamma_a)}{\gamma_a} \quad (1.5)$$

Où τ_a et γ_a sont les amplitudes de la contrainte et déformation en cisaillement respectivement.

Tandis que le module tangent G_t est défini par la pente tangente à la courbe contrainte-déformation. Celui-ci prend donc la forme de (Ishihara, 1996) :

$$G_t = \frac{d\tau}{d\gamma} \quad (1.6)$$

Fraction d'amortissement

De la même manière que dans le modèle viscoélastique, la dissipation d'énergie par cycle est représentée par la zone entourée par la boucle d'hystérésis ΔW , ainsi la fraction d'amortissement D peut être définie comme suit (Ishihara, 1996) :

$$D = \frac{1}{4\pi} \frac{\Delta W}{W} \quad (1.7)$$

Où W est l'énergie maximale stockée donnée par :

$$W = \frac{1}{2} \gamma_a f(\gamma_a) \quad (1.8)$$

Selon la règle Masing, la boucle d'hystérésis est obtenue à partir de la courbe squelette en multipliant par un facteur de deux dans les directions γ et τ . Par conséquent, la section ABE indiquée sur la figure 1.5 a la même forme que la section AOC et donc la zone ABE est quatre fois plus grande que la zone AOC. Compte tenu de ce fait, la perte d'énergie par cycle ΔW pour un niveau de déformation donné est donnée par :

$$\Delta W = 8 \left[\int_0^{\gamma_a} f(\gamma) d\gamma - W \right] \quad (1.9)$$

En substituant (1.8) et (1.9) dans (1.7), on aura :

$$D = \frac{2}{\pi} \left[\frac{2 \int_0^{\gamma_a} f(\gamma) d\gamma}{\gamma_a f(\gamma_a)} - 1 \right] \quad (1.10)$$

1.3.1 Evolution du module de cisaillement G en fonction de la déformation en cisaillement γ

Dans un sol, la variation de la grandeur du domaine élastique dépend principalement du type de sol. Au-delà de ce domaine la valeur du module G tend à diminuer avec l'augmentation de la distorsion (γ). Le taux de cette diminution du module diffère selon le type de sol (Seed et Idriss ,1970 ; Hardin, 1978 ; Iwasaki et al ,1978 ; Seed et al ,1986 ; Vucetic ,1994 ; Lanzo ,1997).

Afin de mettre en évidence l'importance du type de sol, Seed et Idriss (1970) ont proposé l'utilisation des courbes de variation de G/G_{max} en fonction de γ . Plusieurs auteurs ont étudiés les paramètres qui influent sur les formes de ces courbes séparément pour les argiles et les sables.

a)- Les argiles

Les travaux de (Seed et Idriss, 1970 ; Sun et al. ,1988 ; Vucetic et Dobry, 1991 ; Lanzo ,1997) sur des argiles remaniées et non remaniées ont indiqué que le degré de surconsolidation OCR a une influence négligeable sur la forme de la courbe lorsque l'indice de plasticité augmente (Fig 1.6).

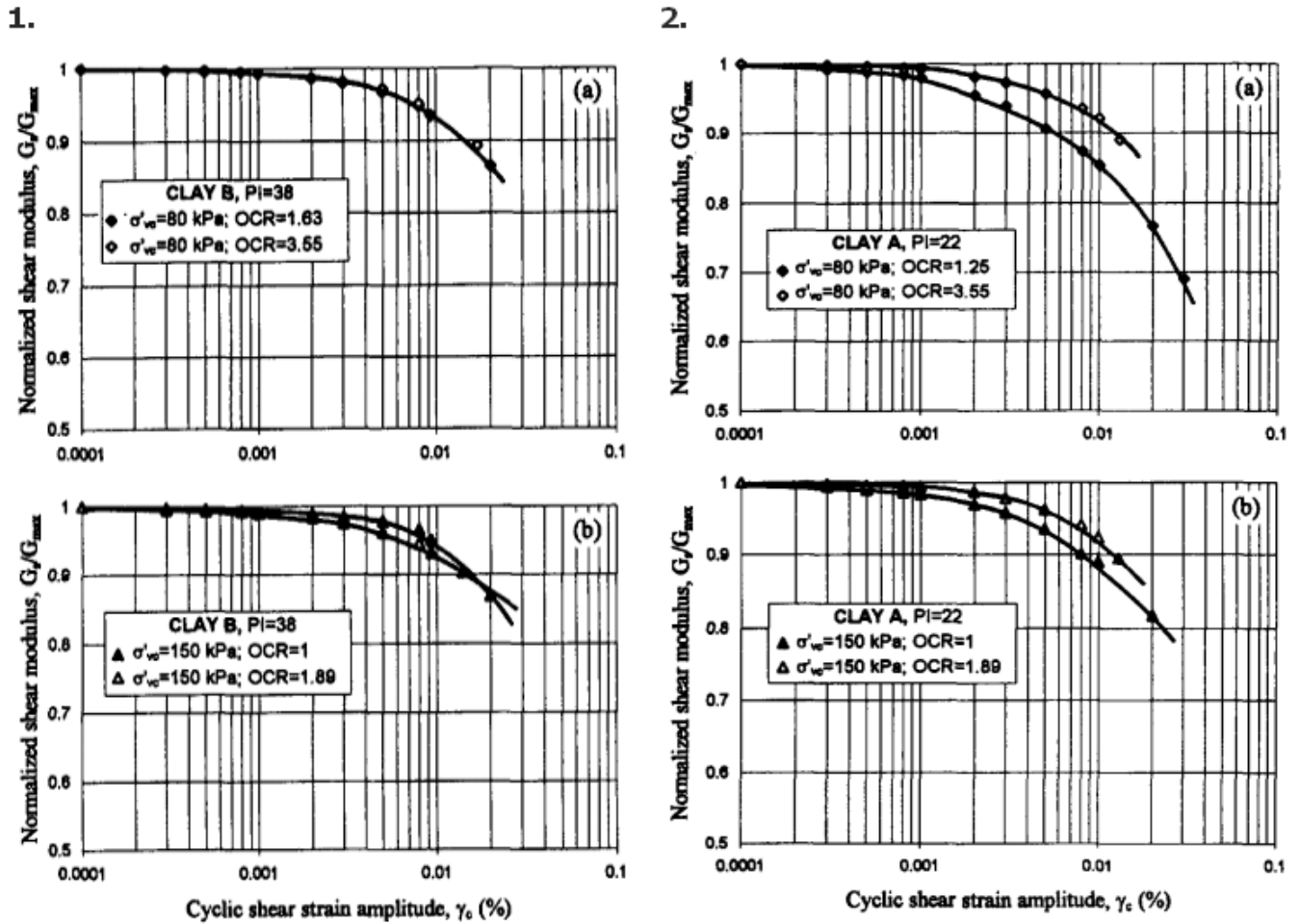


Figure 2.6: Effet de OCR sur G/G_{max} pour les argiles
(Tirée de Lanzo (1997))

L'indice de plasticité I_p et l'indice des vides e ont une influence significative sur les courbes $G/G_{max}-\gamma$, les résultats expérimentaux ont montré que lorsque I_p et e augmentent, l'étendu de la courbe où G/G_{max} reste constant augmente et la dégradation de la courbe diminue de (Seed et Idriss, 1970 ; Sun et al., 1988 ; Vucetic et Dobry, 1991 ; Vucetic, 1994 ; Lanzo, 1997 ; Kramer, 1996). Les résultats d'une partie de ces études sont présentés sur les figures 1.7 et 1.8.

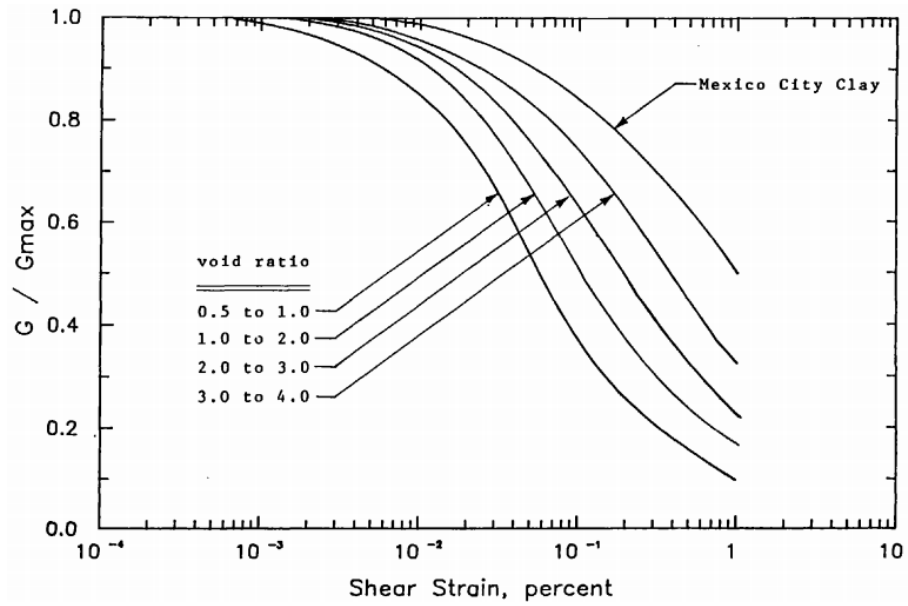


Figure 2.7: Effet de l'indice des vides sur G/G_{max} pour les argiles (Tirée de Sun et al.(1988))

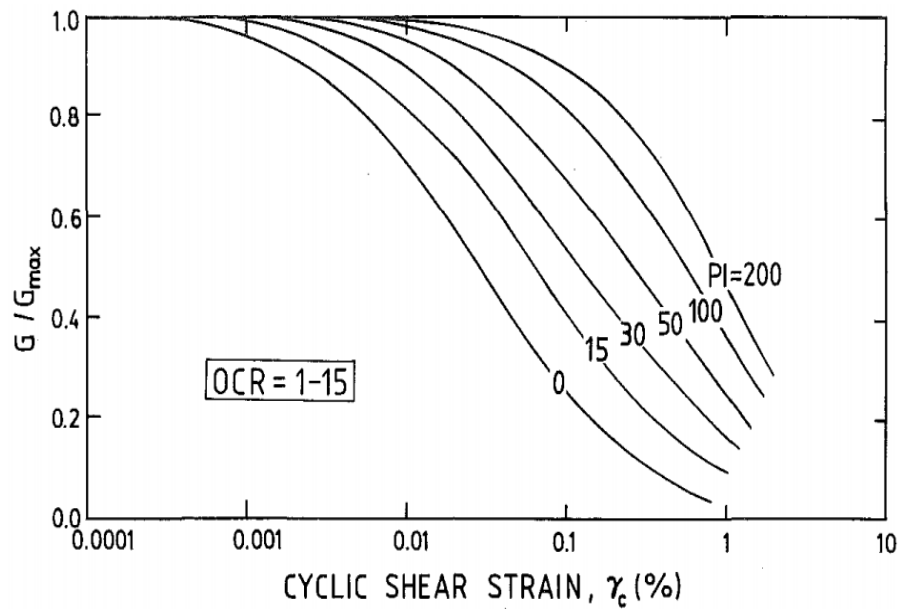


Figure 2.8: Effet de l'indice de plasticité sur G/G_{max} pour les argiles (Tirée de Vucetic et Dobry (1991))

La réduction du module de cisaillement est aussi influencée par la contrainte de confinement (Fig. 1.9) et particulièrement pour les sols à faible plasticité (Iwasaki et al.,1978 ; Kokusho, 1980). L'effet de la contrainte de confinement et l'indice de plasticité sur G/G_{max} ont été combinés par Ishibashi et Zhang (1993) sous la forme :

$$\frac{G}{G_{max}} = K(\gamma, I_p)(\sigma'_0)^{m(\gamma, I_p) - m_0} \tag{1.11}$$

Où

$$K(\gamma, I_p) = 0.5 \left\{ 1 + \tanh \left[\ln \left(\frac{0.000102 + n(I_p)^{0.492}}{\gamma} \right) \right] \right\}$$

$$m(\gamma, I_p) - m_0 = 0.272 \left\{ 1 - \tanh \left[\ln \left(\frac{0.000556}{\gamma} \right) \right] \right\} \exp(-0.0145 I_p^3)$$

$$\eta(I_p) = f(x) = \begin{cases} 0 & \text{pour } I_p = 0 \\ 3.37 \cdot 10^{-6} I_p^{1.404} & \text{pour } 0 < I_p \leq 15 \\ 7.0 \cdot 10^{-7} I_p^{1.976} & \text{pour } 15 < I_p \leq 70 \\ 2.7 \cdot 10^{-6} I_p^{1.115} & \text{pour } I_p > 70 \end{cases}$$

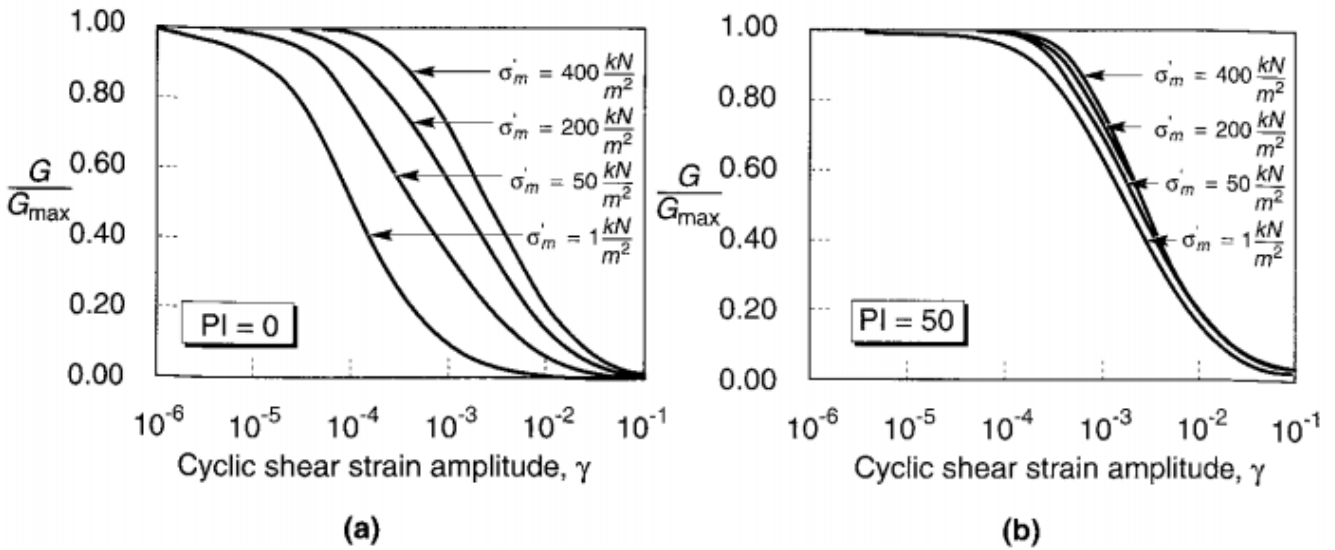


Figure 2.9: Effet de la contrainte de confinement sur G/G_{\max} pour les argiles

a) Sol non plastique $I_p=0$ b) sol plastique $I_p=50$

(Tirée de Ishibashi (1992))

b)- Les sables

La plupart des travaux réalisés (Seed et Idriss, 1970 ; Iwasaki et al, 1978 ; Kokusho ,1980 ; Seed et al.,1986) sur l'étude de la variation du module de cisaillement normalisé G/G_{\max} en fonction de la déformation en cisaillement γ , montrent que toutes les courbes se retrouvent en général dans le faisceau proposé par Seed et Idriss (1970) (Fig 1.10). L'influence de la contrainte de confinement sur la réduction du module de cisaillement a été mise en évidence par les travaux réalisés par Iwasaki et al. (1978), Vucetic et Dobry (1991) et Kokusho (1980). La figure 1.11 résume les résultats de l'essai triaxial cyclique effectué par Kokusho (1980). La figure montre que quand la contrainte de confinement augmente, le taux de dégradation de G/G_{\max} diminue.

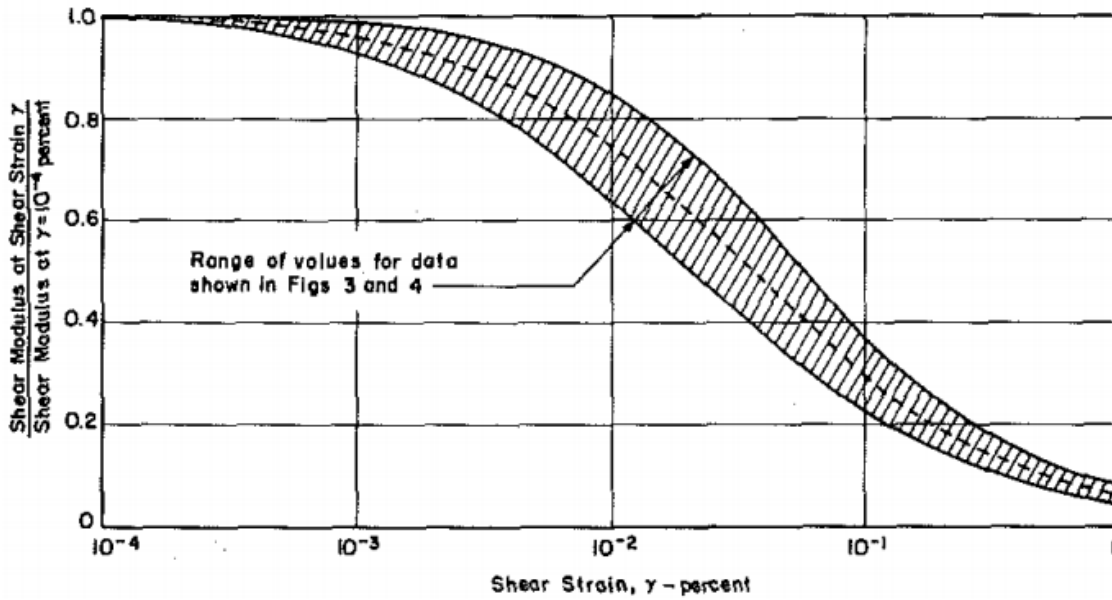


Figure 2.10: Variation du module de cisaillement en fonction de la déformation en cisaillement pour les sables (D'après Seed et Idriss (1970))

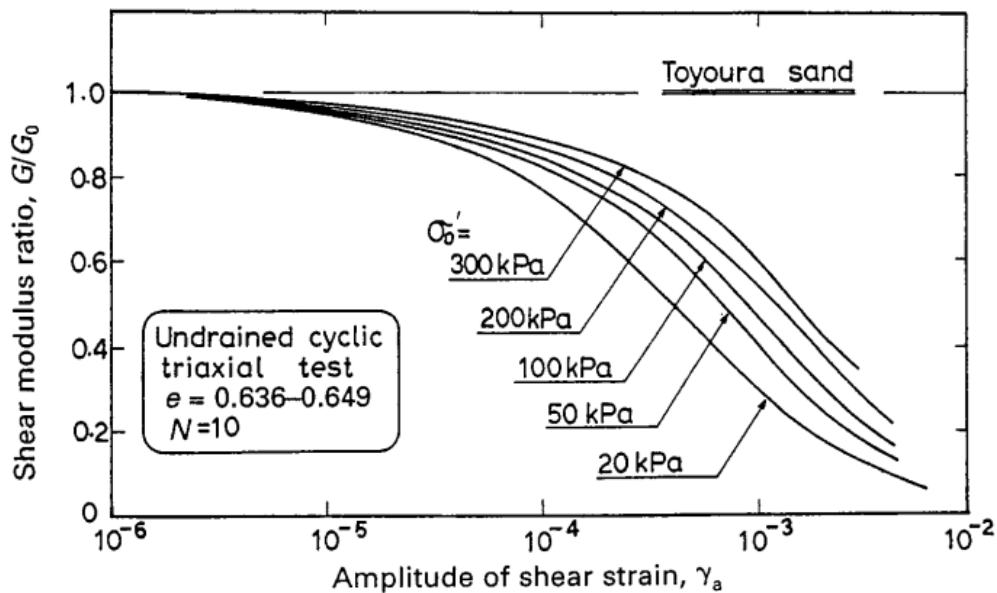


Figure 2.11: Variation du module de cisaillement en fonction de la déformation en cisaillement pour les sables (D'après Seed et Idriss (1970))

Iwasaki et al.(1978) ont étudié l'effet du nombre de cycles sur la réduction du module de cisaillement et ont trouvé que la différence entre les valeurs du module de cisaillement obtenues au 2^{ème} et 10^{ème} cycle est d'environ 10% pour un niveau de déformation supérieur à 10⁻⁴ (Fig 1.12). cet effet disparaît à partir du 10ème cycle, et par conséquent, ils ont conclu que l'effet du nombre de cycles peut être négligé.

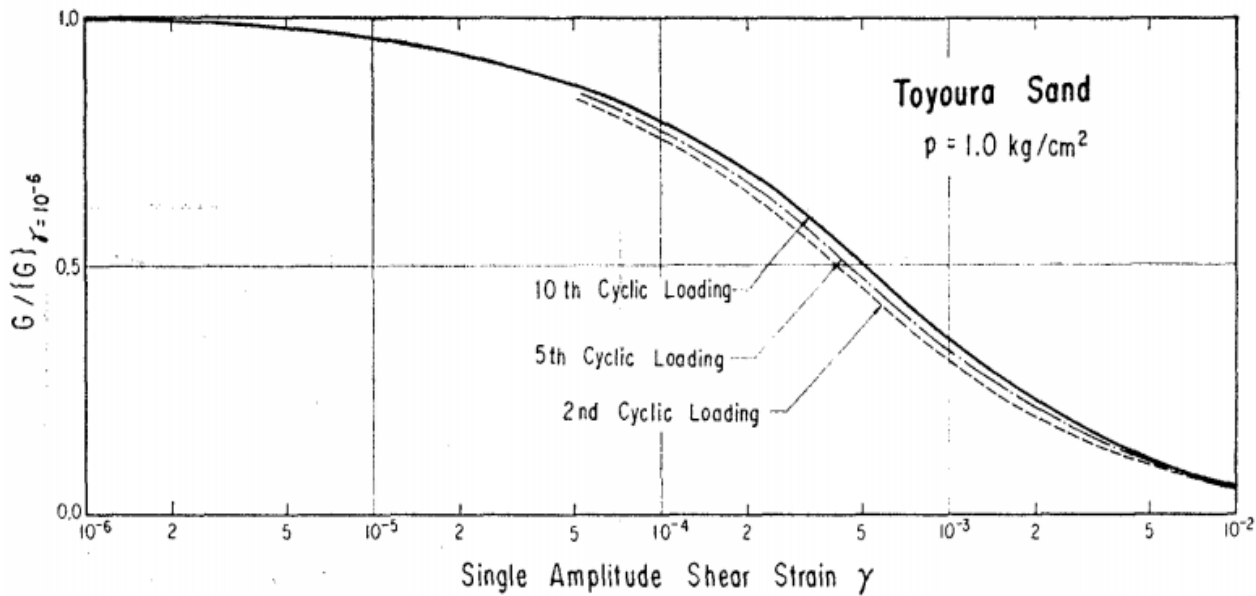


Figure 2.12: Effet du nombre de cycles sur la variation du module de cisaillement pour les sables (Tiré de Iwasaki et al. (1978))

1.3.2 Évolution de la fraction d'amortissement en fonction de la déformation en cisaillement γ

L'évolution de la fraction d'amortissement normalisée D/D_{\max} en fonction de la déformation en cisaillement a été étudiée par plusieurs auteurs tels que (Seed et Idriss, 1970 ; Iwasaki et al, 1978 ; Seed et al, 1986 ; Vucetic et Dobry, 1991 ; Vucetic, 1994) que ça soit pour les argiles ou les sables .

a)- Les argiles

Les travaux de (Seed et Idriss, 1970 ; Vucetic et Dobry, 1991 ; Kokusho, 1980 ; Vucetic, 1994) ont montré que l'indice de plasticité I_p et l'indice des vides e ont une influence significative sur les courbes $D/D_{\max}-\gamma$ (Fig 1.13). la figure 1.14 montre que lorsque I_p augmente, l'accroissement du rapport D/D_{\max} diminue (Seed et Idriss, 1970 ; Vucetic et Dobry, 1991 ; Vucetic, 1991) .

La fraction d'amortissement est aussi influencée par la contrainte de confinement (Fig. 1.15) et particulièrement pour les sols à faible plasticité (Iwasaki et al., 1978 ; Kokusho, 1980). Ishibashi et Zhang (1993) ont développé une expression empirique pour les sols plastiques et non plastiques, en utilisant l'équation (1.11) pour calculer G/G_{\max} , la fraction d'amortissement peut être estimé par :

$$\xi = 0.333 \frac{1 + \exp(-0.0145 I_p^{1.3})}{2} \left[0.586 \left(\frac{G}{G_{\max}} \right)^2 - 1.547 \frac{G}{G_{\max}} + 1 \right] \quad (1.12)$$

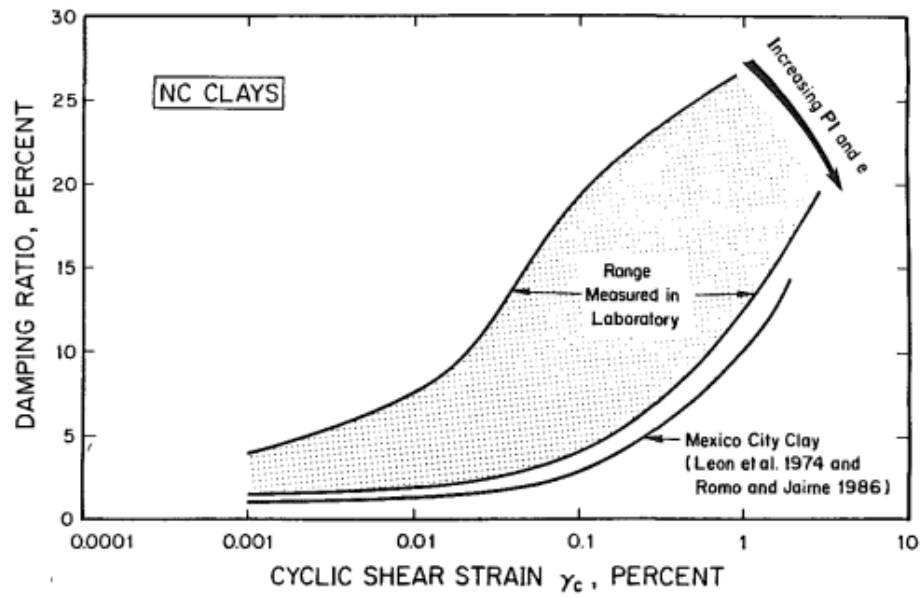


Figure 2.13: Effet de I_p et e sur la fraction d'amortissement pour les argiles (Tirée de Vucetic et Dobry (1991))

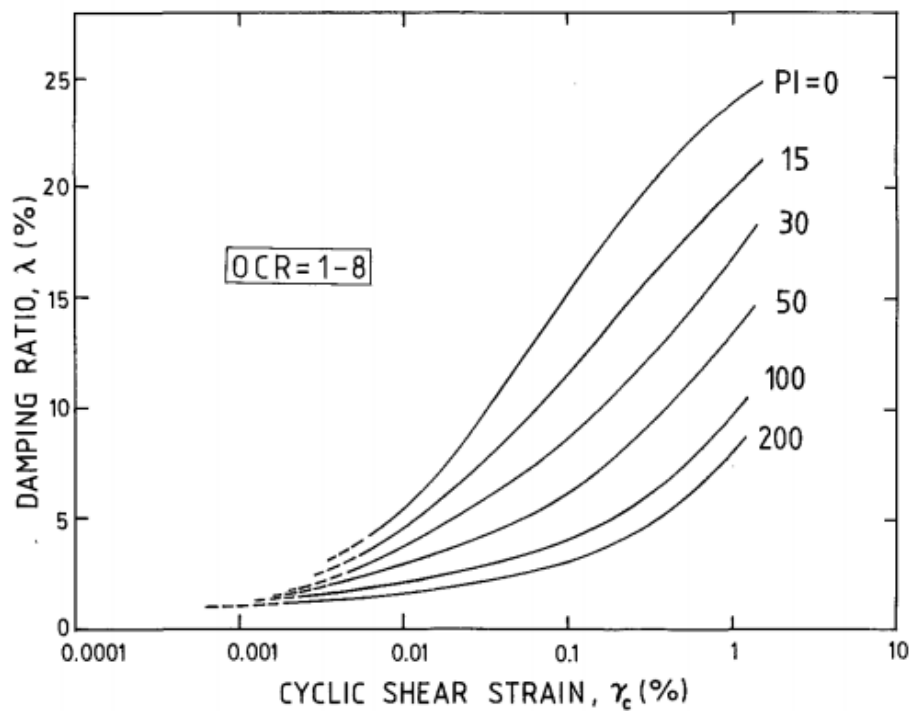


Figure 2.14: Effet de I_p sur la fraction d'amortissement pour les argiles (Tirée de Vucetic et Dobry (1991))

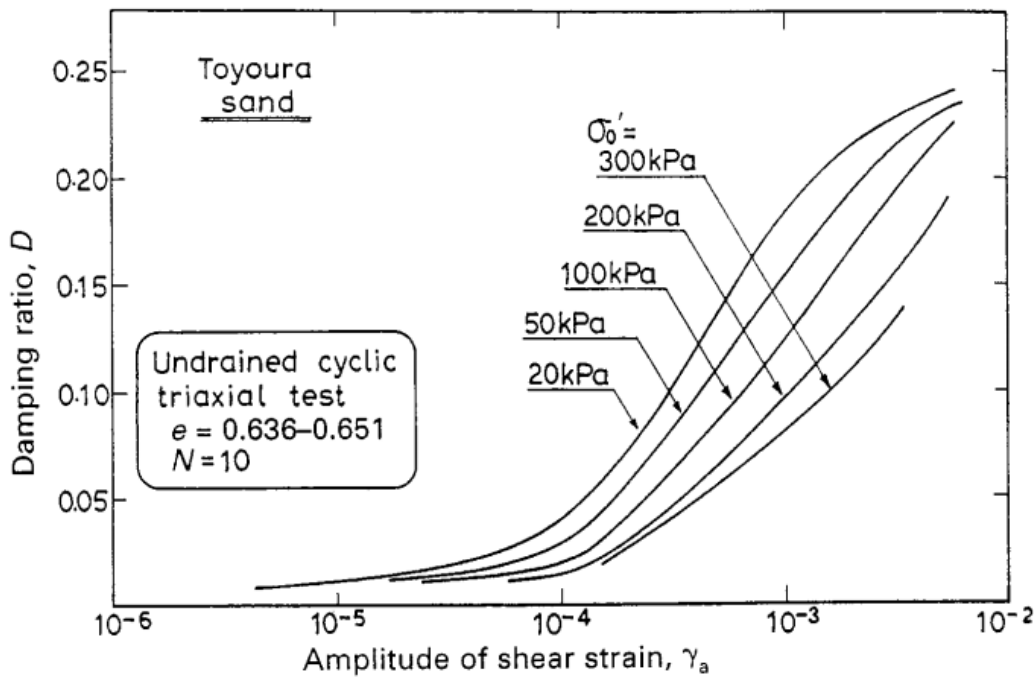


Figure 2.15: Effet de la contrainte de confinement sur la fraction d'amortissement pour les argiles (Tirée de Ishibashi (1992))

b)- Les sables

L'influence de la contrainte de confinement sur la variation de la fraction d'amortissement en fonction de la déformation en cisaillement a été mise en évidence par plusieurs auteurs tels que (Iwasaki et al. ,1978 ; Seed et al. ,1986 ; Kokusho ,1980 ;). La figure 1.16 résume les résultats de l'essai triaxial cyclique effectué par Kokusho (1980). La figure montre que quand la contrainte de confinement augmente, le taux d'accroissement de la fraction d'amortissement diminue. D'après les travaux de Kokusho (1980) sur le sable de Toyoura, pour le même niveau de contrainte de consolidation initiale, la variation de la fraction d'amortissement en fonction de γ semble être indépendante de l'indice des vides e et donc de la densité relative D_r (Fig 1.17). Par contre, si l'on change le niveau de confinement, les courbes de D - γ varient fortement (Figure 1.16).

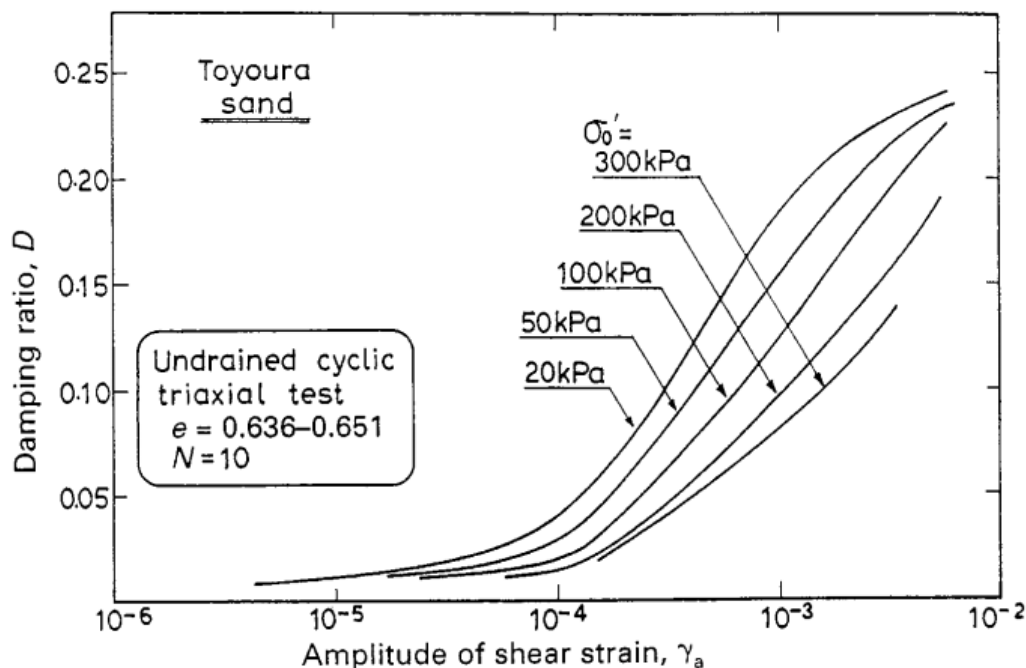


Figure 2.16: Variation Effet de la contrainte de confinement sur la fraction d'amortissement pour les sables (D'après Kokusho (1980))

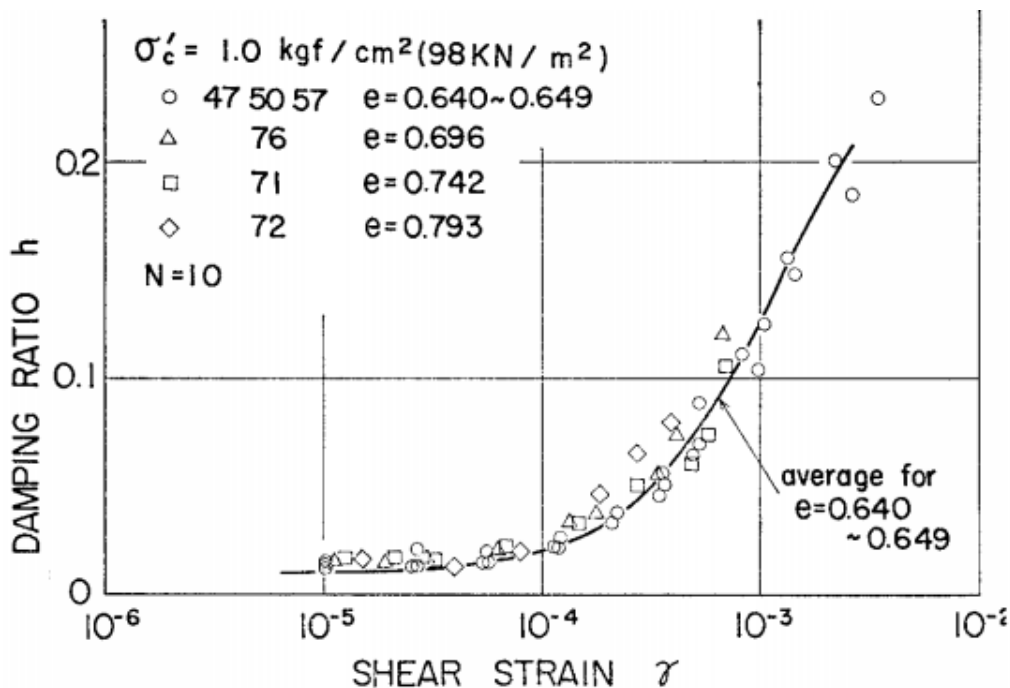


Figure 2.17: Variation de la fraction d'amortissement pour différents valeurs de e (D'après Kokusho (1980))

1.3.3 Évaluation des paramètres dynamiques du sol à petites déformations

Le module de cisaillement et la fraction d'amortissement sont considérés comme paramètres de base de l'analyse de la réponse sismique des sols. Ces paramètres peuvent être évalués à partir d'essais au laboratoire ou insitu (Woods, 1978 ; 1991).

1.3.3.1 Module de cisaillement

Le module de cisaillement G_{max} (ou bien G_0) élastique peut être déterminé à l'aide des essais géophysiques qui consistent à mesurer la vitesse de propagation de l'onde de cisaillement (V_s) pour en déduire plusieurs paramètres tels que : le module de cisaillement, module de Young et le coefficient de poisson. Le module de cisaillement G_{max} est relié à la vitesse de propagation de l'onde de cisaillement par la relation suivante (Prakash, 1981) :

$$G_{max} = \rho v_s^2 \quad (1.13)$$

Où V_s est la vitesse de propagation de l'onde de cisaillement et ρ , la masse volumique.

La majorité des travaux figurant dans la littérature se sont basés sur les essais au laboratoire pour déterminer le module de cisaillement à petites déformations (Seed et Idriss, 1970 ; Seed et al., 1986 ; Kokusho, 1980 ; Iwasaki et al., 1978 ; Hardin, 1978 ; Hardin et Drnevich, 1972b). La procédure la plus utilisée était la colonne résonante, mais en raison de sa simplicité, l'essai triaxial cyclique est devenu le plus performant ces dernières années, en particulier au Japon.

a)- Module de cisaillement des sables

Dans tout type d'essai au laboratoire, le module de cisaillement à petites déformations des sols sans cohésion est mesuré sous différentes contraintes de confinement effectives σ'_0 pour différentes valeurs de l'indice des vides e . D'après Hardin et Richart (1963), les effets de l'indice des vides sont exprimés en fonction d'une fonction $F(e)$ définie par :

$$F(e) = \frac{(2.17-e)^2}{1+e} \quad (1.14)$$

Les courbes de la figure 1.18 ont été établies à base des essais triaxiaux sur un sable saturé de Toyoura réalisés par Kokusho (1980) pour différents niveaux de la déformation en cisaillement. La figure montre que les points correspondant à chaque amplitude de déformation tracés sur l'échelle log-log peuvent être représentés par une ligne droite telle que :

$$G_{max} = AF(e)(\sigma'_0)^n \quad (1.15)$$

Où la contrainte de confinement effective σ'_0 et G_{max} sont en KPa. A et n sont des constantes qui dépendent de l'amplitude de la déformation en cisaillement.

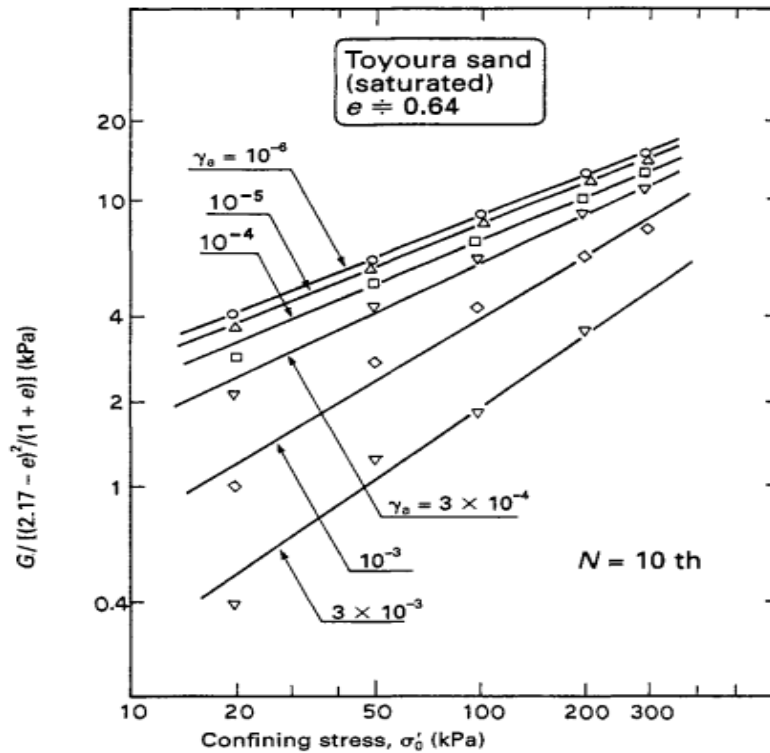


Figure 2.18: Effet de la contrainte de confinement sur G_{max}
(Tiré de Kokusho (1980))

Pour un niveau de déformation $\gamma_a=10^{-5}$, Kokusho (1980) a proposé la relation suivante :

$$G_{max} = 8400 \frac{(2.17-e)^2}{1+e} (\sigma'_0)^{0.5} \text{ KPa} \tag{1.16}$$

Hardin et Drnevich (1972b) ont affirmé que si le module de cisaillement est mesuré à un niveau de déformation inférieur ou égal à 0.25×10^{-4} , il peut être considéré comme G_{max} , et ont proposé la relation valable pour les sables et les argiles définie par:

$$G_{max} = 314 \left[\frac{(2.973-e)^2}{(1+e)} \right] OCR^k P_a \sqrt{\frac{\sigma'_m}{P_a}} \tag{1.17}$$

Où σ'_m : contrainte principale effective moyenne (en kg/cm^2), P_a , Pression atmosphérique (en kg/cm^2),
OCR, coefficient de surconsolidation et k, Exposant qui dépend de l'indice de plasticité du sol .

Indice de plasticité du sol	0	20	40	60	80	≥ 100
Valeur de k	0	0.18	0.30	0.41	0.48	0.50

Tableau 1.1 Exposant k dans (Tiré de Hardin et Drnevich, 1972b)

b)- Module de cisaillement des argiles

les travaux d'Hardin et Black (1968) ont montré que pour des argiles surconsolidées, l'augmentation du module de cisaillement est plus prononcée si l'indice de plasticité est plus élevé (Fig 1.19).

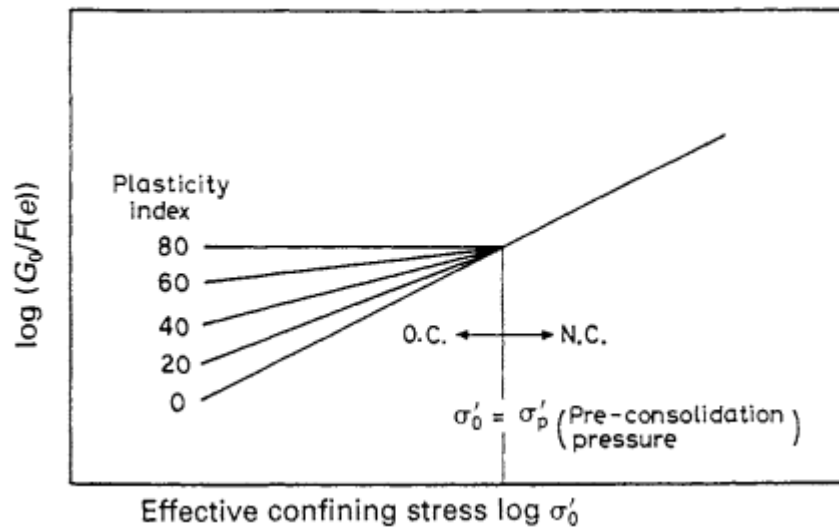


Figure 2.19: Effet de OCR sur G_{max}

(Tiré de Ishihara (1996))

À cet effet, ils ont proposé une relation plus généralisée incluant l'effet de l'indice de plasticité et OCR définie par :

$$G_{max} = AF(e)(OCR)^{k_s}(\sigma'_0)^{0.5} \quad (1.18)$$

Où k_s est une constante qui prend les valeurs 0 et 1 pour les argiles à faible ou forte plasticité respectivement. Divers relations proposées pour sables et argiles sont présentées sur le tableau suivant :

	Références	A	F(e)	n
Sable	Hardin-Richart (1963)	7000	$(2.17-e)^2/(1+e)$	0.5
		3300	$(2.97-e)^2/(1+e)$	0.5
	Shibata-Soelamo (1975)	42000	$(0.67-e)/(1+e)$	0.5
	Iwasaki et al. (1978)	9000	$(2.17-e)^2/(1+e)$	0.38
	Kokusho (1980)	8400	$(2.17-e)^2/(1+e)$	0.5
	Yu-Richart (1984)	7000	$(2.17-e)^2/(1+e)$	0.5
Argile	Hardin-Black (1968)	3300	$(2.97-e)^2/(1+e)$	0.5
		4500	$(2.97-e)^2/(1+e)$	0.5
	Marcuson-Wahis (1972)	450	$(4.4-e)^2/(1+e)$	0.5
	Zen-Umehara (1978)	2000-4000	$(2.97-e)^2/(1+e)$	0.5
	Kokusho et al.(1982)	141	$(7.32-e)^2/(1+e)$	0.6

Tableau 1.2 Valeurs de A, F(e) et n de l'équation (1.15) (D'après Kokusho, 1987)

(σ'_0 et G_{max} en KPa)

1.3.3.2 La fraction d'amortissement

Plusieurs corrélations empiriques entre la fraction d'amortissement (D) et différents facteurs sont disponibles dans la littérature. Hardin (1968) a proposé une équation empirique pour des sables secs propres à des amplitudes de déformation en cisaillement (γ) de l'ordre de $10^{-4}\%$ et des pressions de confinement (σ_0) de 24 et 163 KPa . La fraction d'amortissement (D) a été définie par :

$$D = 4.5\gamma^{0.5}(\sigma_0)^{-0.5} \quad (1.19)$$

Où σ_0 est en psf.

Sherif et al. (1977) ont proposé une équation empirique pour la fraction d'amortissement basée sur des essais de cisaillement de torsions cycliques sur un sable sec de Ottawa définie par :

$$D = \frac{(50-60\sigma'_c)}{38} (13F - 53)(1.01 - 0.046 \log(N))\gamma^{0.3} \quad (1.20)$$

Où σ'_c est la pression de confinement effective en psi, N , nombre de cycles de chargement et F , est le facteur de gradation et de sphéricité du sol variant de 1 à 2. D_{max} et γ sont en (%).

Hardin et Drnevich (1972b) ont proposé une relation qui relie D à G/G_{max} qui est définie par :

$$D = D_{max} \left(1 - \frac{G}{G_{max}}\right) \quad (1.21)$$

Où D_{max} est la fraction d'amortissement maximale qui correspond théoriquement à un module de cisaillement égal à zéro. D'après Hardin et Drnevich (1972b), D_{max} est définie pour différents types de sol par les relations présentées sur le tableau suivant :

Type de sol	D_{max}
Sable sec et propre	$0.01(33 - 1.5(\log_{10}N))$
Sable saturé et propre	$0.01(28 - 1.5(\log_{10}N))$
Silt saturé	$0.01(26 - 4\sigma'_m{}^{0.5} + 0.7f^{0.5} - 1.5(\log_{10}N))$
Argile saturée	$0.01(31 - (3 + 0.03f)\sigma'_m{}^{0.5} + 1.5f^{0.5} - 1.5(\log_{10}N))$
N = nombre de cycles de chargement	
σ'_m = contrainte principale effective moyenne (kg/cm^2)	
f = fréquence moyenne de chargement (Hz)	

Tableau 1.3 Valeurs représentatives de D_{max} (Tiré de Hardin et Drnevich ,1972b)

1.4. Modèles non linéaires des sols sous chargement cyclique

La relation contrainte-déformation non linéaire peut être représentée plus précisément par des modèles cycliques non linéaires qui traduisent le chemin réel de contrainte décrit pendant des essais à chargement cyclique. Ces modèles sont conçus à partir des règles édictées par Masing (1926), qui stipulent que la forme des courbes contrainte-déformation initiales, suivent la loi $\tau = F_{bb}(\gamma)$ et peuvent être représentées par deux paramètres, le module de cisaillement initial et la résistance au cisaillement. La courbe contrainte-déformation initiale $F_{bb}(\gamma)$, peut être décrite par une hyperbole telle que :

$$F_{bb}(\gamma) = \frac{G_{max}\gamma}{1 + \left(\frac{G_{max}}{\tau_{max}}\right)|\gamma|} \quad (1.22)$$

G_{max} et τ_{max} peuvent être mesurés directement ou calculés par des corrélations empiriques. D'après Masing (1926), la réponse du sol aux chargements cycliques, est gouvernée par les trois règles exprimées par les équations (1.2, 1.3 et 1.4) expliquées dans la section 1.3.

Divers modèles ont été proposés basés sur ces règles (Kondner, 1963; Kondner et Zelasko, 1963 ; Duncan, 1970, Hardin et Drnevich, 1972b ; Ramberg et Osgood, 1943 ; Fahey et Carter, 1993 ; Matasovic and Vucetic, 1993).

1.4.1 Modèles hyperbolique de Hardin et Drnevich

Hardin et Drnevich (1972b) ont proposé un modèle basé sur les règles de Masing (1926) en transformant l'expression hyperbolique proposée par Kondner (1963) en une relation entre la contrainte de cisaillement τ et la déformation en cisaillement γ . Ce modèle a été défini comme suit :

$$\tau = \frac{\gamma}{\frac{1}{G_{max}} + \frac{\gamma}{\tau_{ult}}} \quad (1.23)$$

Où G_{max} est le module de cisaillement maximal et τ_{ult} est la contrainte de cisaillement maximale qui dépend de l'état initiale des contraintes dans le sol et de la manière dont elles sont appliquées. Pour un sol formé de couches horizontales, la contrainte de cisaillement ultime est fonction de la courbe de résistance du sol (Fig 1.20). D'après la figure 1.20, τ_{ult} peut être définie par :

$$\tau_{ult} = \left(\left[\frac{1}{2}(1 + K_0)\sigma'_0 \sin \varphi + c \cos \varphi \right]^2 - \left[\frac{1}{2}(1 - K_0)\sigma'_0 \right]^2 \right)^{\frac{1}{2}} \quad (1.24)$$

Où K_0 , est le coefficient de poussée des terres au repos, φ , l'angle de frottement interne du sol, c , la cohésion du sol et σ'_0 , la contrainte effective verticale.

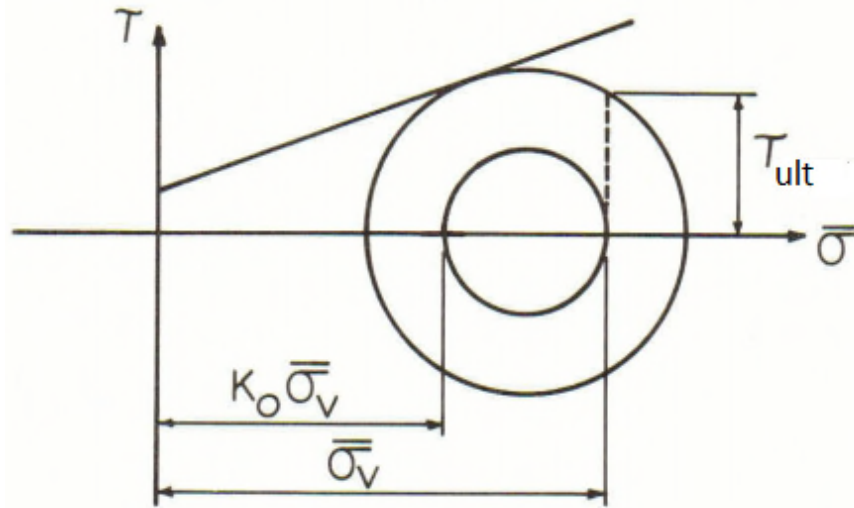


Figure 2.20: Contrainte maximale de cisaillement

(Tiré de Hardin et Drnevich , 1972b)

Les paramètres définissant la relation contrainte-déformation hyperbolique sont visualisés sur la figure 1.21.

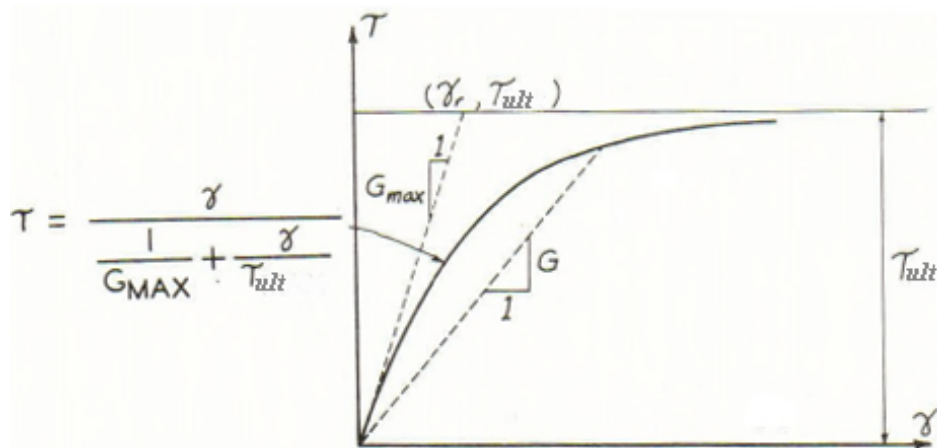


Figure 2.21: Relation contrainte-déformation hyperbolique

(Tiré de Hardin et Drnevich , 1972b)

La courbe hyperbolique est asymptotique à une ligne horizontale définie par $\tau = \tau_{max}$, la pente à l'origine de cette courbe représente la valeur de G_{max} qui est la valeur maximale de G . l'abscisse du point d'intersection de la droite de pente G_{max} passant par l'origine est appelé déformation unitaire de référence notée γ_r et définie comme suit :

$$\gamma_r = \frac{\tau_{ult}}{G_{max}} \tag{1.25}$$

Le module de cisaillement sécant, $G=\tau/\gamma$, peut être obtenu en divisant les deux membres de l'équation (1.23) par γ . En divisant l'équation résultante par G_{max} , on aura :

$$\frac{G}{G_{max}} = \frac{1}{1+\frac{\gamma}{\gamma_r}} \quad (1.26)$$

D'après Hardin et Drnevich (1972b), la relation contrainte-déformation n'est pas décrite avec précision par l'équation (1.23), alors l'équation (1.26) peut être modifiée en utilisant une déformation unitaire hyperbolique γ_h définie par :

$$\gamma_h = \frac{\gamma}{\gamma_r} \left[1 + a e^{-b\left(\frac{\gamma}{\gamma_r}\right)} \right] \quad (1.27)$$

Où a et b sont des constantes données par le tableau 1.4.

Type de sol	Valeur de a	Valeur de b
Sable sec et propre	-0.5	0.16
Sable propre saturé	$-0.2 \log_{10} N$	0.16
Sols cohésifs saturés	$1 + 0.25 \log_{10} N$	1.3
N est le nombre de cycles de chargement		

Tableau 1.4 Constantes a et b de la déformation unitaire hyperbolique

(Tiré de Hardin et Drnevich ,1972b)

En introduisant γ_h dans l'équation (1.26), on aura:

$$\frac{G}{G_{max}} = \frac{1}{1+\gamma_h} \quad (1.28)$$

En remplaçant l'équation (1.28) dans (1.21), on peut exprimer l'expression de la fraction d'amortissement comme suit :

$$\frac{D}{D_{max}} = \frac{\gamma_h}{1+\gamma_h} \quad (1.29)$$

Où γ_h dans cette expression est donné par :

$$\gamma_h = \frac{\gamma}{\gamma_r} \left[1 + a_1 e^{-b_1\left(\frac{\gamma}{\gamma_r}\right)} \right] \quad (1.30)$$

Où a_1 et b_1 sont des constantes données sur le tableau suivant :

Type de sol	Valeurs de a_1	Valeurs de b_1
Sable sec et propre	$0.6(N^{-1/6})$	$1 - N^{-1/2}$
Sable saturé et propre	$0.6(N^{-1/6}) - 0.9$	$0.65 - 0.65N^{-1/2}$
Sols cohésifs saturés	$1 + 0.2(f^{1/2})$	$0.2f(e^{-\sigma'_m}) + 2.25\sigma'_m + 0.3(\log_{10}N)$
N = nombre de cycles de chargement		
σ'_m = contrainte principale effective moyenne (kg/cm ²)		
f = fréquence moyenne de chargement (Hz)		

Tableau 1.5 Constantes a_1 et b_1 de la déformation unitaire hyperbolique

(Tiré de Hardin et Drnevich ,1972b)

1.4.2 Modèle hyperbolique de Masing

Ce modèle appartient à la famille des modèles qui utilisent deux paramètres pour définir la relation contrainte-déformation (Kondner et Zelasko ,1963 ; Duncan et Chang ,1970) tout en se conformant aux règles édictées par Masing (1926) pour la construction de la courbe squelettique et la boucle hystérésis.

La relation contrainte-déformation pour ce modèle est définie par :

$$\tau = \frac{G_{max}\gamma}{1 + \frac{\gamma}{\gamma_r}} \quad (1.31)$$

Où γ_r est donnée par l'équation (1.25) et G, est le module sécant.

Le module sécant G peut être déduit de l'équation (1.31) sous la forme suivante :

$$\frac{G}{G_{max}} = \frac{1}{1 + \frac{\gamma}{\gamma_r}} \quad (1.32)$$

Les valeurs du rapport G/G_{max} calculées par l'équation (1.32) sont représentées sur la figure 1.22 en fonction du rapport γ/γ_r . Il est à noter que le module de cisaillement sécant est réduit à moitié quand la déformation en cisaillement devient égale à la déformation unitaire de référence.

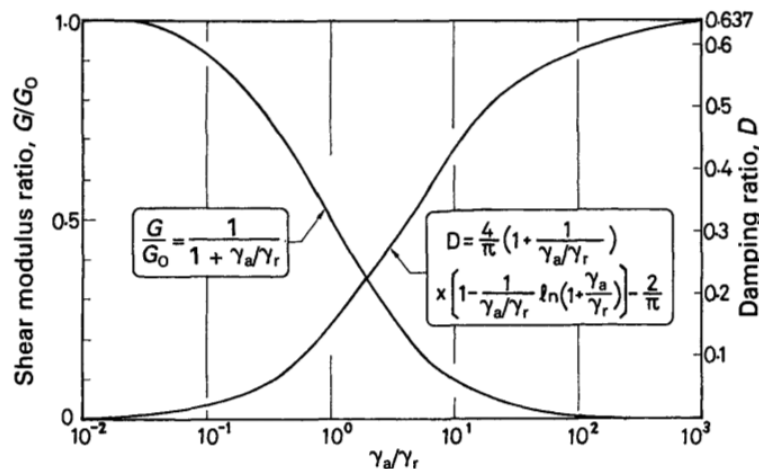


Figure 2.22: Module de cisaillement et fraction d'amortissement du modèle hyperbolique

(Tiré de Ishihara , 1996)

L'expression de la fraction d'amortissement du modèle peut être déduite par application des règles de Masing (1926) à la courbe squelettique donnée par l'équation (1.31). En substituant l'équation (1.31) dans (1.10), l'expression de la fraction d'amortissement devient :

$$D = \frac{4}{\pi} \left[1 + \frac{1}{\gamma_r} \right] \left[1 - \frac{\ln\left(1 + \frac{\gamma}{\gamma_r}\right)}{\frac{\gamma}{\gamma_r}} \right] - \frac{2}{\pi} \quad (1.33)$$

Les valeurs de la fraction d'amortissement calculées par l'équation (1.33) sont représentées sur la figure 1.22. Il est à noter que quand le rapport γ/γ_r devient infini, la valeur de D tend vers $2/\pi=0.637$.

La fraction d'amortissement D peut être exprimée en fonction du rapport G/G_{\max} par substitution de l'équation (1.32) dans (1.33) :

$$D = \frac{4}{\pi} \frac{1}{1 - \frac{G}{G_0}} \left[1 + \frac{\frac{G}{G_0}}{1 - \frac{G}{G_0}} \ln\left(\frac{G}{G_0}\right) \right] - \frac{2}{\pi} \quad (1.34)$$

Les valeurs calculées de l'équation (1.34), sont présentées sur la figure suivante :

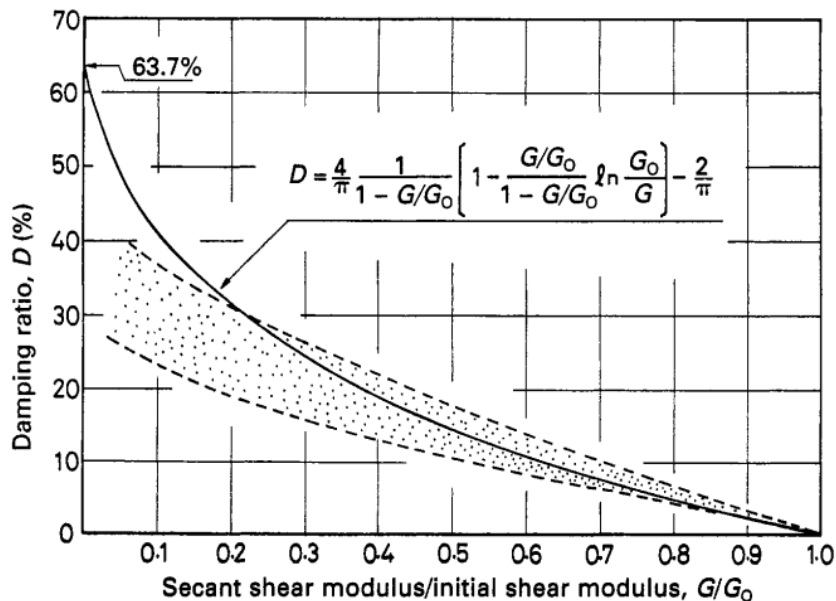


Figure 2.23: Relation entre module de cisaillement - fraction d'amortissement

(Tiré de Ishihara , 1996)

1.4.3 Modèle hyperbolique de Ramberg et Osgood

La forme originale de la relation contrainte-déformation de la courbe squelettique est donnée par (Ramberg et Osgood, 1943):

$$\frac{\gamma}{\gamma_y} = \frac{\tau}{\tau_y} \left[1 + \alpha \left[\frac{\tau}{\tau_y} \right]^{r-1} \right] \quad (1.35)$$

Où τ_y et γ_y sont respectivement, la contrainte de cisaillement et la déformation en cisaillement qui doivent être choisis de manière appropriée, α et r , sont des constantes. Le modèle de Ramberg-Osgood est un modèle à quatre paramètres qui permet d'avoir un meilleur ajustement selon les valeurs de α et r de la

relation contrainte-déformation hyperbolique aux courbes expérimentales. La méthode la plus utilisée pour définir les quantités τ_y et γ_y , est de les prendre égaux à la contrainte de cisaillement τ_{max} et à la déformation en cisaillement γ_r respectivement (Idriss et al., 1978 ; Hara,1980). En posant $\tau_y=\tau_{max}$ et $\gamma_y=\gamma_r$, l'équation (1.35) devient :

$$\tau = \frac{G_{max}\gamma}{1+\alpha\left[\frac{\tau}{\tau_{max}}\right]^{r-1}} \quad (1.36)$$

Le rapport G/G_{max} peut être aisément obtenu par la relation suivante :

$$\frac{G}{G_{max}} = \frac{1}{1+\alpha\left[\frac{G}{G_{max}}\frac{\gamma}{\gamma_r}\right]^{r-1}} \quad (1.37)$$

En substituant l'équation (1.36) dans (1.10), l'expression de la fraction d'amortissement peut être définie par :

$$D = \frac{2r-1}{\pi r+1} \cdot \alpha \cdot \frac{\left[\frac{G}{G_0}\frac{\gamma}{\gamma_r}\right]^{r-1}}{1+\alpha\left[\frac{G}{G_0}\frac{\gamma}{\gamma_r}\right]^{r-1}} \quad (1.38)$$

Pour des valeurs typiques de α et r , les valeurs de G/G_{max} données par l'équation (1.37), sont présentées sur la figure suivante :

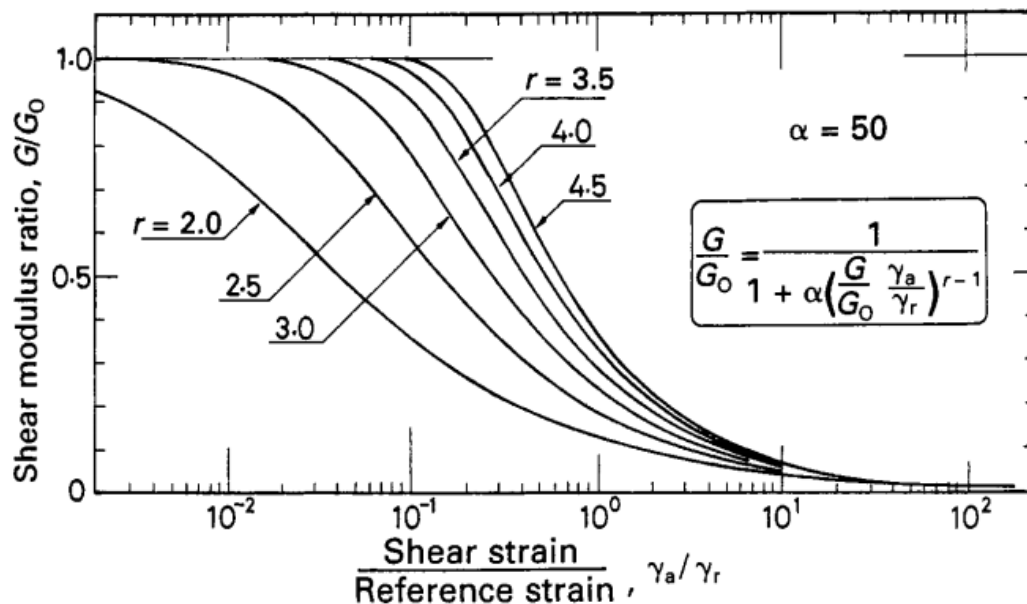


Figure 2.24: Courbes $G/G_{max}-\gamma/\gamma_r$ calculées par le modèle Ramberg-Osgood
(Tiré de Ishihara , 1996)

En éliminant le rapport γ/γ_r des équations (1.37) et (1.38), on peut déduire une relation entre la fraction d'amortissement et le module de cisaillement sécant :

$$D = \frac{2}{\pi} \cdot \frac{r-1}{r+1} \cdot \left[1 - \frac{G}{G_0}\right] \quad (1.39)$$

Valeurs de α et r

D'après Hara (1980), a méthode pour déterminer la valeur de α qui consiste à limiter τ à la contrainte de cisaillement maximale τ_{\max} . Dans cette méthode, une déformation en cisaillement à la rupture est introduite comme nouveau paramètre. En posant $\tau=\tau_f$ quand $\gamma=\gamma_f$ dans l'équation (1.36), on obtient la relation suivante :

$$\alpha = \frac{\gamma_f}{\gamma_r} - 1 \quad (1.40)$$

Pour la détermination du paramètre r , il est raisonnable de tenir compte de l'amortissement caractéristique du sol. Dans la mesure où la fraction d'amortissement D peut être corrélée avec le rapport des modules de cisaillement G/G_{\max} , la valeur de r peut être déterminée si les valeurs de D_{\max} et G_f/G_{\max} à l'état de rupture sont connues de la manière suivante :

$$r = \frac{1 + \frac{\pi D_0}{2} \cdot \frac{1}{1 - \frac{G_f}{G_0}}}{1 - \frac{\pi D_0}{2} \cdot \frac{1}{1 - \frac{G_f}{G_0}}} - 1 \quad (1.41)$$

Ueng et Chen (1992), ont proposé une méthode expérimentale qui peut être illustrée comme suit :

En substituant $\tau=G.\gamma$ dans l'équation (1.36), et en introduisant le logarithme népérien, on obtient :

$$\log\left(\frac{G_{\max}}{G} - 1\right) = \log(\alpha) + (r - 1)\log\left(\frac{G}{G_{\max}} \cdot \frac{\gamma}{\gamma_r}\right) \quad (1.42)$$

En se basant sur les résultats fournis par les essais cycliques, on peut représenter graphiquement la relation $G/G_{\max}-\gamma/\gamma_r$ (Fig 1.25) conformément à l'équation (1.42).

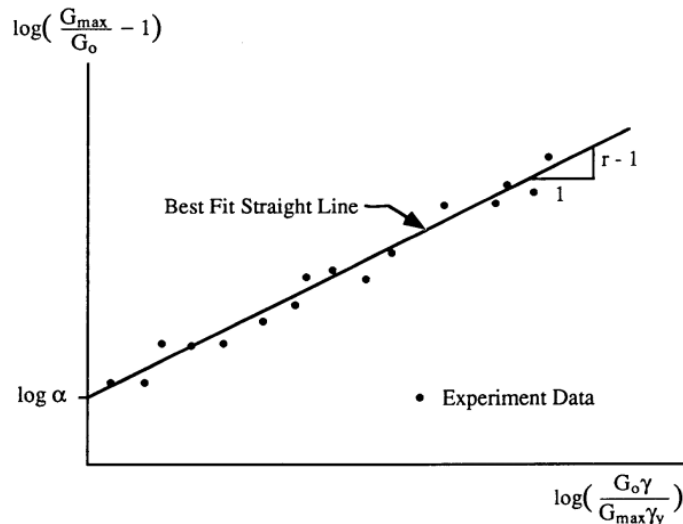


Figure 2.25: Variation de $G/G_{\max}-\gamma/\gamma_r$ équation (1.42)

(Tiré de Ueng et Chen, 1992)

Les valeurs de α et r , sont l'ordonnée à l'origine et la pente de la droite de régression respectivement.

1.5. Méthodes d'analyse de la réponse sismique des sols

L'analyse de la réponse sismique d'un site tient justement compte des conditions géotechniques locales pour l'évaluation des efforts et des déplacements induits par la sollicitation sismique. Ainsi, en vue d'une évaluation du potentiel de liquéfaction d'une couche meuble, l'analyse de la réponse sismique permet d'obtenir les contraintes et les déformations induites. En outre, l'analyse de la réponse sismique permet de déterminer les forces sismiques pouvant causer une instabilité de certains ouvrages géotechniques, tels que les murs de soutènement, les barrages, les fondations spéciales et les constructions (Kramer, 1996).

Lorsque le niveau de déformation en cisaillement cyclique est inférieur à 10^{-4} , le comportement cyclique des sols peut être représenté à un degré de précision raisonnable au moyen d'un modèle constitutif basé sur la théorie classique de la viscoélasticité linéaire. Dans ce modèle, la relation contrainte-déformation est supposée linéaire et l'analyse qui en découle est une analyse linéaire (Ishihara, 1996). Dans une analyse non linéaire, la réponse d'un dépôt de sol est analysée en performant une intégration numérique temporelle directe pas à pas en utilisant par exemple l'algorithme de Newmark (1959). Un modèle contrainte-déformation non linéaire basé sur les règles de Masing (1926) ou non-Masing doit être utilisé durant le processus d'intégration. Dans une analyse non linéaire temporelle, le profil du sol est discrétisé en plusieurs couches à l'aide d'un modèle de paramètre à plusieurs degrés de liberté utilisé pour formuler l'équation du mouvement à résoudre. Dans l'approche linéaire équivalente, les analyses linéaires sont réalisées avec des propriétés du sol qui sont réajustées de façon itérative pour être compatibles avec un niveau effectif de la déformation de cisaillement induite dans le sol.

1.5.1 Analyse unidimensionnelle linéaire

Les analyses unidimensionnelles de la réponse du sol sont basées sur l'hypothèse que toutes les limites sont horizontales et que la réponse d'un dépôt de sol est principalement causée par des ondes SH se propageant verticalement à partir d'un substratum rocheux sous-jacent. Pour une analyse unidimensionnelle de la réponse au sol, on suppose que le sol et la surface rocheuse s'étendent infiniment dans la direction horizontale. Pour ce type d'analyse, les fonctions de transfert peuvent être utilisées pour exprimer divers paramètres de la réponse du sol (déplacement, vitesse, accélération, déformation en cisaillement et contrainte de cisaillement) en fonction d'un paramètre d'entrée tel que l'accélération du substratum rocheux. Vu qu'elle s'appuie sur le principe de la superposition, cette approche est limitée à l'analyse des systèmes linéaires (Kramer, 1996).

1.5.1.1 Évaluation de la fonction de transfert

La clé de l'approche linéaire est l'évaluation des fonctions de transfert. Cette fonction relie l'amplitude du déplacement à la surface de la couche de sol à l'amplitude du déplacement à l'interface de la même couche Kramer (1996).

➤ Sol uniforme non-amortie sur substratum rigide

Tout d'abord, considérons une couche uniforme de sol élastique linéaire isotrope qui surmonte un substratum rocheux rigide (Fig 1.26). Le mouvement horizontal harmonique du substratum rocheux produira des ondes de cisaillement verticales dans le sol qui surmonte le bedrock. Le déplacement horizontal résultant peut être exprimé par (Kramer, 1996):

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = v_s^2 \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (1.43)$$

Où v_s , est la vitesse de l'onde de cisaillement. La solution de cette équation peut être écrite sous la forme :

$$u(z, t) = f(v_s t - z) + g(v_s t + z) \quad (1.44)$$

Où f et g sont des fonctions arbitraires satisfaisant l'équation (1.43). La solution de cette équation peut être une fonction harmonique de la forme :

$$u(z, t) = A_1 \cos(\omega t - kz) + B_1 \cos(\omega t + kz) \quad (1.45)$$

Sous forme complexe, l'équation (1.45) peut être réécrite comme suit :

$$u(z, t) = Ae^{i(\omega t + kz)} + Be^{i(\omega t - kz)} \quad (1.46)$$

Où ω , est la pulsation, A et B les amplitudes des ondes se déplaçant dans les directions $-z$ (ascendante) et $+z$ (descendante), respectivement et k , est le nombre d'onde donné par.

$$k = \frac{\omega}{v_s} \quad (1.47)$$

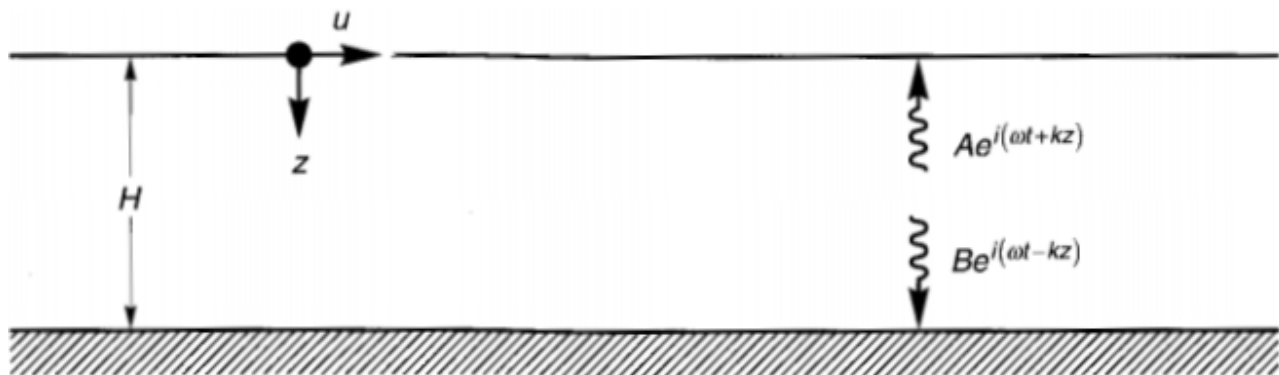


Figure 2.26: Sol linéaire élastique d'épaisseur H surmontant un substratum

(Tiré de Kramer, 1996)

En surface libre ($z=0$), la contrainte de cisaillement, et par conséquent la déformation en cisaillement sont nulles, alors :

$$\tau(0, t) = G\gamma(0, t) = G \frac{\partial u(0, t)}{\partial z} = 0 \quad (1.48)$$

En substituant (1.46) dans (1.48), on aura :

$$Gik(Ae^{ik(0)} - Be^{-ik(0)})e^{i\omega t} = Gik(A - B)e^{i\omega t} = 0 \quad (1.49)$$

Cette est satisfaite si A=B, le déplacement peut être exprimé alors par :

$$u(z, t) = 2A \left(\frac{e^{ikz} + e^{-ikz}}{2} \right) e^{i\omega t} = 2Ae^{i\omega t} \cos(kz) \quad (1.50)$$

Cette équation peut être utilisée pour exprimer la fonction de transfert qui est définie comme étant le rapport entre les déplacements du toit et la base de la couche de sol :

$$F_1(\omega) = \frac{u_{max}(0, t)}{u_{max}(H, t)} = \frac{2Ae^{i\omega t}}{2Ae^{i\omega t} \cos(kH)} = \frac{1}{\cos(\omega H/v_s)} \quad (1.51)$$

Le module de cette fonction de transfert définit la fonction d'amplification :

$$|F_1(\omega)| = \frac{1}{|\cos(\omega H/v_s)|} \quad (1.52)$$

➤ Sol uniforme amortie sur substratum rigide

Dans l'analyse précédente, la dissipation d'énergie et par conséquent, l'amortissement sont négligés. Alors que l'amortissement existe dans tous les matériaux, une analyse plus ou moins réaliste doit tenir compte de ce facteur. Supposant qu'on peut représenter le sol à l'aide du modèle de Kelvin-Voigt, l'équation d'onde peut être réécrite comme suit :

$$\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = G \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + \eta \frac{\partial^3 u}{\partial z^2 \partial t} \quad (1.53)$$

Où ρ est la masse volumique et η , la viscosité du sol définie par :

$$\eta = \frac{2GD}{\omega} \quad (1.54)$$

Pour une excitation harmonique, la solution de cette équation est de la forme :

$$u(z, t) = Ae^{i(\omega t + k^* z)} + Be^{i(\omega t - k^* z)} \quad (1.55)$$

Où k^* est un nombre d'onde complexe de partie réelle k_1 et imaginaire k_2 , la fonction de transfert pour ce cas peut être exprimée pour de faible valeurs de D par :

$$F_2(\omega) = \frac{1}{\cos(k^* H)} = \frac{1}{\cos(\omega H/v_s^*)} \quad (1.56)$$

$$v_s^* = \sqrt{\frac{G^*}{\rho}} = \sqrt{\frac{G(1+2iD)}{\rho}} = \sqrt{\frac{G}{\rho}} (1 + 2iD) = v_s (1 + iD) \quad (1.57)$$

De la même manière, et pour de faible valeurs de D, on peut exprimer le nombre d'onde k^* par :

$$v_s^* = \frac{\omega}{k^*} = \frac{\omega}{k(1+iD)} = \frac{\omega}{k} (1 - iD) = v_s (1 - iD) \quad (1.58)$$

Et finalement, on peut présenter la fonction de transfert sous la forme suivante :

$$F_2(\omega) = \frac{1}{\cos(k(1-iD)H)} = \frac{1}{\cos(\omega H/v_s(1+iD))} \quad (1.59)$$

En utilisant l'identité $|\cos(x+iy)| = (\cos^2 x \sinh^2 y)^{0.5}$, la fonction d'amplification peut être exprimée comme suit :

$$|F_2(\omega)| = \frac{1}{\sqrt{\cos^2(kH) + \sinh^2(DkH)}} \quad (1.60)$$

Comme $\sinh^2 y \approx y$ pour de faibles valeurs de y , alors la fonction d'amplification peut être simplifiée de la manière suivante :

$$|F_2(\omega)| = \frac{1}{\sqrt{\cos^2(kH) + (DkH)^2}} \quad (1.61)$$

L'équation (1.61), indique que pour de faibles valeurs de la fraction d'amortissement, l'amplification pour un sol amorti varie avec la fréquence. Les fréquences qui correspondent à un maximum local, sont les fréquences naturelles du sol, elles définies par :

$$\omega_n = \frac{v_s}{H} \left(\frac{\pi}{2} + n\pi \right) \quad n=0,1,2,\dots \quad (1.62)$$

Dont la fréquence fondamentale est exprimée par :

$$\omega_n = \frac{\pi v_s}{2H} \quad (1.63)$$

La variation de l'amplification en fonction de la fréquence est représentée sur la figure 1.27 qui montre que l'amortissement affecte la réponse du sol pour les hautes fréquences plus qu'elle l'affecte pour les faibles fréquences.

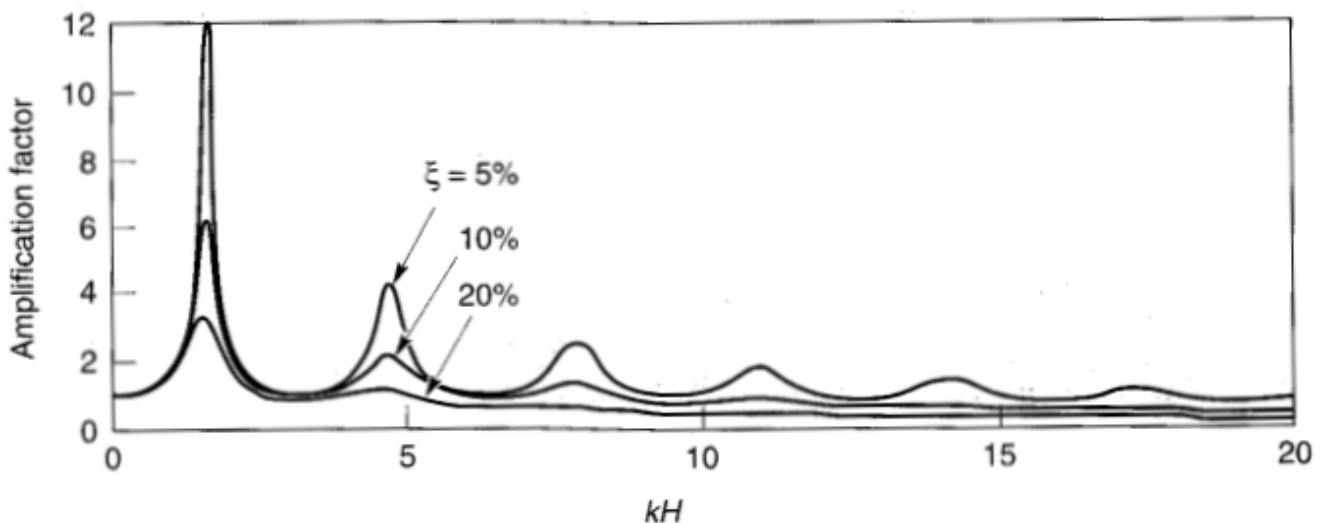


Figure 2.27: Influence de la fréquence sur la réponse amortie d'une couche de sol linéaire élastique (Tiré de Kramer, 1996)

➤ *Sol uniforme amortie sur substratum élastique*

Si le substratum est élastique, les ondes descendantes qui arrivent à l'interface sol-substratum, vont être partiellement réfléchies, et une partie de leur énergie sera transmise à travers l'interface pour qu'elle poursuive son chemin dans le substratum. Considérons le cas d'une couche de sol surmontant un demi-espace d'un substratum élastique (Fig 1.28).

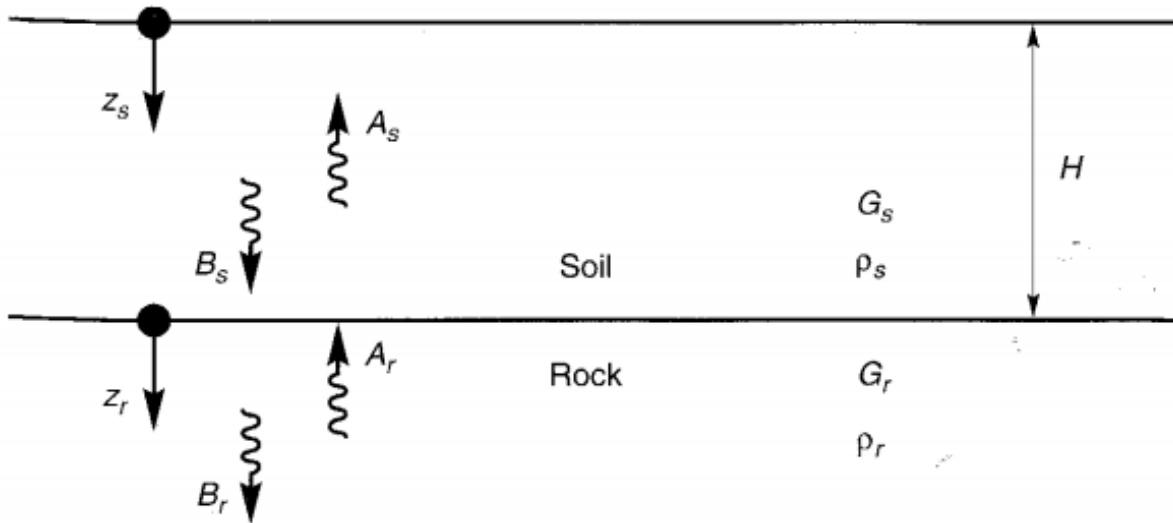


Figure 2.28: Couche de sol surmontant un substratum élastique

(Tiré de Kramer, 1996)

Les indices, s et r sont relatifs aux sol et substratum respectivement, le déplacement dû à la propagation verticale d'une onde de cisaillement SH dans chaque matériau peut être écrit sous forme :

$$u_s(z_s, t) = A_s e^{i(\omega t + k_s^* z_s)} + B_s e^{i(\omega t - k_s^* z_s)} \quad (1.64)$$

$$u_r(z_r, t) = A_r e^{i(\omega t + k_r^* z_r)} + B_r e^{i(\omega t - k_r^* z_r)} \quad (1.65)$$

La condition de champs libre implique $A_s = B_s$, la compatibilité du déplacement et la continuité des contraintes à l'interface sol-substratum nécessite que :

$$u_s(z_s = H) = u_r(z_r = 0) \quad (1.66)$$

$$\tau_s(z_s = H) = \tau_r(z_r = 0) \quad (1.67)$$

En substituant (1.66) dans (1.64) et (1.65), on aura :

$$A_s (e^{ik_s^* H} + e^{-ik_s^* H}) = A_r + B_r \quad (1.68)$$

Et à partir de l'équation (1.67) avec la définition de la contrainte de cisaillement, on obtient :

$$A_s i G_s k_s^* (e^{ik_s^* H} + e^{-ik_s^* H}) = i G_r k_r^* (A_r - B_r) \quad (1.69)$$

$$A_s \frac{G_s k_s^*}{G_r k_r^*} (e^{ik_s^* H} + e^{-ik_s^* H}) = A_r - B_r \quad (1.70)$$

Posons :

$$\frac{G_s k_s^*}{G_r k_r^*} = \frac{\rho_s v_{ss}^*}{\rho_r v_{sr}^*} = \alpha_z^* \quad (1.71)$$

Où v_{ss}^* et v_{sr}^* , vitesses de l'onde de cisaillement complexe du sol et du substratum, α_z^* est le rapport d'impédance complexe. Finalement, on obtient :

$$A_r = \frac{1}{2} A_s [(1 + \alpha_z^*) e^{ik_s^* H} + (1 - \alpha_z^*) e^{-ik_s^* H}] \quad (1.72)$$

$$B_r = \frac{1}{2} A_s [(1 - \alpha_z^*) e^{ik_s^* H} + (1 + \alpha_z^*) e^{-ik_s^* H}] \quad (1.73)$$

Supposons une onde de cisaillement d'amplitude, A, se propage verticalement vers le haut à partir du substratum. En absence du sol, l'effet de surface libre au niveau du substratum produira un déplacement d'amplitude 2A. En présence du sol, l'amplitude du déplacement en surface libre sera :

$$2A_s = \frac{4A}{[(1 + \alpha_z^*) e^{ik_s^* H} + (1 - \alpha_z^*) e^{-ik_s^* H}]} \quad (1.74)$$

La fonction de transfert, F_3 , définie comme étant le rapport de l'amplitude en surface libre à celle au niveau du substratum, peut être exprimée par :

$$F_3(\omega) = \frac{2}{[(1 + \alpha_z^*) e^{ik_s^* H} + (1 - \alpha_z^*) e^{-ik_s^* H}]} \quad (1.75)$$

En utilisant les formules d'Euler, cette équation peut être réécrite sous forme :

$$F_3(\omega) = \frac{2}{\cos(k_s^* H) + i \alpha_z^* \sin(k_s^* H)} \quad (1.76)$$

Le module de $F_3(\omega)$ ne peut pas être exprimé sous une forme très compacte lorsque l'amortissement du sol existe. Le facteur d'amplification d'un sol non amorti peut être aisément déduit de l'équation (1.76) en posant un amortissement nul (Kramer, 1996).

$$|F_3(\omega, D = 0)| = \frac{1}{\sqrt{\cos^2(k_s^* H) + \alpha_z^2 \sin^2(k_s^* H)}} \quad (1.77)$$

La résonance ne se produit pas, car le dénominateur est toujours supérieur à zéro même si le sol n'est pas amorti. L'effet de la rigidité du substratum est illustré sur la figure 1.29.

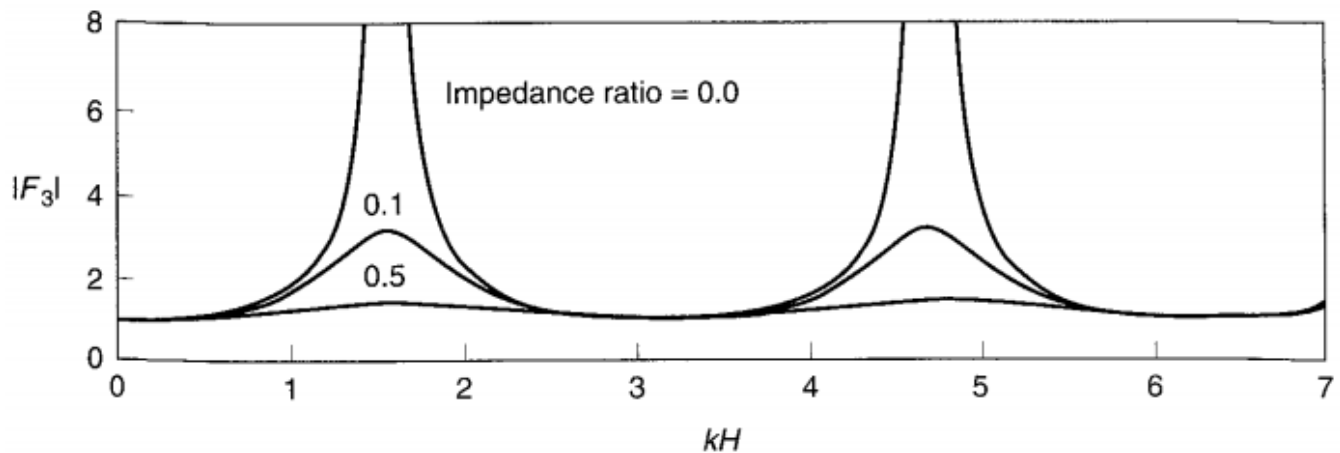


Figure 2.29: Effet du rapport d'impédance sur le facteur d'amplification pour un sol amorti (Tiré de Kramer, 1996)

1.5.2 Analyse non linéaire temporelle

Une analyse non linéaire utilise des modèles plus réalistes pour modéliser le comportement d'un sol sous chargements cycliques. Un modèle non linéaire trace l'évolution de la boucle hystérésis générée dans un sol par les charges cycliques d'une manière séquentielle. Une telle analyse, consiste à intégrer directement l'équation dynamique du mouvement définie par :

$$M\{\ddot{x}\} + C\{\dot{x}\} + K\{x\} = -M\{I\}\ddot{x}_r \quad (1.78)$$

Où

M, C, L : sont respectivement, les matrices, de masse, amortissement et rigidité

$\{\ddot{x}\}$, $\{\dot{x}\}$, $\{x\}$: sont respectivement, les vecteurs des valeurs relatives de, l'accélération, la vitesse et le déplacement, $\{\ddot{x}_r\}$, accélération à la base du dépôt de sol et $\{I\}$ est un vecteur unitaire.

La réponse du sol est obtenue à partir d'un modèle constitutif qui décrit le comportement cyclique du sol. L'équation de l'équilibre dynamique, équation (1.78), est résolue numériquement à chaque pas de temps en utilisant un algorithme d'intégration temporelle tel que Newmark-beta (Newmark, 1959). La colonne de sol est discrétisée avec un nombre fini de couches avec masses concentrées à leurs interfaces sous forme d'un système dynamique à plusieurs degrés de liberté (Kramer, 1996 ; Idriss et Seed, 1968). Pour une intégration pas à pas dans le temps, chaque couche est représentée par une masse, un ressort non linéaire et un amortisseur qui modélise l'amortissement visqueux. La matrice des masses est construite en prenant de part et d'autre de l'inter-couche, la moitié de deux couches consécutives. La matrice de rigidité est mise à jour à chaque pas de temps pour tenir compte de la non linéarité du sol. La figure suivante, présente un modèle schématique d'une colonne de sol discrétisée pour une propagation unidimensionnelle de l'onde de cisaillement (Hashash et al., 2010).

Geradin et Rixen (2014), ont présenté une méthode pour résoudre l'équation d'équilibre dynamique dans le cas non linéaire. Cette méthode est basée sur une double itération, une itération induite par le schéma de Newmark- β (Newmark, 1959) pour l'intégration de l'équation du mouvement pas à pas, et une deuxième itération en utilisant l'algorithme de Newton-Raphson pour satisfaire l'équilibre dynamique à chaque pas d'intégration. L'équation d'équilibre dynamique est écrite sous la forme :

$$\begin{cases} M\ddot{x} + f(\dot{x}, x) = p(t) \\ x_0, \dot{x}_0 \text{ données} \end{cases} \quad (1.79)$$

L'expression $f(\dot{x}, x)$ représente les forces internes, et est donnée par :

$$f(\dot{x}, x) = C\dot{x} + Kx \quad (1.80)$$

Dans un schéma implicite, les déplacements, vitesses et accélérations sont liés par l'opérateur d'intégration, et l'équation du mouvement peut être réécrite sous la forme suivante :

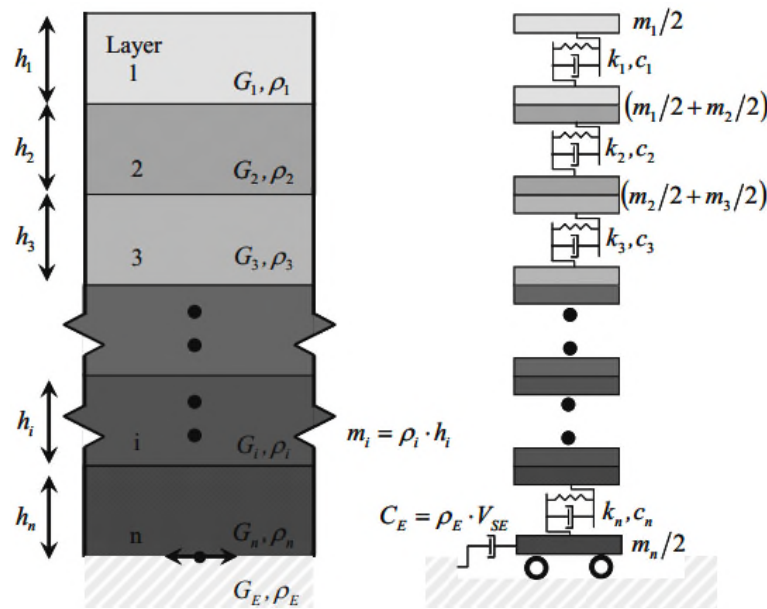


Figure 2.30: Colonne de sol à plusieurs couches et système dynamique équivalent à plusieurs degrés de liberté (Tiré de Hashash et al., 2010)

$$r(x) = M\ddot{x} + f(\dot{x}, x) - p(t) = 0 \tag{1.81}$$

Où r est un vecteur résiduel. Les relations d'intégration temporelle de Newmark peuvent être illustrées de la manière suivante:

$$\ddot{x}_{n+1} = \frac{1}{\beta h^2} (x_{n+1} - x_{n+1}^*) \tag{1.82}$$

$$\dot{x}_{n+1} = \dot{x}_{n+1}^* + \frac{\gamma}{\beta h} (x_{n+1} - x_{n+1}^*) \tag{1.83}$$

Les prédicteurs, \dot{x}_{n+1}^* et x_{n+1}^* sont donnés par :

$$\dot{x}_{n+1}^* = \dot{x}_n + (1 - \gamma)h\ddot{x}_n \tag{1.84}$$

$$x_{n+1}^* = x_n + h\dot{x}_n + \left(\frac{1}{2} - \beta\right) h^2\ddot{x}_n \tag{1.85}$$

En substituant (1.82) et (1.83) dans (1.81), l'équation résiduelle sera uniquement exprimée en fonction x_{n+1} :

$$r(x_{n+1}) = 0 \tag{1.86}$$

En notant x_{n+1}^k , une approximation de x_{n+1} résultant de la $k^{\text{ème}}$ itération. Dans le voisinage de cette valeur, l'équation résiduelle peut être remplacée par une expression linéaire telle que :

$$r_L(x_{n+1}^{k+1}) = r(x_{n+1}^k) + S(x_{n+1}^k)(x_{n+1}^{k+1} - x_{n+1}^k) \tag{1.87}$$

Où l'expression de S est donnée par :

$$S(x) = K^t + \frac{\gamma}{\beta h} C^t + \frac{1}{\beta h^2} M \tag{1.88}$$

Où K^t et C^t , sont les paramètres tangents

Le système non linéaire de l'équation (1.86), est alors résolu de manière itérative en utilisant l'algorithme de Newton-Raphson afin que l'équilibre dynamique soit satisfait à chaque pas d'intégration. A une itération k et un pas d'intégration $n+1$, les déplacements, vitesses et accélérations, sont corrigées de la manière suivante :

$$x_{n+1}^{k+1} = x_{n+1}^k + \Delta x^k \quad (1.89)$$

$$\dot{x}_{n+1}^{k+1} = \dot{x}_{n+1}^k + \Delta \dot{x}^k \quad (1.90)$$

$$\ddot{x}_{n+1}^{k+1} = \ddot{x}_{n+1}^k + \Delta \ddot{x}^k \quad (1.91)$$

Les corrections des déplacements sont calculées à partir de l'équation suivante :

$$S\Delta x^k = -r(x_{n+1}^k) \quad (1.92)$$

Les corrections des vitesses et accélérations sont données par :

$$\Delta \ddot{x}^k = \frac{1}{\beta h^2} \Delta x^k \quad (1.93)$$

$$\Delta \dot{x}^k = \frac{\gamma}{\beta h} \Delta x^k \quad (1.94)$$

1.5.3 Analyse linéaire équivalente

Une boucle hystérésis peut être décrite de deux manières, à l'aide par des paramètres qui décrivent sa forme générale ou bien avec le chemin actuel de la boucle elle-même. Généralement, les caractéristiques les plus importantes de la boucle hystérésis sont, sa largeur et son inclinaison. L'inclinaison de la boucle dépend de la rigidité du sol qui est décrite en différents points durant le processus de chargement par le module de cisaillement tangent, G_{tan} (Fig 1.31). Évidemment, G_{tan} , varie tout au long du cycle de chargement, mais sa valeur moyenne sur toute la boucle peut être approximée par le module de cisaillement sécant, G_{sec} (Kramer, 1996).

$$G_{sec} = \frac{\tau_c}{\gamma_c} \quad (1.95)$$

Où τ_c et γ_c sont les amplitudes de la contrainte et déformation de cisaillement respectivement. Ainsi, le module de cisaillement sécant décrit l'inclinaison générale de la boucle hystérésis. La largeur de la boucle est liée à son aire qui est une mesure de l'énergie dissipée, peut être interprétée par la fraction d'amortissement D définie dans la section 1.3 :

$$D = \frac{1}{4\pi} \frac{\Delta W}{W} = \frac{1}{2\pi} \frac{\Delta W}{G\gamma_a^2} \quad (1.96)$$

Le module de cisaillement sécant et la fraction d'amortissement, sont souvent définis comme les paramètres linéaires équivalents du sol. Alors, la non-linéarité hystérétique de la relation contrainte-déformation sous chargement cyclique peut être approximée par des propriétés linéaires équivalentes du sol. un module linéaire équivalent G , qui correspond au module sécant, et une fraction d'amortissement D , qui exprime la même énergie dissipée pendant un cycle de la boucle hystérésis.

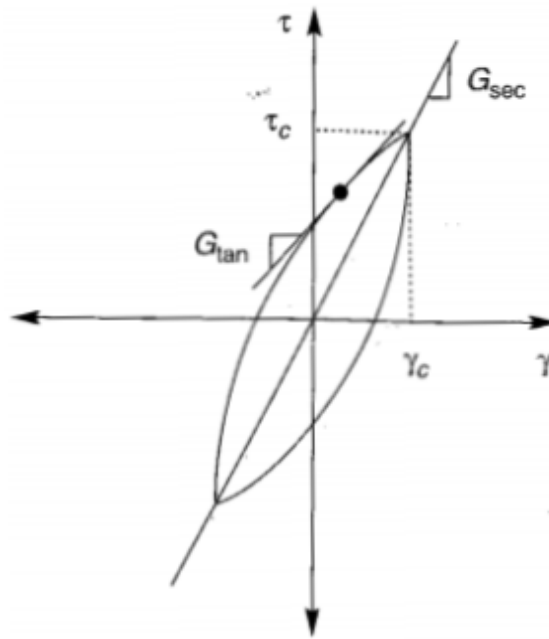


Figure 2.31: Module de cisaillement sécant et module de cisaillement tangent
(Tiré de Kramer, 1996)

Comme l'approche linéaire exige que G et D soient constants pour chaque couche, le problème qui se pose dans l'analyse linéaire équivalente, c'est comment fixer les valeurs de G et D pour qu'elles soient compatibles avec un niveau de déformation induite dans chaque couche. Vu que le niveau de déformation calculé dépend des valeurs des propriétés linéaires équivalentes, une procédure itérative est nécessaire afin de s'assurer de la compatibilité des propriétés utilisées dans l'analyse aux niveaux des déformations dans toutes les couches. En se référant à la figure 1.32, la procédure itérative peut être menée comme suit (Kramer, 1996):

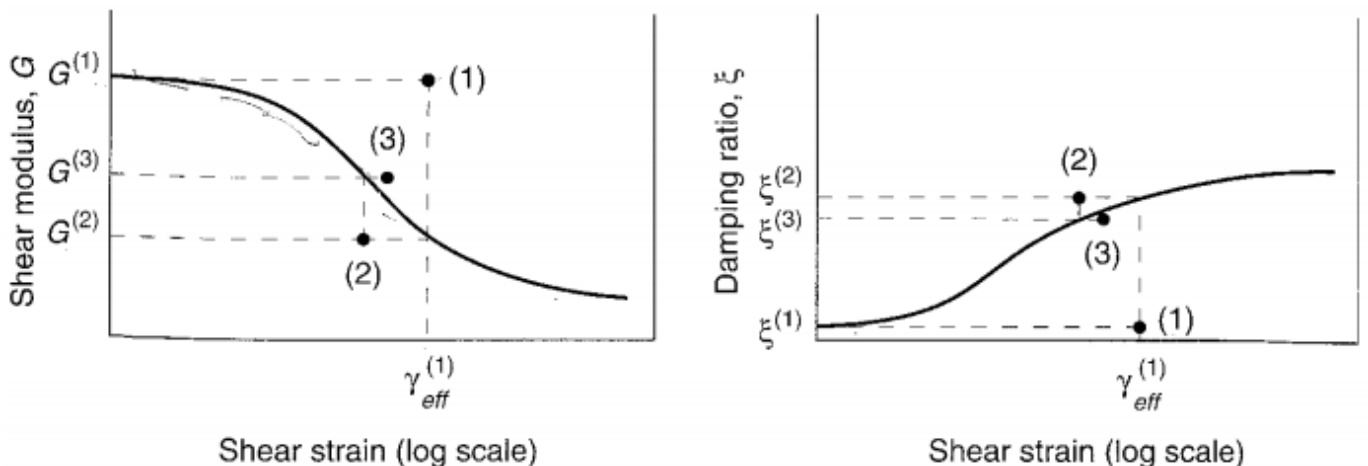


Figure 2.32: Procédure itérative dans l'analyse linéaire équivalente
(Tiré de Kramer, 1996)

Étape 1 : Estimation des paramètres linéaires équivalents du sol

Les valeurs initiales de G et D de chaque couche retenues pour l'analyse linéaire équivalente, sont le module de cisaillement $G_{\max(i)}$ et la fraction d'amortissement $D_{\max(i)}$ à petites déformations définies dans la section (1.3.3) (Kramer, 1996).

La déformation unitaire de référence $\gamma_{r(i)}$ est donnée par l'équation (1.25) en fonction du module de cisaillement maximal $G_{\max(i)}$ et la contrainte de cisaillement ultime $\tau_{ult(i)}$ pour chaque couche (Hardin et Drnevich).

Étape 2 : Choix du nombre de couches de sol pour l'analyse

La solution de l'analyse linéaire équivalente à masses concentrées dépend du nombre de couches utilisées dans l'analyse. Afin de pouvoir choisir un nombre de couches N raisonnable avec une précision tolérée, Idriss et Seed (1968) ont proposé le graphe présenté sur la figure 1.33, où ERS est le pourcentage d'erreur dans l'analyse à masses concentrées. L'utilisation de cette figure peut être expliquée comme suit :

- Le dépôt de sol est divisé en plusieurs couches de propriétés uniformes, la période fondamentale de chaque couche est exprimée par :

$$(T_1)_i = \frac{4h_i}{\sqrt{\frac{G_{\max(i)}}{\rho_i}}} \quad (1.97)$$

Où h_i est l'épaisseur de la $i^{\text{ème}}$ couche, $G_{\max(i)}$, est son module de cisaillement maximal et ρ_i , sa masse volumique.

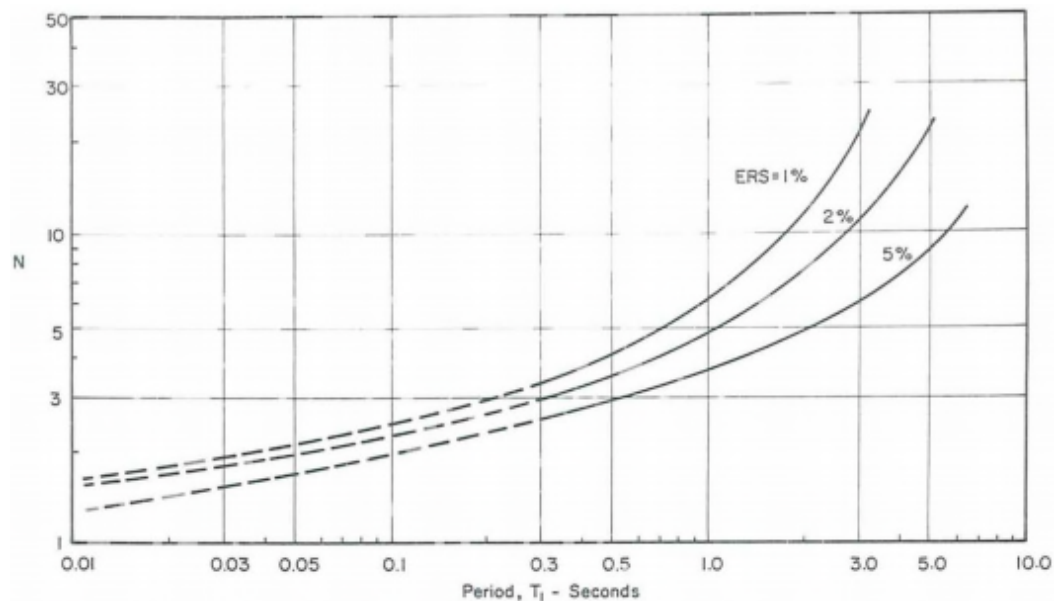


Figure 2.33: Procédure itérative dans l'analyse linéaire équivalente

(Tiré de Idriss et Seed, 1968)

- En utilisant la valeur de $(T_1)_i$ pour une valeur donnée de ERS, le nombre de sous-couches N_i peut être directement tiré de la figure 1.3.3. Ce nombre divise la $i^{\text{ème}}$ couche en N_i sous-couches. Le nombre total de couches à utiliser dans l'analyse est exprimée par :

$$N = \sum N_i \quad (1.98)$$

Pour la stabilité de la solution de l'analyse linéaire équivalente, Idriss et Seed (1968) ont suggéré les conditions suivantes :

- Pour une solution pas à pas (Berg et Housner, 1961 ; Wilson et Clough, 1962) :

$$T_{NN} \geq 2\Delta t \quad (1.99)$$

Où T_{NN} est la période fondamentale la plus petite.

- Pour une solution itérative de Newmark-beta (Newmark, 1959) :

$$T_{NN} \geq 5\Delta t \quad (1.100)$$

Étape 3 : Construction des matrices de masse, de rigidité et d'amortissement

Ces matrices sont construites en considérant un comportement linéaire élastique du sol. La procédure de leur évaluation est présentée dans la section (1.5.3.1).

Étape 4 : Calcul de la réponse dynamique du dépôt de sol

L'évaluation de la réponse dynamique consiste à résoudre l'équation dynamique d'équilibre (Eq 1.101) qui gouverne le mouvement du dépôt de sol en considérant un comportement linéaire élastique :

$$[m]\{\ddot{x}\} + [c]\{\dot{x}\} + [k]\{x\} = F(t) \quad (1.101)$$

Où

$[m]$, $[c]$, $[k]$: sont respectivement, les matrices, de masse, amortissement et rigidité

$\{\ddot{x}\}$, $\{\dot{x}\}$, $\{x\}$: sont respectivement, les vecteurs des valeurs relatives de, l'accélération, la vitesse et le déplacement, $F(t)$, est l'excitation dynamique appliquée (ou force d'inertie pour le cas sismique, Eq 1.78).

Les méthodes de résolution de cette équation sont présentées dans la section (1.5.3.2).

Étape 5 : Calcul des déformations de cisaillement effectives

Les déformations de cisaillement effectives $\gamma_{\text{eff}(i)}$ pour chaque couche i , sont déterminées en fonction de la déformation maximale de cisaillement $\gamma_{\text{max}(i)}$ de la manière suivante ;

$$\gamma_{\text{eff}(i)} = R_\gamma \gamma_{\text{max}(i)} \quad (1.102)$$

Où R_γ , est le rapport de la déformation en cisaillement effective et la déformation en cisaillement maximale. R_γ , dépend de la magnitude (M) du séisme (Idriss et Sun, 1992) et est donné par :

$$R_\gamma = \frac{M-1}{10} \quad (1.103)$$

La déformation en cisaillement maximale pour une couche i , est donnée par :

$$\gamma_{\max(i)} = \frac{|x_i(t) - x_{i-1}(t)|_{\max}}{h_i} \quad (1.104)$$

Où h_i , est l'épaisseur de la couche i .

Étape 6 : *Mise à jour de la rigidité et de la fraction d'amortissement effectifs*

En fonction des déformations de cisaillement effectives $\gamma_{\text{eff}(i)}$, on calcule les nouvelles valeurs, de la rigidité effective $G^{(j+1)}$, et de l'amortissement effectif $D^{(j+1)}$ pour l'itération $(j+1)$ en utilisant un des modèles hyperboliques exposés dans la section 1.4.

Étape 7 : *Reprise de la procédure itérative*

Les étapes de 2 à 6, sont répétées jusqu'à ce que la différence entre les valeurs de G et D pour deux itérations successives convergent vers une valeur prédéterminée. D'après Schnabel et al. (1972), la convergence n'est pas absolument garantie, mais une différence de 5 à 10% atteinte dans 3 à 5 itérations est acceptable. Le sommaire de cette analyse est présenté sur la figure 1.34.

1.5.3.1 Matrices de masse, rigidité et d'amortissement

La colonne de sol est discrétisée avec un nombre fini de couches (Fig 1.30) avec masses concentrées à leurs interfaces sous forme d'un système dynamique à plusieurs degrés de liberté (Kramer, 1996 ; Idriss et Seed, 1968). Chaque couche est représentée par une masse, un ressort linéaire qui résiste aux déformations latérales et un amortisseur qui modélise l'amortissement visqueux. La matrice des masses est construite en prenant de part et d'autre de l'inter-couche, la moitié de deux couches consécutives.

a)- Matrice de masses

En considérant une colonne de sol de largeur et longueur unitaires, les masses des différentes couches sont déterminées par les relations suivantes :

$$m_1 = \frac{\rho_1 h_1}{2} \quad (1.105)$$

$$m_i = \frac{(\rho_{i-1} h_{i-1} + \rho_i h_i)}{2} \quad i=1,2,\dots,N \quad (1.106)$$

Où m_i , est la masse élémentaire de la couche i , ρ_i , est sa masse volumique.

La matrice des masses M , est une matrice diagonale ayant la forme suivante :

$$[m] = \begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 & \dots & 0 \\ 0 & m_2 & 0 & \dots & 0 \\ 0 & 0 & m_3 & \dots & 0 \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ 0 & 0 & 0 & \dots & m_N \end{bmatrix}_{N \times N} \quad (1.107)$$

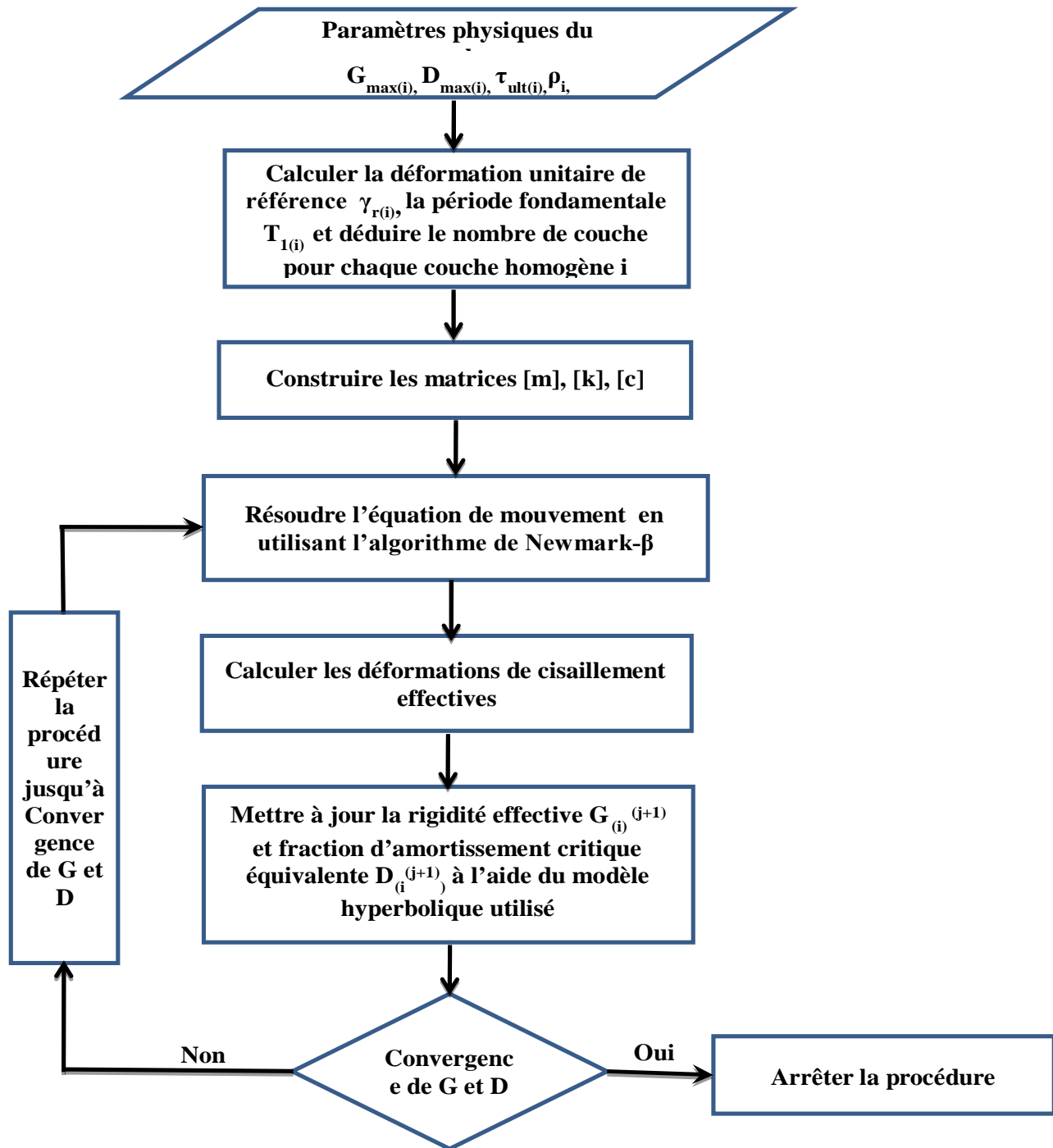


Figure 2.34: Sommaire de l'analyse linéaire équivalente

b)- Matrice de rigidités

Quand une couche i du sol est soumise à une force horizontale, celle-ci, donne naissance à une déformation horizontale x_i (Fig 1.34). Cette force est exprimée par :

$$F_i = \tau_i = G_i \gamma_i = \frac{G_i}{h_i} x_i \quad (1.108)$$

Où τ_i : contrainte de cisaillement dans la couche de i , γ_i : sa déformation unitaire en cisaillement et G_i : son module de cisaillement.

Comme la rigidité élémentaire d'un degré de liberté i , est définie comme étant la force qu'il faut appliquer à ce même degré de liberté pour produire un déplacement unitaire tout en maintenant les autres degrés de liberté bloqués, alors le coefficient de rigidité k_i d'une couche i peut être exprimé par :

$$k_i = \frac{G_i}{h_i} \quad (1.109)$$

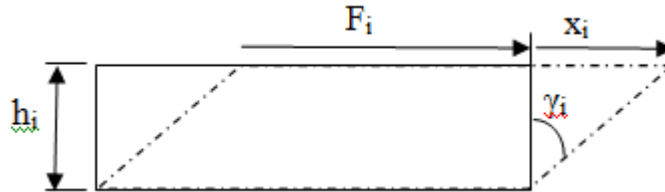


Figure 2.35: Déformation en cisaillement d'une couche de sol

La matrice de rigidité, est une matrice tridiagonale et symétrique construite à partir des coefficients de rigidité élémentaires sous la forme suivante :

$$[k] = \begin{bmatrix} k_1 & -k_1 & 0 & \dots & 0 \\ -k_1 & k_1 + k_2 & -k_2 & \dots & 0 \\ 0 & -k_2 & k_2 + k_3 & \dots & 0 \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ 0 & 0 & 0 & \dots & -k_{N-1} \\ 0 & 0 & 0 & -k_{N-1} & k_{N-1} + k_N \end{bmatrix}_{N \times N} \quad (1.110)$$

c)- Matrice d'amortissement

Dans cette section, nous développons deux procédures pour construire une matrice d'amortissement classique pour un dépôt de sol à partir de rapports d'amortissement modaux. Ces deux procédures sont présentées dans les trois sous-sections suivantes.

- Amortissement de Rayleigh

L'amortissement visqueux est souvent supposé proportionnel à la masse et à la rigidité du système. Cette formulation d'amortissement, proposée à l'origine par Rayleigh et Lindsay (1945), prend en compte la matrice d'amortissement visqueuse $[c]$ comme suit:

$$[c] = a_0[m] + a_1[k] \quad (1.111)$$

Où a_0 et a_1 sont appelés coefficients de l'amortissement de Rayleigh.

La fraction d'amortissement pour le n^{eme} mode est donnée par :

$$D_n = \frac{a_0}{2} \frac{1}{\omega_n} + \frac{a_1}{2} \omega_n \quad (1.112)$$

Maintenant, il est évident que les deux coefficients de l'amortissement de Rayleigh, a_0 et a_1 , peuvent être évalués par la solution d'une paire d'équations simultanées si les fractions d'amortissement D_m et D_n associés à deux fréquences spécifiques (modes) ω_m , ω_n sont connus. En écrivant l'équation (1.112) pour chacun des modes m et n , on aura (Chopra, 2007):

$$\begin{pmatrix} D_m \\ D_n \end{pmatrix} = \frac{1}{2} \begin{bmatrix} \frac{1}{\omega_m} & \omega_m \\ \frac{1}{\omega_n} & \omega_n \end{bmatrix} \begin{pmatrix} a_0 \\ a_1 \end{pmatrix} \quad (1.113)$$

Ainsi, les coefficients a_0 et a_1 peuvent être exprimés par :

$$\begin{pmatrix} a_0 \\ a_1 \end{pmatrix} = \frac{2\omega_m\omega_n}{\omega_n^2 - \omega_m^2} \begin{bmatrix} \omega_n & -\omega_m \\ -\frac{1}{\omega_n} & \frac{1}{\omega_m} \end{bmatrix} \begin{pmatrix} D_m \\ D_n \end{pmatrix} \quad (1.114)$$

Si les deux modes sont supposés avoir la même fraction d'amortissement, l'expression de a_0 et a_1 devient :

$$\begin{pmatrix} a_0 \\ a_1 \end{pmatrix} = \frac{2D}{\omega_n + \omega_m} \begin{pmatrix} \omega_m\omega_n \\ 1 \end{pmatrix} \quad (1.115)$$

Après l'évaluation de ces coefficients, la matrice d'amortissement qui donne les valeurs requises des amortissements pour les fréquences spécifiées, est donnée par l'équation (1.111).

Pour une application pratique de cette procédure, il est recommandé que la valeur de ω_m soit celle qui représente le mode fondamental de vibration pour un système à plusieurs degrés de liberté, et que ω_n soit choisie parmi les fréquences les plus élevées des modes qui contribuent de manière significative à la réponse dynamique. La variation de la fraction d'amortissement modale en fonction de la fréquence naturelle est présentée sur la figure suivante (Chopra, 2007):

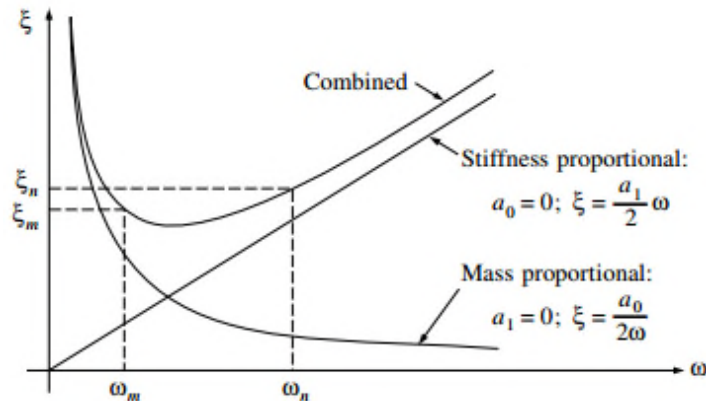


Figure 2.36: Relation entre la fraction d'amortissement et la fréquence naturelle

(Tiré de Chopra, 2007)

- Amortissement de Caughey (Amortissement de Rayleigh étendue)

Les matrices de masse et de rigidité utilisées pour formuler l'amortissement de Rayleigh ne sont pas les seules matrices auxquelles s'appliquent les conditions d'orthogonalité en forme de mode de vibration

libre ; par conséquent la matrice d'amortissement de Rayleigh peut être construite par plusieurs autres combinaisons à partir des matrices de masse et de rigidité de la manière suivante :

$$c = m \sum_b a_b [m^{-1}k]^b \tag{1.116}$$

Où a_b est arbitrairement choisi. Pour $b=0$ et $b=1$, on retrouve l'équation (1.111). En utilisant des termes supplémentaires de la série, on peut construire une matrice d'amortissement proportionnelle qui donne la fraction d'amortissement D_n qui correspond à une fréquence spécifiée ω_n pour autant de fréquences qu'il y a de termes dans la série de l'équation (1.116). Les fractions d'amortissement D_n sont données par :

$$D_n = \frac{1}{2\omega_n} \sum_b a_b \omega_n^{2b} \tag{1.117}$$

L'équation (1.112), permet d'évaluer les constantes a_b qui donnent les fractions d'amortissement désirées pour des valeurs spécifiées des fréquences modales. Par exemple, pour déterminer les coefficients qui donnent des fractions d'amortissement pour les quatre modes de fréquences $\omega_m, \omega_n, \omega_o, \omega_p$, on peut déduire les relations suivantes de l'équation (1.117) en prenant pour b , les valeurs, 0,1,2 et 3.

$$\begin{pmatrix} D_m \\ D_n \\ D_o \\ D_p \end{pmatrix} = \frac{1}{2} \begin{bmatrix} \frac{1}{\omega_m^2} & \frac{1}{\omega_m} & \omega_m & \omega_m^3 \\ \frac{1}{\omega_n^2} & \frac{1}{\omega_n} & \omega_n & \omega_n^3 \\ \frac{1}{\omega_o^2} & \frac{1}{\omega_o} & \omega_o & \omega_o^3 \\ \frac{1}{\omega_p^2} & \frac{1}{\omega_p} & \omega_p & \omega_p^3 \end{bmatrix} \begin{pmatrix} a_0 \\ a_1 \\ a_2 \\ a_3 \end{pmatrix} \tag{1.118}$$

Après l'évaluation des coefficients a_b , la matrice d'amortissement peut être déduite par la superposition de quatre matrices dont chacune correspond à une valeur de b . l'illustration graphique de ces résultats est présentée sur la figure suivante :

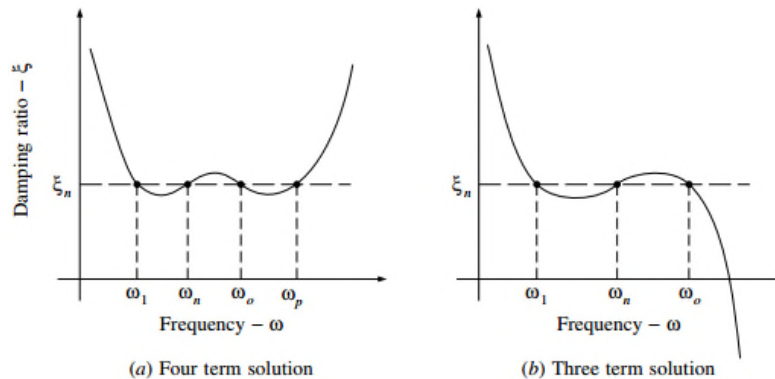


Figure 2.37: Amortissement étendue de Rayleigh
(Tiré de Chopra, 2007)

- Amortissement modal

Il est également possible à partir de la donnée des amortissements modaux de construire directement la matrice d'amortissement associée. Soit $[c]$ cette matrice et $[A]$ la matrice d'ordre N constituée des N vecteurs modaux :

$$[A] = [A^{(1)}, A^{(2)}, \dots, A^{(N)}] \quad (1.119)$$

La matrice $[c]$ doit satisfaire la relation :

$$[A]^T [c] [A] = [\emptyset] \quad (1.120)$$

Dans laquelle la matrice $[\emptyset]$ est une matrice diagonale ayant la structure suivante :

$$[\emptyset] = \begin{bmatrix} c_1 & & \dots & & 0 \\ & \ddots & & & \\ \vdots & & c_j & & \vdots \\ & & & \ddots & \\ 0 & & \dots & & c_N \end{bmatrix} \quad (1.121)$$

Dont le i^{eme} élément de la diagonale est égal à l'amortissement modal généralisé :

$$c_i = 2\zeta_i M_i \omega_i \quad (1.122)$$

Où

M_j : masse généralisée du mode j

ζ_j : fraction d'amortissement généralisé du mode j

ω_j : pulsation propre généralisée du mode j

c_j : coefficient d'amortissement généralisé du mode j

Ces termes sont définis dans la section suivante.

L'inversion de la relation (1.120) fournit l'expression de la matrice $[c]$:

$$[c] = [[A]^T]^{-1} [\emptyset] [A]^{-1} \quad (1.123)$$

Le calcul de $[c]$ par la relation (1.123) nécessite l'inversion de deux matrices d'ordre N , de plus $[c]$ est symétrique mais pleine ce qui n'est pas efficace d'un point de vue numérique. En utilisant les conditions d'orthogonalité, on peut écrire :

$$[A]^T [m] [A] = M \quad (1.124)$$

Où M est la matrice diagonale des masses modales généralisées.

À partir de (1.124), on peut écrire :

$$[A]^{-1} = M^{-1} [A]^T [m] \quad (1.125)$$

$$([A]^T)^{-1} = [m] [A] M^{-1} \quad (1.126)$$

Comme M , est une matrice diagonale des masses modales généralisées, M_i , M^{-1} , est aussi une matrice diagonale dont les éléments diagonaux sont égaux à $1/M_i$, ainsi $[A]^{-1}$ et $([A]^T)^{-1}$, peuvent être calculés à partir des équations (1.125) et (1.126). en substituant (1.125) et (1.126) dans (1.123), on aura :

$$[c] = ([m][A]M^{-1})[\emptyset](M^{-1}[A]^T[m]) \quad (1.127)$$

Puisque M et Φ sont des matrices diagonales, la relation (1.127) peut être exprimée par :

$$[c] = [m] \left(\sum_{i=1}^N \frac{2\xi_i \omega_i}{M_i} \phi_i \phi_i^T \right) [m] \quad (1.128)$$

Le $i^{\text{ème}}$ terme dans cette sommation, est la contribution du $i^{\text{ème}}$ mode avec son rapport d'amortissement ζ_i à la matrice d'amortissement $[c]$. il est raisonnable de ne considérer dans la relation (1.128) que les n premiers modes qui devraient contribuer de manière significative à la réponse dynamique.

1.5.3.2 Résolution de l'équation d'équilibre dynamique

En appliquant le principe d'Alembert pour l'équilibre dynamique, l'équation du mouvement peut être représentée par l'équation (1.101) définie dans la section 1.5.3 comme suit :

$$[m]\{\ddot{x}\} + [c]\{\dot{x}\} + [k]\{x\} = F(t)$$

Dans le cas d'une excitation sismique, la force d'excitation $F(t)$ peut être remplacée par la force d'inertie induite par le séisme (Eq 1.78). dans ce qui suit, on va présenter trois méthodes pour la résolution de cette équation.

a)- Méthode de superposition modale

Dans une analyse modale, le vecteur déplacement total $\{x\}$, est calculé comme étant la somme du produit du vecteur modale A_i et l'amplitude modale u_i :

$$\{x\} = A_1 u_1 + A_2 u_2 + \dots + A_N u_N = \sum_{i=1}^N A_i u_i \quad (1.129)$$

Ou sous forme matricielle :

$$\{x\} = [A]\{u\} \quad (1.130)$$

Dans cette équation, il est apparent que la matrice modale $[A]$ sert à transformer les coordonnées généralisées u en coordonnées géométriques x . les composantes généralisées dans le vecteur u , sont appelées coordonnées normales du système.

- Fréquences propres et modes propres

La formulation générale de l'équation différentielle qui gouverne les vibrations libres non amorties d'un système à plusieurs degrés de liberté, est définie par ;

$$[m]\{\ddot{x}\} + [k]\{x\} = \{0\} \quad (1.131)$$

Si le système n'est pas amorti, il n'y a pas de mécanismes dissipatifs et on s'attend à ce que les vibrations libres décrites par la solution de l'équation (1.131) soient périodiques. Cette supposition présume que la solution de cette équation peut être écrite sous la forme suivante:

$$\{x\} = \{A\}e^{i\omega t} \quad (1.132)$$

Où ω , est la fréquence circulaire (pulsation) de vibration, et $\{A\}$ est un vecteur modal.

En substituant (1.132) dans (1.131), on aura :

$$(-\omega^2[m] + [k])\{A\}e^{i\omega t} = \{0\} \quad (1.133)$$

Comme $e^{i\omega t}$, est différent de zéro quelle que soit la valeur de t , on aura donc :

$$(-\omega^2[m] + [k])\{A\} = \{0\} \quad (1.134)$$

Pour que le système ait des solutions non nulles il faut que :

$$\det(-\omega^2[m] + [k]) = 0 \quad (1.135)$$

L'équation (1.135) s'appelle, équation caractéristique du système à plusieurs degrés de liberté. L'expansion du déterminant donne une expression polynomiale du $N^{\text{ième}}$ degré. Par conséquent, on a un ensemble de N solutions ($\omega_1^2, \omega_2^2, \dots, \omega_N^2$), chacune représentant un mode de vibration possible. Ces solutions sont appelées, valeurs propres du système.

La fréquence est définie par :

$$f_i = \frac{\omega_i}{2\pi} \quad (1.136)$$

La plus petite fréquence correspond au premier mode de vibration, la suivante, au deuxième mode, etc.

Il convient également de noter que le système résultant de la substitution d'une fréquence donnée, ω_i dans l'équation (1.134), est homogène avec des équations linéairement dépendantes et donc indéterminées. Cela signifie qu'il est impossible de déterminer les amplitudes de chaque degré de liberté dans la forme de vibration correspondante en recourant simplement à l'équation (1.134). Seuls les rapports entre ces amplitudes peuvent être établis. Alors, il ya lieu de normaliser les vecteurs afin que la plus grande valeur correspond à l'unité. Une autre façon est d'assigner la même valeur à un degré de liberté donné dans chaque vecteur propre. Le système possède N vecteurs propres associés aux valeurs propres et sont appelés modes propres du système. On définit ainsi la matrice modale $[A]$ comme une matrice dont chaque colonne représente un mode de vibration.

$$[A] = [(A^{(1)}) (A^{(2)}) \dots (A^{(N)})] \quad (1.137)$$

Les modes de vibrations sont orthogonaux par rapport aux matrices de masses et de rigidités :

$$(A^{(i)})^T [m] (A^{(j)}) = 0 \quad (1.138)$$

$$(A^{(i)})^T [k] (A^{(j)}) = 0 \quad (1.139)$$

- Décomposition modale

Il est maintenant intéressant d'examiner les conditions dans lesquelles cette transformation de coordonnées normales (Eq 1.130) servira également à découpler le système équations différentielles couplées de l'équation (1.101). en substituant l'équation (1.130) dans (1.101) et en pré-multipliant par la transposée du $i^{\text{ème}}$ vecteur propre, on aura :

$$\{A\}_i^T [m][A]\{\ddot{x}\} + \{A\}_i^T [c][A]\{\dot{x}\} + \{A\}_i^T [k][A]\{x\} = \{A\}_i^T F(t) \quad (1.140)$$

À l'exception du $i^{\text{ème}}$ mode, tous les composants relatifs aux termes de masse et rigidité seront nuls. Une réduction similaire s'appliquera à l'expression d'amortissement si l'on suppose que la condition d'orthogonalité correspondante s'applique à la matrice d'amortissement; c'est-à-dire :

$$(A^{(i)})^T [c](A^{(j)}) = 0 \quad (1.141)$$

Ainsi, le système d'équations différentielles élémentaires découplées est décrit par :

$$M_i \ddot{u}_i + C_i \dot{u}_i + K_i u_i = P_i(t) \quad (1.142)$$

Où M_i , C_i , K_i et P_i sont respectivement, masse, coefficient d'amortissement, rigidité et charge généralisés du mode i , et sont donnés par :

$$M_i = (A^{(i)})^T [m](A^{(i)}) \quad (1.143)$$

$$C_i = (A^{(i)})^T [c](A^{(i)}) \quad (1.144)$$

$$K_i = (A^{(i)})^T [k](A^{(i)}) \quad (1.145)$$

$$P_i = (A^{(i)})^T (F(t)) \quad (1.146)$$

La pulsation propre du mode i est donnée par :

$$\omega_i^2 = \frac{K_i}{M_i} \quad (1.147)$$

La fraction d'amortissement critique du mode i est donnée par :

$$\zeta_i = \frac{C_i}{2\omega_i M_i} \quad (1.148)$$

La pulsation amortie du mode i est donnée par :

$$\omega_{d_i} = \omega_i \sqrt{1 - \zeta_i^2} \quad (1.149)$$

La relation (1.142) représente l'équation d'équilibre d'un oscillateur simple pour chaque mode i dont la solution peut être obtenue par intégration numérique à l'aide d'un algorithme spécifique tel que celui de Newmark-Beta (Newmark, 1959).

La réponse d'un mode spécifique est donnée par :

$$(x(t))_i = \sum_{j=1}^{N_m} A_i^{(j)} u_j(t) \quad (1.150)$$

b)- Méthode Newmark- β

En 1959, Newmark (1959) a proposé une formule d'intégration pas à pas directement applicable pour l'intégration temporelle des équations différentielles de second ordre de la dynamique des structures telle que l'équation (1.101). Cette méthode est l'un des schémas temporels implicites les plus utilisés dans le domaine de la dynamique des structures. Elle a été discutée dans plusieurs manuels, tel que (Chopra, 2007). L'application de ce schéma est illustrée comme suit :

On a à résoudre l'équation :

$$M\ddot{x}_{t+\Delta t} + C\dot{x}_{t+\Delta t} + Kx_{t+\Delta t} = F_{t+\Delta t} \quad (1.151)$$

Où

M, C, K : représentent respectivement les matrices masse, amortissement et rigidité.

$\ddot{x}_{t+\Delta t}$, $\dot{x}_{t+\Delta t}$, $x_{t+\Delta t}$: Sont respectivement, les vecteurs, accélération, vitesse et déplacement à l'instant $t+\Delta t$.

Les relations de Newmark sont définies par :

$$x_{t+\Delta t} = x_t + \Delta t\dot{x}_t + \frac{\Delta t^2}{2} [(1 - 2\beta)\ddot{x}_t + 2\beta\ddot{x}_{t+\Delta t}] \quad (1.152)$$

$$\dot{x}_{t+\Delta t} = \dot{x}_t + \Delta t[(1 - \gamma)\ddot{x}_t + \gamma\ddot{x}_{t+\Delta t}] \quad (1.153)$$

Les paramètres γ et β conditionnent la stabilité et la précision de l'algorithme. En particulier la stabilité inconditionnelle de l'algorithme est obtenue pour $2\beta \geq \gamma \geq 1/2$.

Sur le tableau suivant, on présente un résumé des conditions de stabilité de la méthode de Newmark.

Conditions de stabilité		Pas de temps critique
Inconditionnelle	$\beta \geq 0.25$ $\gamma \geq 0.5$	$\Delta t_c = \infty$
Conditionnelle	$\beta \leq \gamma/2$ $\gamma \geq 0.5$	$\Delta t_c \leq \frac{T_{min}}{2\pi \sqrt{\frac{\gamma}{2} - \beta}}$

Tableau 1.6 Conditions de stabilité de la méthode de Newmark

Des choix particuliers de γ et β permettent de retrouver des schémas d'intégration connus :

Pour $\gamma=0.5$ et $\beta=0.25$ on retrouve la méthode de l'accélération moyenne constante.

Pour $\gamma=0.5$ et $\beta=1/6$ on retrouve la méthode de l'accélération linéaire.

Pour $\gamma=0.5$ et $\beta=0$ on retrouve la méthode des différences centrées.

La méthode la plus couramment utilisée est celle de l'accélération moyenne constante ($\gamma=0.5$ et $\beta=0.25$).

Supposons que l'équation (1.151) est linéaire, c'est-à-dire, les matrices M, C et K sont indépendantes de x, et introduisons le schéma numérique des relations (1.152) et (1.153) dans l'équation (1.151) à l'instant $t+\Delta t$:

$$[M + \gamma\Delta tC + \beta\Delta t^2K]\ddot{x}_{t+\Delta t} = F_{t+\Delta t} - C(\dot{x}_t + \Delta t(1 - \gamma)\ddot{x}_t) - K\left(x_t + \Delta t\dot{x}_t + \frac{\Delta t^2}{2}(1 - 2\beta)\ddot{x}_t\right) \quad (1.154)$$

Si on définit des prédicteurs, $\bar{x}_{t+\Delta t}$ et $\bar{\dot{x}}_{t+\Delta t}$ qui sont les données à l'instant t :

$$\bar{x}_{t+\Delta t} = x_t + \Delta t\dot{x}_t + \frac{\Delta t^2}{2}(1 - 2\beta)\ddot{x}_t \quad (1.155)$$

$$\bar{\dot{x}}_{t+\Delta t} = \dot{x}_t + \Delta t(1 - \gamma)\ddot{x}_t \quad (1.156)$$

On écrit l'équation (1.154) sous la forme :

$$[M + \gamma\Delta tC + \beta\Delta t^2K]\ddot{x}_{t+\Delta t} = F_{t+\Delta t} - C\bar{\dot{x}}_{t+\Delta t} - K\bar{x}_{t+\Delta t} \quad (1.157)$$

On se ramène enfin à résoudre un système de la forme : $A\ddot{x}_{t+\Delta t}=B$, où $\ddot{x}_{t+\Delta t}$ est l'inconnue et B et A sont connue ; $x_{t+\Delta t}$ et $\dot{x}_{t+\Delta t}$ sont alors calculés en ajoutant des corrections aux prédicteurs :

$$x_{t+\Delta t} = \bar{x}_{t+\Delta t} + \Delta t^2\beta\ddot{x}_{t+\Delta t} \quad (1.158)$$

$$\dot{x}_{t+\Delta t} = \bar{\dot{x}}_{t+\Delta t} + \Delta t\gamma\ddot{x}_{t+\Delta t} \quad (1.159)$$

Une fois le déplacement et la vitesse ($x_{t+\Delta t}$, $\dot{x}_{t+\Delta t}$) calculés, ils serviront comme valeurs de départ au pas d'intégration suivant pour le calcul de l'accélération ($\ddot{x}_{t+\Delta t}$).

Dans la méthode linéaire équivalente, le système est supposé linéaire à l'intérieur de l'intervalle Δt donc K et C sont constants et l'application de cet algorithme est directe, la matrice A et son inverse peuvent être déterminés une seule fois au début du calcul. Les accélérations initiales doivent donc être calculées à partir des conditions initiales sous la forme:

$$\ddot{x}_0 = M^{-1}[F_0 - C\dot{x}_0 - Kx_0] \quad (1.160)$$

1.6. Conclusion

Quand un dépôt de sol est soumis à une excitation sismique, et afin de mieux se rapprocher du comportement réel du sol, l'analyse est menée à grandes déformations, c'est-à-dire, en considérant un comportement non linéaire. À cet effet, deux approches peuvent être utilisées, une analyse complètement non linéaire ou une analyse linéaire équivalente. Dans la première, les propriétés du sol doivent être ajustées à l'aide d'un modèle non linéaire et l'équilibre dynamique doit être satisfait par incrémentation de l'équation de mouvement à l'aide de l'algorithme de Newton Raphson à chaque pas d'intégration suivant le schéma général de Newmark- β (Newmark, 1959), la deuxième, consiste à intégrer l'équation d'équilibre sur l'ensemble du domaine d'intégration en considérant un comportement linéaire élastique du sol en suivant un processus itératif à l'issue de chaque intégration qui consiste à ajuster les propriétés du sol à l'aide d'un modèle non linéaire à un niveau de déformation déterminé (Idriss et Sun, 1992) jusqu'à ce que le critère de convergence soit satisfait. À cet effet, l'inconvénient d'une analyse purement non linéaire s'exprime par un cout calculatoire très élevé, alors que l'avantage de l'analyse linéaire équivalente

se manifeste par un temps de calcul très réduit, du fait que la convergence peut être atteinte dans 5 à 7 itérations (Kramer, 1996).

Chapitre II

Estimation du potentiel de liquéfaction des sols

2.1 Introduction

La liquéfaction des dépôts de sols saturés est une cause majeure de la ruine des structures pendant les séismes. Le phénomène de liquéfaction a été profondément étudié depuis les tremblements de terre désastreux d'Alaska et Niigata en 1964 au Japon. Pendant un séisme, les contraintes et déformations imposées à un dépôt de sol peuvent lui causer une perte partielle ou totale de sa capacité portante. Si une couche de sol perd complètement sa capacité portante, on dit qu'elle s'est liquéfiée. Les sols susceptibles de se liquéfier sous chargement cyclique étant limoneux à sableux.

On peut simuler en laboratoire l'effet d'un tremblement de terre sur une couche de sol en appliquant un chargement cyclique sur des échantillons du sol en question (Fig 2.1). On a réalisé un grand nombre de ces essais au cours des 30 dernières années, de sorte que l'on comprend maintenant beaucoup mieux le phénomène de liquéfaction.

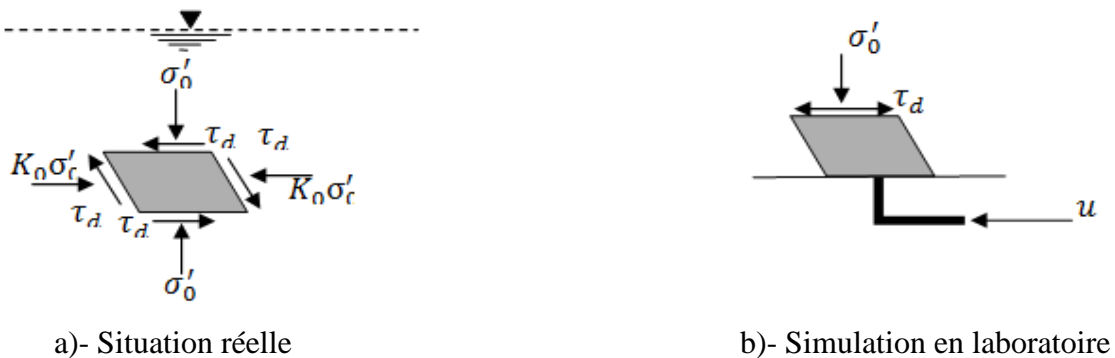


Figure 2.1: Simulation du phénomène de liquéfaction

Seed et Lee (1966) ont montré via une étude expérimentale que l'application des contraintes de cisaillement cycliques uniformes sur des échantillons de sable moyen à dense non drainés a généré des pressions interstitielles très élevées et une réduction significative de la contrainte effective qui ont conduit à la liquéfaction.

2.1.1 Facteurs influençant la résistance à la liquéfaction

Les facteurs influençant la résistance à la liquéfaction seront présentés en bref dans la section qui suit. Ils ont été regroupés selon quatre catégories soit : la nature du sol, l'état du sol, l'environnement et la nature de la sollicitation.

- Nature du sol

Le comportement des sols durant la liquéfaction varie en fonction de leur composition, géologie et historique. Wang (1979) a proposé une méthode basée sur quatre critères qui permet une identification

rapide des sols pouvant subir une liquéfaction en fonction de la nature du sol, ces critères nommés «Chinese criteria », sont illustrés comme suit :

Contenu en particules argileuses ($\leq 5 \mu\text{m}$)	$\leq 15 \%$
Limite de liquidité ($LL = wL$)	$\leq 35 \%$
Teneur en eau naturelle (wN)	$\geq 0.9 L_L$ (implique condition saturée)
Indice de liquidité (IL)	≤ 0.75

- *La granulométrie*

Une granulométrie peu étalée augmente généralement l'indice des vides et par conséquent, augmente le potentiel de liquéfaction, sur la figure 2.2, on présente le fuseau granulométrique pour les sols susceptibles à la liquéfaction proposé par Hunt (1986).

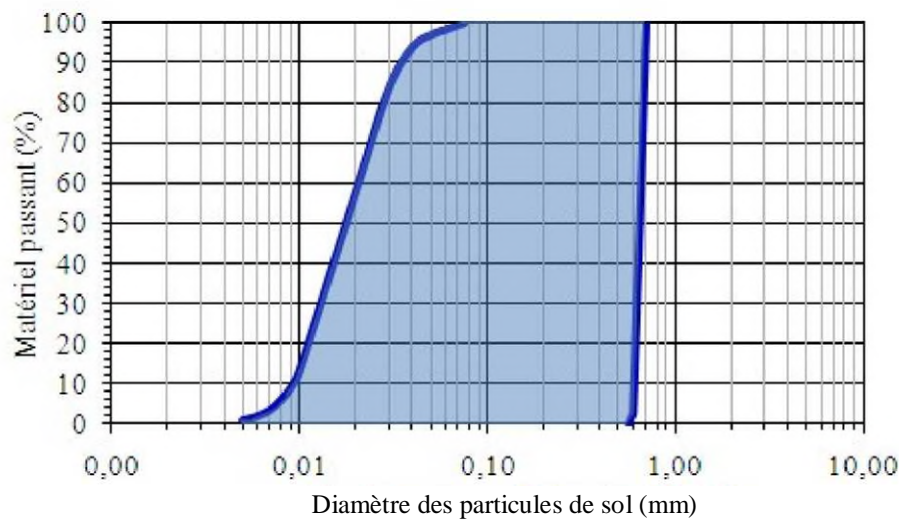


Figure 2.2: Éventail des granulométries pour les sols susceptibles à la liquéfaction
(adaptée par Hunt, 1986)

- *Pourcentage des fines*

Les effets du pourcentage des fines sur la liquéfaction ou la résistance au cisaillement des sols sableux ont été largement étudiés, des corrélations empiriques présentées par Seed et al. (1985) basées sur des études in situ montrent que la présence de fines augmente la résistance à la liquéfaction, ces résultats ont été confirmés par des études réalisées récemment basées sur des essais in situ et au laboratoires telle que (Ghahremani et Ghalandarzadeh, 2006; Cubrinovski et al., 2010; Thevanayagam, 1998; Amini and Qi, 2000; Muley et al., 2012).

- *État du sol et des contraintes*

Il est bien connu qu'une augmentation de la contrainte effective verticale diminue le rapport de résistance cyclique au cisaillement nécessaire pour provoquer la liquéfaction et augmente le potentiel de liquéfaction. Mulilis et al. (1975), Hynes et Olsen (1998) et Boulanger (2003) ont indiqué que le

rapport de résistance cyclique pourrait diminuer légèrement avec l'augmentation de la pression de confinement effective. Et Ils se sont entendu que plusieurs facteurs tels que la méthode de dépôt, l'histoire des contraintes et la densité peuvent affecter l'influence de la pression de confinement effective sur le CRR.

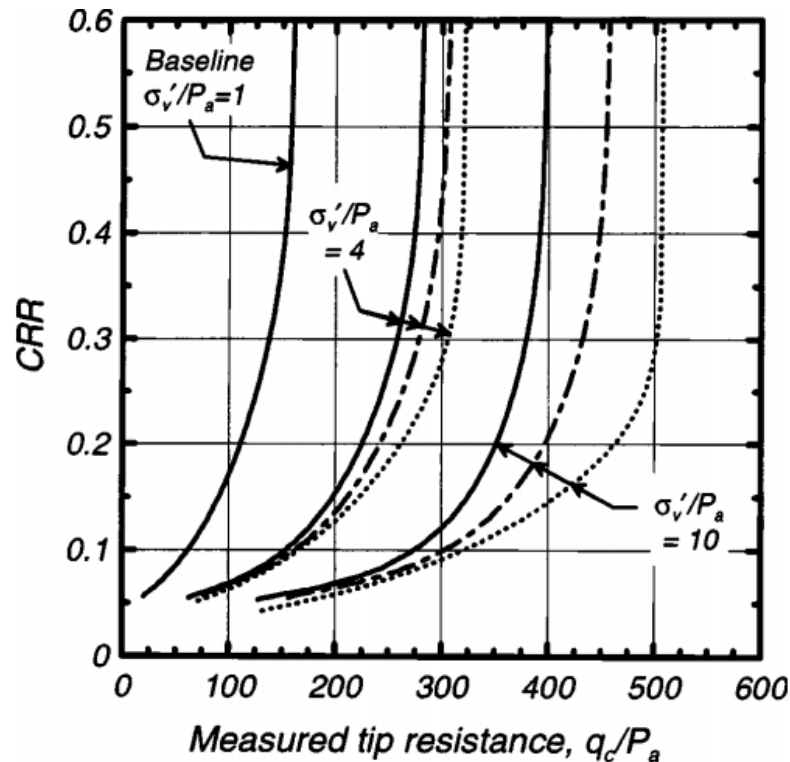


Figure 2.3: Influence de la contrainte effective verticale sur le rapport de résistance cyclique (CRR)(tiré de Boulanger,2003)

- Nature de la sollicitation sismique

Seed et al. (1977) et Unjoh (2012), ont montré dans leurs travaux que l'accélération sismique, la durée, le nombre de cycles et la fréquence d'oscillation du tremblement de terre sont des facteurs qui conditionnent l'impact qu'aura un séisme sur la liquéfaction des sols sableux saturés. De plus, le type de sol peut affecter le signal sismique par amplification ou atténuation.

2.2 Présentation de quelques essais in situ

Les essais in situ sont utilisés pour obtenir des informations sur les propriétés du sol afin de les exploiter pour la réalisation d'études diverses (capacité portante, liquéfaction...), il existe une variété d'essais in situ dont nous allons présenter en bref les plus utilisés pour l'évaluation du potentiel de liquéfaction.

2.2.1 Essai SPT

Cet essai fournit une approximation de la résistance dynamique du sol avec récupération d'échantillon de sol remanié dans une éprouvette. Son principe consiste à battre un carottier par un mouton de 63,5

kg dans le sol et à compter le nombre de coups (N) nécessaire pour enfoncer la sonde de 30 cm. La plupart des corrélations empiriques développées à partir de cet essai reposent sur l'hypothèse que ce sont l'indice de densité (I_D) et la contrainte de consolidation (σ_c) qui conditionnent le paramètre N et le risque de liquéfaction (Seed et al., 1977; 1983). À une profondeur H donnée, le carottier est enfoncé sur 45 cm : (Seed et al., 1977; Seed et al., 1983)

- N1 de H à H+15 cm
- N2 de H+15 cm à H+30 cm
- N3 de H+30 cm à H+45 cm. Le nombre de coup est $N = N2+N3$

2.2.2 Essai au CPT et PD

L'essai CPT consiste à enfoncer une pointe conique à vitesse constante (20mm/s) dans le sol et à mesurer la résistance en pointe q_c et le frottement latéral, f_s au cours du fonçage. L'essai au PD a en plus une sonde à mesurer la pression interstitielle. Bien que le nombre des essais réalisés sur site soit encore moins important que pour le SPT, ces essais sont plus reproductibles et donc plus fiables que ceux réalisés par le SPT. Leur utilisation s'étend aux argiles et aux sables denses, alors qu'ils ne sont pas recommandés pour les graviers. Ces essais ne procurent pas d'échantillons.

2.2.3 Essais géophysiques

Ces essais sont basés sur la technique de propagation des ondes, ils sont classés en deux grandes catégories nommées sismique réfraction et sismique réflexion. En géotechnique, comme les profondeurs investiguées ne sont pas importantes, c'est la technique de la sismique réfraction qui est adoptée. En général, on utilise quatre familles d'essais : crosshole, downhole, uphole et les essais d'analyse spectrale des ondes de surface (SASW). Ces techniques utilisent la propagation des ondes à leurs vitesses caractéristiques pour déterminer les différents types de couches, le module de cisaillement et les coefficients d'amortissement des sols.

2.3 Revues de littératures sur les méthodes d'évaluation du potentiel de liquéfaction

Plusieurs approches ont été développées pour évaluer le potentiel de liquéfaction (Seed and Idriss, 1971; Ishihara, 1977; Dobry *et al.*, 1982; Iwasaki et al., 1984; Law et al., 1990)

Les méthodes adoptées pour évaluer le potentiel de liquéfaction des sols sont regroupées en deux catégories principales: (1) approche par contraintes cycliques (Seed and Idriss, 1971) et (2) approche par déformations cycliques (Dobry *et al.*, 1982). Le chargement sismique et la résistance à la liquéfaction du sol sont évalués en matière de contraintes cycliques dans la première approche alors qu'ils sont caractérisés par les déformations cycliques induites dans la deuxième approche. L'approche la plus utilisée pour l'évaluation du potentiel de liquéfaction est de Seed et Idriss (1971), elle a été modifiée et améliorée notamment par Seed et Idriss (1982), Seed et al. (1983 ; 1985) et Youd et al.

(2001). Les améliorations qui ont été apportées à cette procédure se basaient en premier lieu, sur le facteur de réduction des contraintes (r_d) pour tenir compte de la flexibilité de la colonne de sol supposée rigide dans l'hypothèse de cette méthode, le r_d dans ces améliorations a été exprimé par des auteurs en fonction de la profondeur uniquement (Youd et al., 2001 ; Kayen, 1992 ; Liao et Whitman, 1986) et par d'autres, en fonction de la profondeur et la magnitude du séisme (Idriss, 1999 ; Cetin et al., 2004 ; Lasley et al., 2016), et en second lieu, sur l'amélioration des courbes de résistance à partir desquelles on déduit les valeurs du rapport de résistance cyclique, CRR. Ces courbes sont définies comme étant la limite qui sépare les zones liquéfiées et non liquéfiées tracé sur un graphe dont l'axe des abscisses porte un indice de propriété du sol fournit par un essai in-situ (CPT, SPT et V_s), et sur l'axe des ordonnées, on place le rapport de contrainte cyclique, CSR, calculé par la formule empirique de Seed et Idriss (1971), plusieurs modèles pour le CRR ont été proposés dans ce contexte (Seed et Idriss, 1982 ; Youd et al., 2001 ; Andrus et al., 2003 ; Idriss et Boulanger, 2008 ; Moss et al., 2009 ; Song et al., 2013).

2.3.1 Approche par contraintes cycliques (Seed et Idriss, 1971)

Seed et Idriss (1971) ont proposé une procédure simplifiée pour l'évaluation du potentiel de liquéfaction d'un dépôt de sol soumis à un séisme. La valeur estimée du rapport de contrainte cyclique CSR (contrainte de cisaillement engendrée par le séisme) est comparée au rapport de résistance au cisaillement cyclique du sol CRR (contrainte de cisaillement requise pour provoquer la liquéfaction pour un nombre donné de cycles de chargement), qui peut être obtenu à partir des essais au laboratoire ou in situ. La liquéfaction aura lieu si les contraintes de cisaillement équivalentes induites par le séisme sont supérieures à CRR. Dans ce qui suit, on va commencer par l'évaluation du CSR et on exposera par la suite quelques méthodes basées sur des essais in situ pour l'estimation du CRR et le potentiel de liquéfaction.

2.3.2 Évaluation du rapport de contrainte cyclique (CSR)

Cette procédure simplifiée a été conçue en considérant une colonne de sol de largeur et longueur unitaires et que cette colonne se déplace horizontalement comme un corps rigide (Fig 2.4).

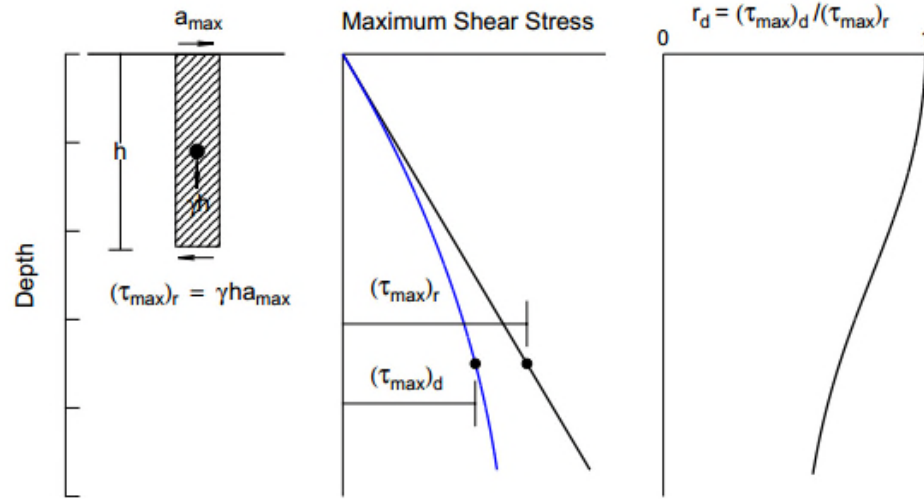


Figure 2.4: Conditions assumées pour le développement de la formule du CSR et la détermination du coefficient réducteur des contraintes, r_d .

Compte tenu de ces hypothèses, le poids de la colonne est le produit de la profondeur au poids volumique du sol, et en appliquant la deuxième loi de Newton, on peut déterminer la force horizontale induite par le séisme en ne considérant que $2/3$ (ou bien 0.65) de l'accélération maximale du séisme.

La force de cisaillement maximale F pour la colonne de sol est :

$$F = \tau_{max} = \sigma_{v0} \left(\frac{a_{max}}{g} \right) \quad (2.1)$$

En divisant les deux membres de l'équation 2.2 par la contrainte effective verticale, on aura :

$$\frac{\tau_{max}}{\sigma'_{v0}} = \left(\frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \right) \left(\frac{a_{max}}{g} \right) \quad (2.2)$$

Étant donné que la colonne du sol n'agit pas comme un corps rigide pendant le séisme, mais plutôt comme un corps déformable, Seed et Idriss (1971) ont introduit un facteur de réduction de profondeur r_d dans le membre droit de l'équation.

$$\frac{\tau_{max}}{\sigma'_{v0}} = \left(\frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \right) \left(\frac{a_{max}}{g} \right) r_d \quad (2.3)$$

Seed et al. (1975) ont converti le diagramme irrégulier des contraintes de cisaillement engendrées par le séisme en une série équivalente de cycles de contraintes uniformes à $2/3$ de la sollicitation sismique maximale.

$$\tau_{cyc} = 0.65 \tau_{max} \quad (2.4)$$

Et enfin, le rapport de contrainte cyclique (CSR) pour un séisme de magnitude $M_w = 7,5$ à une profondeur donnée est approximé par l'expression suivante

$$CSR = \frac{\tau_{cyc}}{\sigma_{v0}} = 0.65 \times \left(\frac{a_{max}}{g} \right) \times \left(\frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \right) \times r_d \quad (2.5)$$

Où

τ_{cyc} : contrainte de cisaillement cyclique.

a_{max} : est l'amplitude maximale de l'accélération horizontale au niveau de la surface du sol.

σ_{v0} et σ'_{v0} : sont les contraintes verticales totale et effective des sols sus-jacents.

r_d : est un coefficient réducteur des contraintes avec la profondeur.

g : constante gravitationnelle (m/s^2).

2.3.2.1 Coefficient réducteur des contraintes

Plusieurs relations ont été proposées dans la littérature pour estimer le coefficient réducteur r_d afin de tenir compte de la flexibilité du sol, les plus récentes sont illustrées comme suit :

Youd et Idriss (2001) :

$$r_d = 1 - 0.00765z \quad z \leq 9.15m \quad (2.6a)$$

$$r_d = 1.174 - 0.0267z \quad 9.15 < z \leq 23m \quad (2.6b)$$

$$r_d = 0.744 - 0.008z \quad 23 < z \leq 30m \quad (2.6c)$$

$$r_d = 0.5 \quad z > 30m \quad (2.6d)$$

Où z est la profondeur en m

L'équation 2.6 représente la moyenne de la plage des valeurs de r_d (Fig 2.5) proposées par Seed et Idriss (1971).

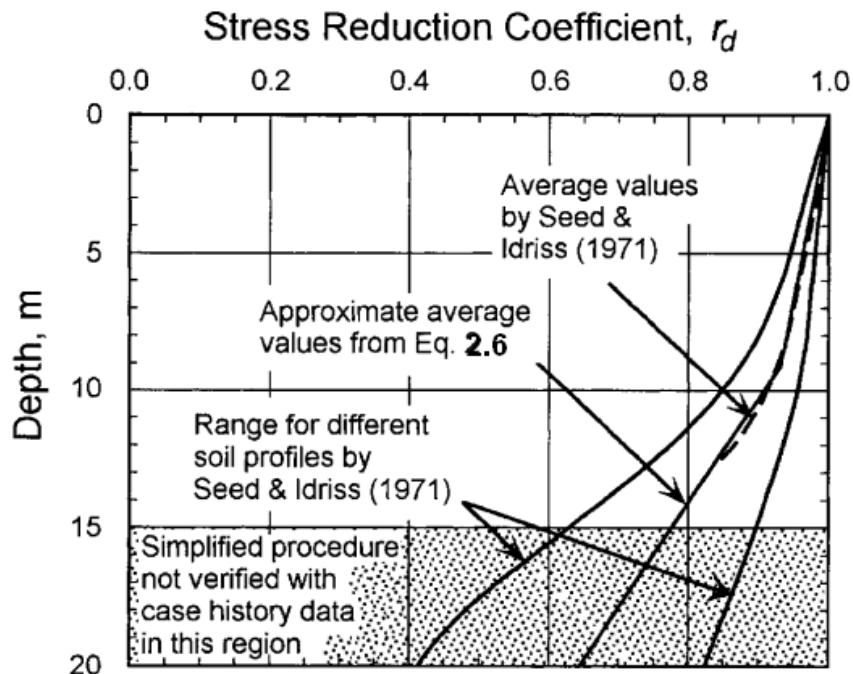


Figure 2.5: Facteur r_d en fonction de la profondeur (Youd et Idriss, 2001)

2.3.2.2 Idriss (1999) :

À la suite du travail de Golesorkhi (1989), Idriss(1999) a mené une analyse paramétrique de la réponse sismique de plus que cent sites et il a conclu que pour pouvoir estimer convenablement le potentiel de liquéfaction, il faut que r_d soit évalué en fonction de la magnitude du séisme, et suite à cette conclusion, Idriss (1999) a proposé la relation suivante pour l'estimation de r_d :

$$r_d = \text{Exp}(\alpha(z) + \beta(z)M_w) \quad (2.7a)$$

Avec

$$\alpha(z) = -1.01 - 1.126 \sin[(z/11.73) + 5.133] \quad (2.7b)$$

$$\beta(z) = 0.106 + 0.118 \sin[(z/11.28) + 5.142] \quad (2.7c)$$

Où z est la profondeur en m et M_w est la magnitude du séisme. Les équations (2.7) sont applicables pour $z \leq 34$ m, pour $z > 34$ m, r_d est calculé par l'expression suivante :

$$r_d = 0.12 \text{Exp}(0.22M_w) \quad (2.8)$$

Sur la figure 2.6, on présente les courbes r_d calculées par les expressions recommandées ci-dessus pour des valeurs de la magnitude M de 5.5, 6.5, 7.5 et 8 ainsi que la courbe moyenne publiée par Seed et Idriss (1971).

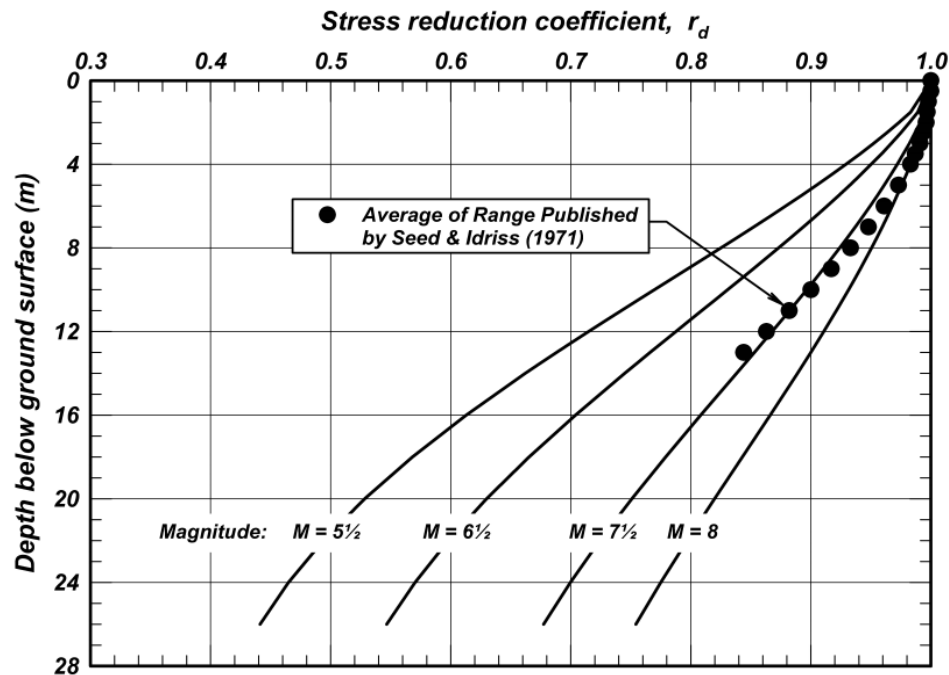


Figure 2.6: Facteur r_d en fonction de la profondeur et la magnitude
(tiré de Idriss et Boulanger, 2008)

Le potentiel de liquéfaction est un critère de mesure de la liquéfiabilité d'un site donné, et il est exprimé en termes de facteur de sécurité qui est calculé en tant que le rapport du CRR au CSR. Avant de détailler les méthodes de calcul du CRR qui sont en général basée sur des essais in situ tels que SPT,

CPT et V_s (vitesse de l'onde de cisaillement), nous allons présenter en bref les étapes à suivre dans l'analyse basée sur l'approche des contraintes cycliques pour déterminer le potentiel de liquéfaction et qui peuvent être illustrées comme suit:

1. Evaluation de l'accélération maximale a_{max} et le moment M_w par une étude sismique.
2. Détermination du profil du rapport de contraintes cyclique (CSR) avec la profondeur en utilisant les équations 2.5.
3. Evaluation des paramètres critiques de la résistance des couches à partir des résultats de SPT, CPT et V_s .
4. Estimation du contenu de fines à partir d'essais de laboratoire ou de corrélations sur chantier.
5. Détermination du rapport de résistance cyclique noté $CRR_{7.5}$ pour une magnitude $M_w=7.5$ à partir des formules simplifiées en fonction des paramètres de résistance obtenus à partir des résultats d'essais in situ .
5. Calculer le rapport de résistance cyclique CRR correspondant au cas étudié en multipliant le $CRR_{7.5}$ par les coefficients de correction k_σ , k_α et MSF qui seront détaillés par la suite.
6. Calcul du facteur de sécurité (F_s) contre la liquéfaction comme étant le rapport entre CRR et CSR.

2.3.3 *Évaluation du rapport de résistance cyclique (CRR) par les méthodes basées sur les essais in situ*

Le CRR est déduit à partir des bases de données incluant plusieurs sites qui ont été frappés par des séismes et où la liquéfaction s'est produite ou non. Ces bases de données fournissent les informations nécessaires en fonction de l'essai in situ utilisé (SPT, CPT, V_s ,...) qui permet de tracer les nuages des points des sites qui ont été liquéfiés ou non en fonction du CSR et le paramètre corrigé de l'essai utilisé, la limite entre les deux nuages (liquéfié et non liquéfié) définit une courbe de résistance à partir de laquelle on peut déduire les valeurs du CRR pour le cas étudié.

Les valeurs du rapport de résistance cyclique déduites à partir des courbes de résistance désignées par $CRR_{7.5}$, correspondent à une magnitude $M_w=7.5$, un terrain relativement plat et une contrainte verticale effective de 100KPa, alors Kramer (1996) et Seed et al. (1983 ; 2001) ont proposé de corriger le $CRR_{7.5}$ comme suit :

$$CRR = CRR_{7.5} \cdot MSF \cdot K_\sigma \cdot K_\alpha \quad (2.9)$$

K_σ : coefficient correcteur qui tient compte de l'effet de la contrainte effective.

K_α : coefficient correcteur qui tient compte de la contrainte de cisaillement statique initiale (terrain en pente).

MSF : Facteur d'échelle et d'amplitude pour tenir compte des magnitudes différentes de 7.5.

2.3.3.1 Évaluation du rapport de résistance cyclique par les méthodes basées sur l'essai SPT

L'essai SPT fournit la valeur du nombre de coups standard (N_m) qui représente résistance à la pénétration du sol, et vu les erreurs de mesure liées aux équipements et aux contraintes sus-jacentes, Seed et al.(1985) ont proposé une correction liée aux contraintes sus-jacentes qui définit un nombre de coups corrigé (N_1)₆₀ :

$$(N_1)_{60} = N_m \cdot C_N \quad (2.10)$$

Où C_N est le facteur de correction lié aux contraintes sus-jacentes déterminé graphiquement à partir de la figure 2.7 d'après Seed et al.(1985).

En 1986, Liao et Whitman ont proposé l'expression suivante pour la détermination de C_N (Liao et Whitman, 1986) :

$$C_N = \left(\frac{P_a}{\sigma'_{v0}} \right)^{0.5} \quad (2.11)$$

Où P_a est la pression atmosphérique égale à 100 KPa et σ'_{v0} , la contrainte effective du sol sus-jacent. Dans cette expression la valeur de C_N ne doit pas excéder 1.7.

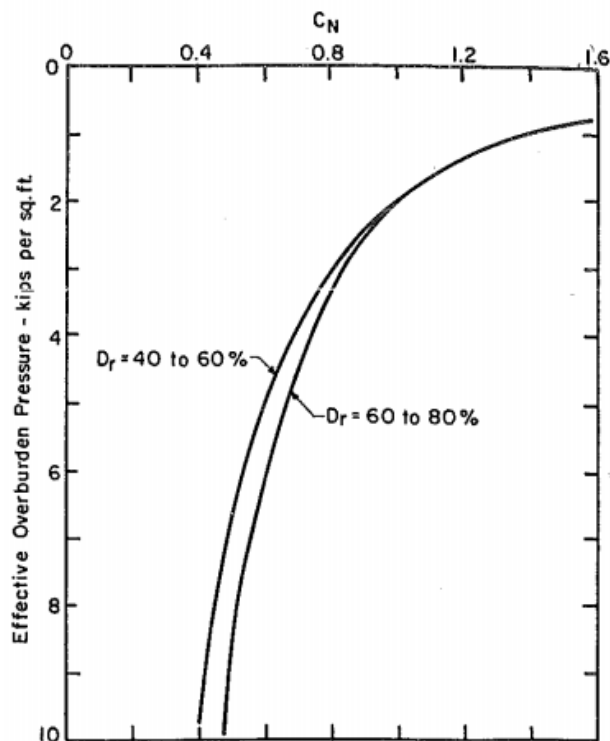


Figure 2.7: Facteur C_N en fonction de contrainte effective
(Tiré de Seed et al. (1985))

Et afin de tenir compte des erreurs dues au matériel SPT utilisé, Robertson et Fear (1996) ont proposé l'expression suivante pour la correction du nombre de coups mesuré :

$$(N_1)_{60} = N_m \cdot C_N \cdot C_E \cdot C_B \cdot C_R \cdot C_S \quad (2.12)$$

Où

N_m : le nombre des coups non corrigés adoptés dans le SPT ;

C_N : est la correction de la contrainte de sols sus-jacents ;

C_E : est la correction du taux d'énergie de la masse ;

C_B : est la correction du diamètre du forage ;

C_R : est la correction de la longueur du train de tiges ;

C_S : est la correction du carottier avec ou sans revêtement ;

Ces facteurs sont définis sur le tableau 1 ci-dessous :

Facteur	Equipement variable	Notation	Correction	Références
Contrainte de sols sus-jacents	σ'_{v0}	C_N	$(P_a/\sigma'_{v0})^{0.5}$ où $C_N \leq 1.7$ et $P_a = 100$ kPa	(Liao et Whitman, 1986)
Rapport d'énergie	<ul style="list-style-type: none"> · Mouton en Donut · Mouton de sécurité · Mouton automatique 	C_E	0,5 à 1,0 0,7 à 1,2 0,8 à 1,3	(Seed, 1984; Skempton, 1986; (Youd et Noble, 1997))
Diamètre de forage	<ul style="list-style-type: none"> · 65 mm à 115 mm · 150 mm · 200 mm 	C_B	1,00 1,05 1,15	(Skempton, 1986)
Longueur du train de tiges	3 m à 4 m 4 m à 6 m 6 m à 10 m 10 m à 30 m > 30 m	C_R	0,75 0,85 0,95 1,00 < 1,00	(Youd et al., 2001)
Méthode du carottage	<ul style="list-style-type: none"> - Carottage standard - Carottage sans revêtement 	C_S	1,00 1,1 à 1,3	(Seed, 1984)

Tableau 2.1 Facteurs de correction pour l'essai SPT

Dans la section suivante, nous allons faire une présentation de quelques méthodes basées sur l'essai SPT.

2.3.3.1.1 Méthode SPT de Idriss et Boulanger (2008)

Dans cette méthode le nombre de coups corrigé $(N_1)_{60}$ est toujours donné par l'équation 2.12, le facteur de correction des contrainte C_N qui normalise le nombre de coups à une contrainte effective de 1atm est donné par la relation suivante (Idriss et Boulanger, 2008):

$$C_N = \left(\frac{P_a}{\sigma'_{v0}} \right)^{(0.784 - 0.0768\sqrt{(N_1)_{60}})} \leq 1.7 \quad (2.13)$$

Les valeurs de $(N_1)_{60}$ dans cette expression sont limitées à 46.

Étant donnée que les méthodes d'évaluation du potentiel de liquéfaction sont conçus en considérant un sable propre et une magnitude du séisme égale à 7.5, alors il est indispensable de convertir le nombre de coups corrigé en un nombre de coups corrigé équivalent à un sable propre $(N_1)_{60cs}$ en introduisant une correction qui est fonction du pourcentage en fines. Cette correction notée $\Delta(N_1)_{60}$ est dérivée empiriquement de l'étude de bases de données historiques de liquéfaction tenant compte de l'effet des fines sur le rapport de résistance cyclique et la résistance à la pénétration du SPT.

Pour l'ajustement du pourcentage en fines, Idriss et Boulanger (2008) ont proposé la relation suivante :

$$\Delta(N_1)_{60} = \exp\left(1.63 + \frac{9.7}{FC+0.01} - \left(\frac{15.7}{FC+0.01}\right)^2\right) \quad (2.14)$$

Où FC est le pourcentage des particules fines.

La figure 2.8 montre qu'à partir de 35% l'ajustement des fines devient constant et suit un plateau horizontale.

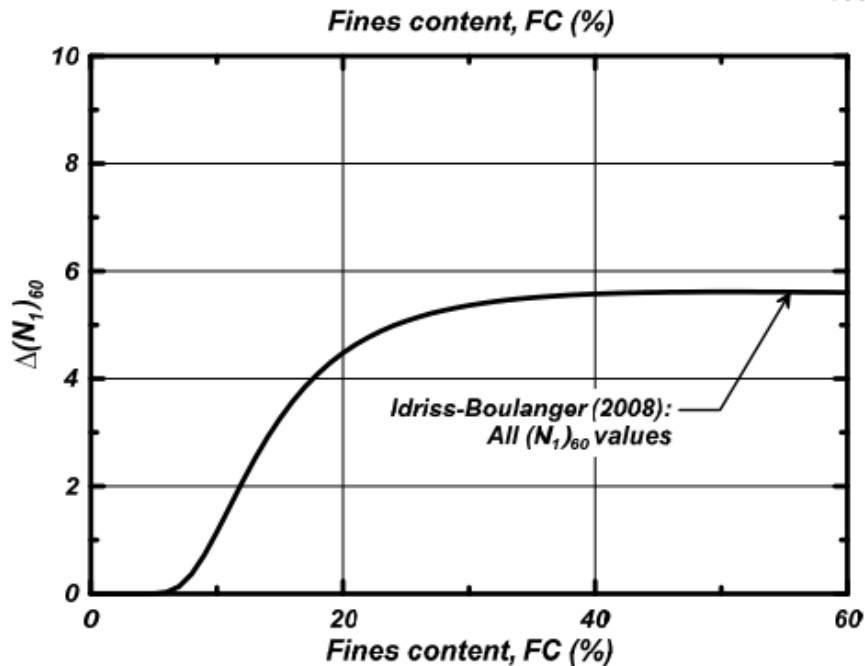


Figure 2.8: Ajustement des fines pour un sable propre équivalent
(Tiré de Idriss et Boulanger (2008))

Enfin, le nombre de coups équivalent à un sable propre est donné par l'équation suivante (Idriss et Boulanger, 2008) :

$$(N_1)_{60cs} = (N_1)_{60} + \Delta(N_1)_{60} \quad (2.14)$$

Pour l'évaluation du rapport de résistance cyclique CRR, Idriss et Boulanger (2008) ont collecté une base de données historique incluant plusieurs sites qui ont été frappé par des séismes et où la liquéfaction s'est produite ou non, les résultats de cette étude sont présentés sur la figure 2.9.

Le modèle mathématique traduisant la courbe présentée sur cette figure est illustré par l'équation 2.15 ci-dessous :

$$CRR_{M=7.5, \sigma'_{v0}=1} = \exp\left(\frac{(N_1)_{60cs}}{14.1}\right) + \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{126}\right)^2 - \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{23.6}\right)^3 + \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{25.4}\right)^4 - 2.8 \quad (2.15)$$

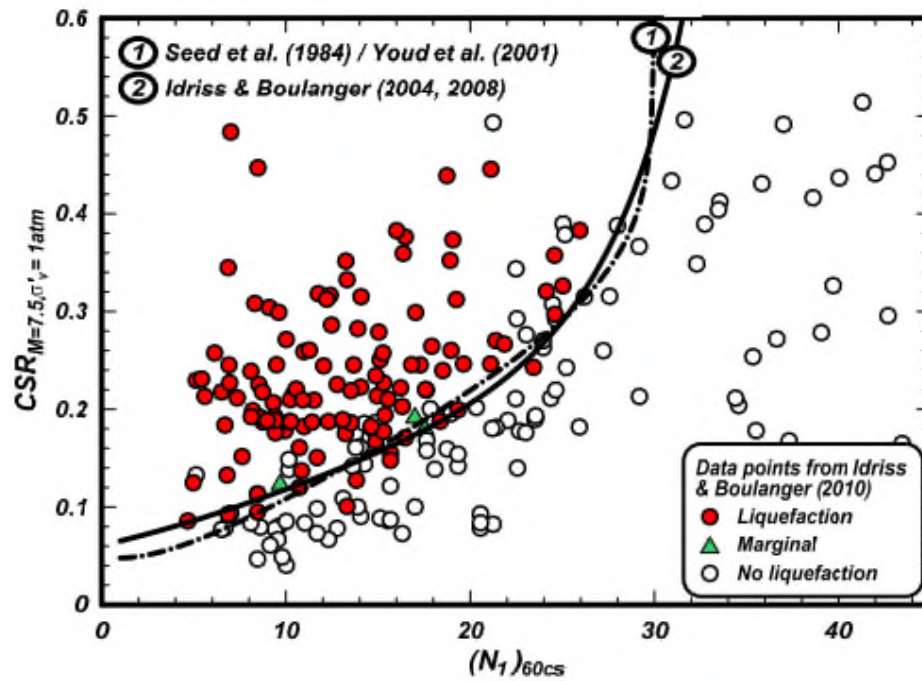


Figure 2.9: Courbe CRR tiré de la base de données historique à base de l'essai SPT
(Tiré de Idriss et Boulanger (2008))

Le rapport de résistance cyclique donné par l'équation 2.15 est établi en considérant une magnitude de 7.5, une contrainte effective de 1 tam et un terrain relativement plat, et afin d'étendre l'application de cette relation pour d'autres cas, le $CRR_{7.5}$ de l'équation 2.15 doit être corrigé conformément à l'équation 2.9 citée plus haut. Dans ce qui suit, nous allons définir les facteurs de correction utilisés dans l'équation 2.9.

Facteur d'échelle et d'amplitude MSF

Pour ajuster les courbes CRR établies pour des sables propres à des grandeurs de la magnitude différentes de 7,5, Seed et Idriss (1982) ont introduit le MSF (Magnitude Scaling Factors) et ont proposé une plage pour les valeurs de MSF recommandées illustrée dans la figure suivante ;

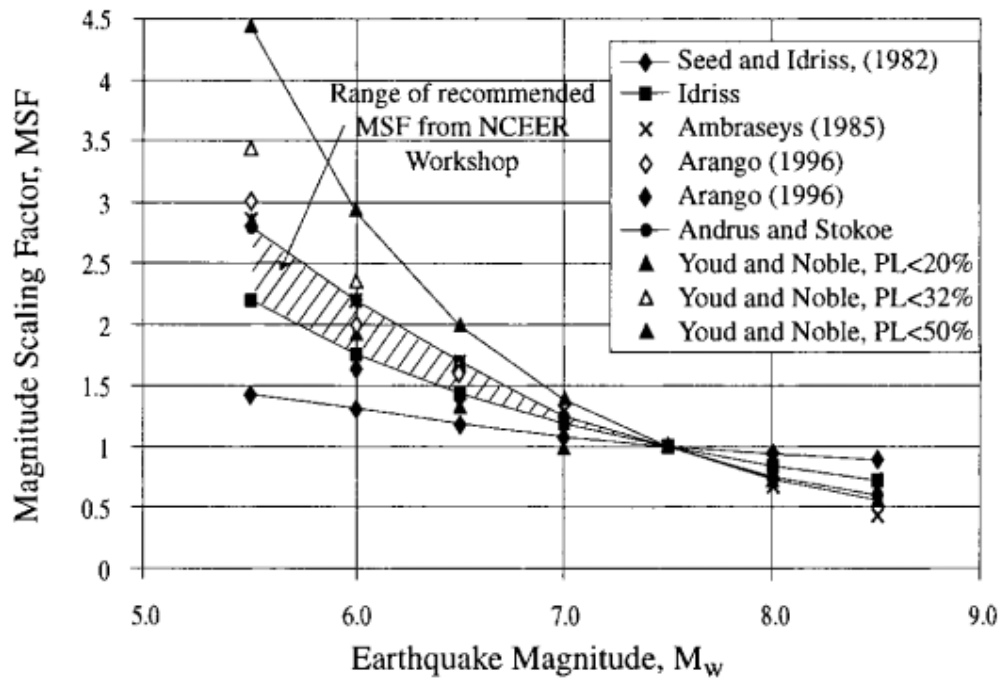


Figure 2.10: Facteur d'échelle et d'amplitude proposé par différents auteurs (Tiré de Youd et Noble (1997a))

À partir de la figure 2.10, le comité NCEER (Youd et al., 2001) a recommandé l'utilisation de l'expression suivante pour le calcul de MSF :

$$MSF = \frac{10^{2.24}}{M_w^{2.56}} \tag{2.16}$$

Où M_w est la magnitude du séisme.

Ces valeurs représentent les limites de la borne inférieure de la plage recommandée par le NCEER.

Idriss (1999) a proposé une autre relation pour le calcul de MSF qui a été reproduite dans Idriss et Boulanger (2008) dans laquelle il limite la valeur de MSF à 1.8 pour les faibles magnitudes (Fig 2.11) :

$$MSF = 6.9 \cdot \exp\left(\frac{-M_w}{4}\right) - 0.058 \leq 1.8 \tag{2.17}$$

Le MSF a été révisé par Boulanger et Idriss (2015) par intégration des caractéristiques du sol via le paramètre fourni par l'essai in situ (résistance à la pénétration) en plus de la magnitude :

$$MSF = 1 + (MSF_{max} - 1) \left(8.64 \exp\left(\frac{-M_w}{4}\right) - 1.325\right) \tag{2.18}$$

Où

$$MSF_{max} = 1.09 + \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{31.5}\right)^2 \leq 2.2 \tag{2.19}$$

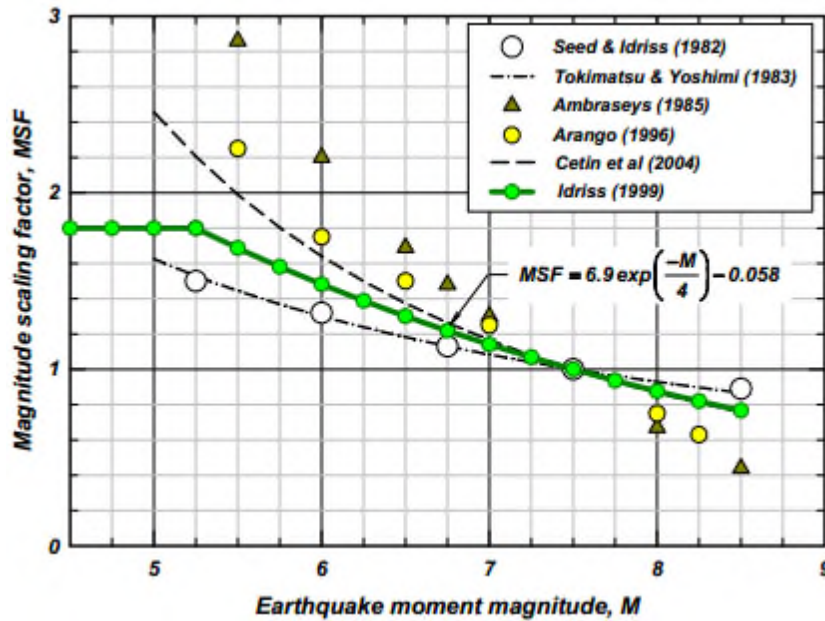


Figure 2.11: Facteur d'échelle et d'amplitude proposé par Idriss (1999)
(Tiré de Idriss et Boulanger (2008))

Facteur de correction K_σ

Les résultats des essais cycliques au laboratoire, indiquent que la résistance à la liquéfaction augmente avec la contrainte de confinement, le taux d'augmentation est cependant, non linéaire. Et afin de tenir compte de la non-linéarité entre CRR et la contrainte effective, Seed(1983a) a introduit le facteur de correction K_σ afin d'extrapoler la procédure simplifiée aux couches du sol ayant une contrainte effective supérieure à 100 K Pa. Hynes and Olsen (1999) suite à l'analyse des données de la figure 2.14, ont proposé la relation suivante pour le calcul de K_σ :

$$K_\sigma = \left(\frac{\sigma'_{v0}}{P_a}\right)^{(f-1)} \quad (2.20)$$

Avec

$f=0.7-0.8$ pour une densité relative D_r comprise entre 40-60%

$f=0.6-0.7$ pour une densité relative D_r comprise entre 60-80%

Youd et al.(2001) ont suggéré pour f , les valeurs 0.8, 0.7 et 0.6 pour D_r égale à 40, 60 et 80% où f ne doit pas être, inférieur à 0.6 ou supérieur à 0.8. Ces conditions peuvent être illustrées par la relation suivante :

$$f = 1 - \frac{D_r}{2}, \quad 0.6 \leq f \leq 0.8 \quad (2.21)$$

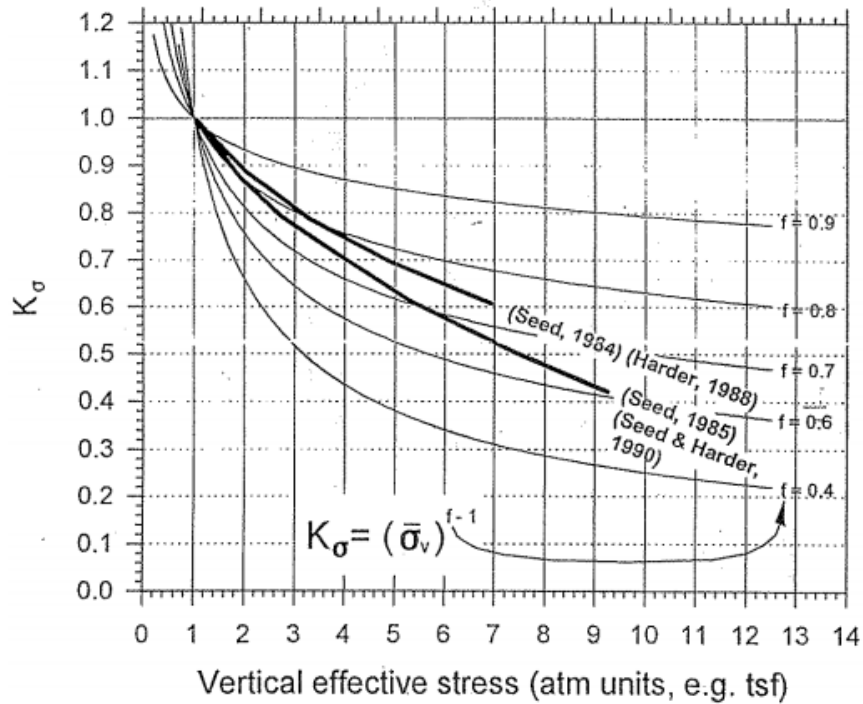


Figure 2.12: Données de laboratoire et courbes K_σ

(Tiré de Hynes et Olsen (1999))

Idriss et Boulanger (2008), ont recommandé d'exprimer K_σ en fonction du paramètre fourni par l'essai in situ et ont proposé les relations suivantes :

$$K_\sigma = 1 - C_\sigma \ln \left(\frac{\sigma'_v}{p_a} \right) \leq 1.1 \quad (2.22)$$

$$C_\sigma = \frac{1}{18.9 - 2.55 \sqrt{(N_1)_{60cs}}} \leq 0.3 \quad (2.23)$$

La valeur maximale de C_σ est limitée à 0.3, ce qui limite la valeur de $(N_1)_{60cs}$ à 37. La figure 2.13 illustre une représentation graphique de ces relations.

D'après Idriss et Boulanger (2008), les relations ci-dessus sont en accord avec la base de données expérimentales mise à jour par Montgomery et al. (2012).

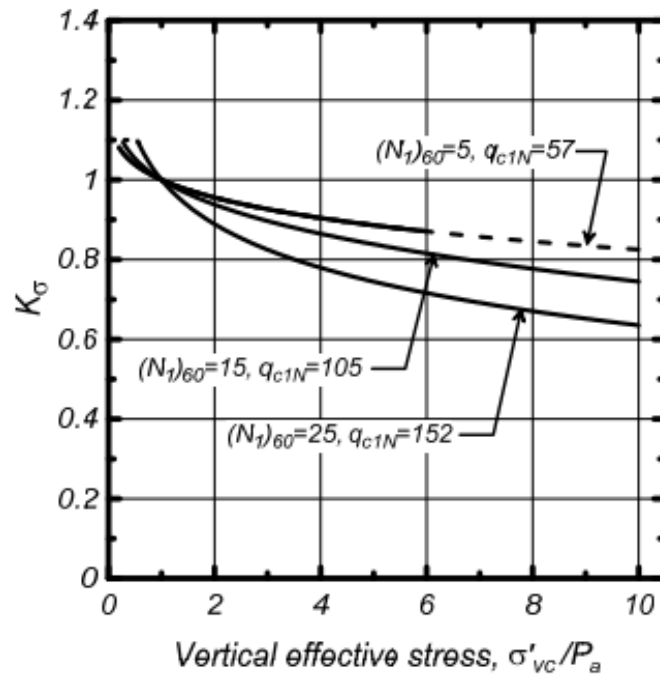


Figure 2.13: Valeurs de K_σ en fonction de la contrainte effective
(Tiré de Boulanger et Idriss (2014))

Facteur de correction des contraintes K_α

L'effet de la contrainte de cisaillement statique initiale sur la résistance à la liquéfaction des sables saturés, tel qu'observé dans les essais au laboratoire, est souvent exprimé en terme de facteur de correction, K_α , ce facteur a été introduit par Seed (1981 ; 1983a) afin d'ajuster le CRR pour les effets des contraintes de cisaillement statiques initiales et il l'a défini comme suit;

$$K_\alpha = \frac{CRR_\alpha}{CRR_{\alpha=0}} \quad (2.24)$$

Où α , est le rapport de la contrainte de cisaillement statique initiale et la contrainte effective verticale, CRR_α , est le rapport de résistance cyclique pour α non nulle et $CRR_{\alpha=0}$ correspondent à α nulle.

Harder et Boulanger (1997) ont recommandé l'utilisation des valeurs de K_α présentées sur la figure 2.14. Les expressions présentées ci-dessous proposées par Idriss et Boulanger (2003a) qui donnent une approximation des données de la figure 2.15, reposent principalement sur des essais de cisaillement simples et incluent, la densité relative, la contrainte de confinement et l'indice ξ_R :

$$K_\alpha = \frac{CRR_\alpha}{CRR_{\alpha=0}} = a + b \exp(\xi_R/c) \quad (2.24)$$

$$a = 1267 + 636\alpha^2 - 634 \exp(\alpha) - 632 \exp(-\alpha) \quad (2.25)$$

$$b = \exp(-1.11 + 12.3\alpha^2 + 1.31 \exp(\alpha + 0.0001)) \quad (2.26)$$

$$c = 0.138 + 0.126\alpha - 2.52\alpha^3 \quad (2.27)$$

$$\alpha = \tau_s/\sigma'_{v0} \quad (2.28)$$

$$\xi_R = \frac{1}{Q - \ln(100p'/Pa)} - \sqrt{\frac{(N_1)_{60}}{46}} \quad (2.29)$$

$$p' = \frac{1}{3}(1 + 2K_0)\sigma'_{v0} \quad (2.30)$$

Où D_R : la densité relative, p' : la contrainte effective normale moyenne, Pa : la pression atmosphérique, K_0 : coefficient de poussée des terres au repos. Les valeurs de α et ξ_R sont limitées à :

$$\alpha \leq 0.35 \quad (2.31)$$

$$-0.6 \leq \xi_R \leq 0.1 \quad (2.32)$$

D'après Bolton (1986), le paramètre Q dépend du type des grains et est généralement égal à 10 pour le quartz et le feldspath, 8 pour le calcaire, 7 pour l'anthracite et 5,5 pour la craie. Généralement, pour la plupart des sols des digues ou de leurs fondations, une valeur de $Q = 9$ ou 10, semblent être plus raisonnable.

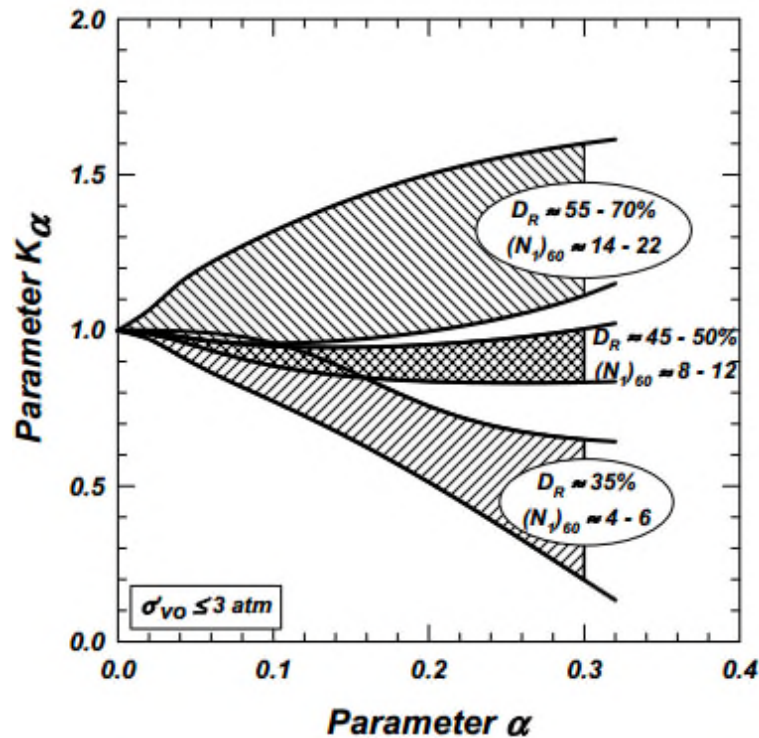


Figure 2.14: Valeurs de K_α recommandées par Harder et Boulanger (1997)
(Tiré de Idriss et Boulanger (2003a))

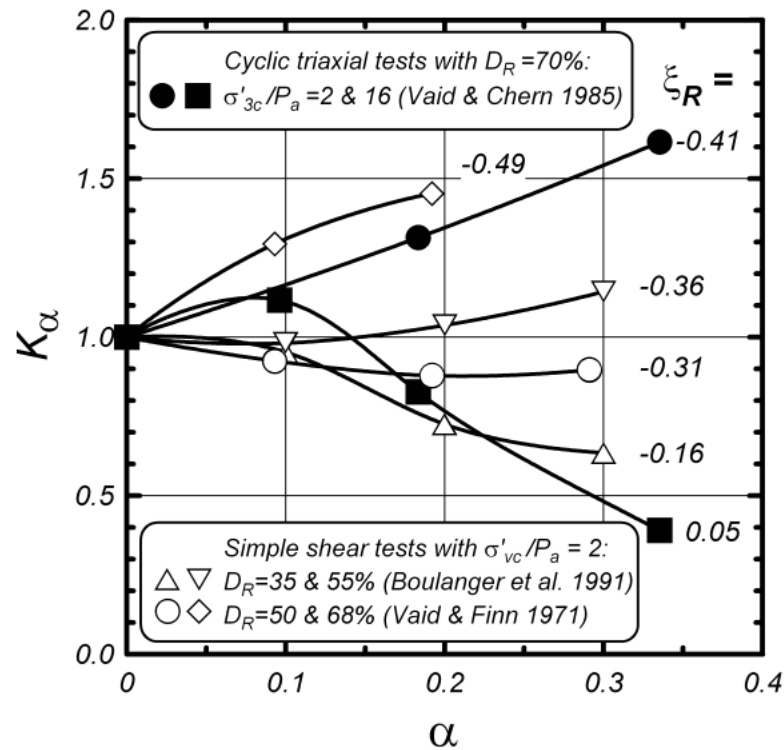


Figure 2.15: Effet de l'indice d'état relatif ξ_R sur K_α
(Tiré de Boulanger (2003))

2.3.3.1.2 Méthode SPT de Youd et al. (2001)

Suite aux recommandations de NCEER (Youd et Idriss, 1997; Youd et al., 2001), l'une des corrélations SPT la plus utilisée est celle proposée par Seed et al. (1984, 1985). Cette corrélation est illustrée sur la figure 2.16 avec une petite modification recommandée par NCEER (Youd and Idriss, 1997) pour des faibles valeurs de CSR. Cette figure a été établie à base d'investigations post-sismique incluant une diversité de sites touchés par des séismes et où la liquéfaction s'est produite ou non en traçant un graphique en forme d'un nuage des valeurs calculées de CSR en fonction du nombre de coups corrigé et normalisé par rapport à une contrainte de référence de 100 KPa $(N_1)_{60cs}$, les courbes CRR représentent la limite qui sépare les deux régions (nuages de points) des sites liquéfiés et non liquéfiés. Ces courbes ont été établies pour des pourcentages des fines $\leq 5\%$, 15% et 35%. Les courbes CRR tracées pour un pourcentage des fines $\leq 5\%$ et une magnitude de 7.5, représentent le critère de base de la résistance à la pénétration d'un sable propre à base desquelles la procédure simplifiée a été conçue.

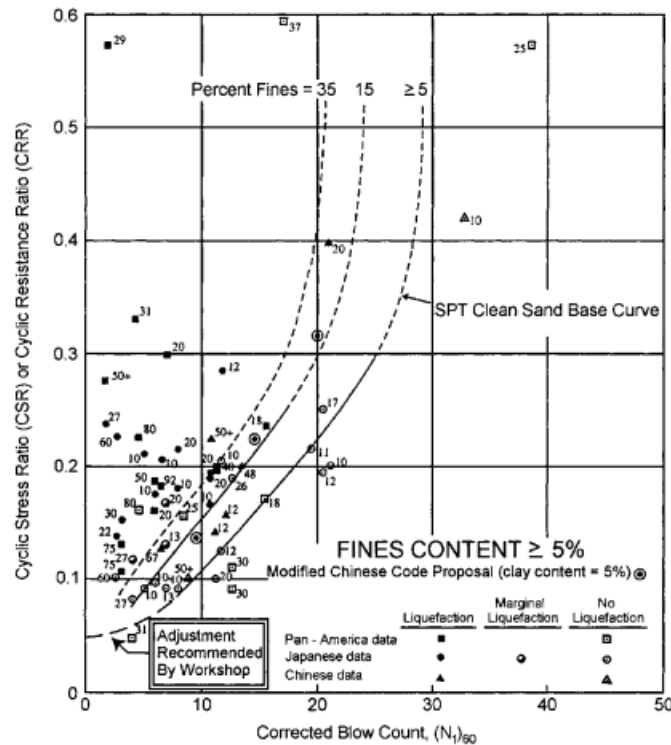


Figure 2.16: Courbes CRR - $(N_1)_{60cs}$ pour un sable propre et une magnitude de 7.5 modifiées à partir de Seed et al.(1985) (Tiré de Youd et al. (2001))

Youd et al. (2001), ont approximé les courbes CRR de la figure 2.16 par la relation suivante :

$$CRR_{7.5} = \frac{1}{34 - (N_1)_{60cs}} + \frac{(N_1)_{60cs}}{135} + \frac{50}{[10 \cdot (N_1)_{60cs} + 45]^2} - \frac{1}{200} \tag{2.33}$$

D’après Seed et al. (1985), la résistance à la liquéfaction CRR augmente avec le pourcentage des fines, alors une évaluation réaliste du potentiel de liquéfaction doit obligatoirement tenir compte de l’influence des fines sur la résistance à la liquéfaction. Après une étude menée par les participants du NCEER, il a été recommandé d’exprimer la correction des fines en fonction de la résistance à la pénétration et le pourcentage des fines. Et suite à ces recommandations, Youd et al. (2001), ont proposé les relations suivantes :

$$(N_1)_{60cs} = \alpha + \beta \cdot (N_1)_{60} \tag{2.34}$$

Où

$(N_1)_{60cs}$: est le nombre de coups équivalent à un sable propre

$(N_1)_{60}$: est le nombre de coups corrigé et normalisé donné par l’équation 2.12.

α et β : sont des constantes données par les équations suivantes :

$$\alpha = 0 \quad \text{si } FC \leq 5\% \tag{2.35a}$$

$$\alpha = \exp\left(1.76 - \frac{190}{FC^2}\right) \quad \text{si } 5\% < FC < 35\% \tag{2.35b}$$

$$\alpha = 5 \quad \text{si } FC \geq 35\% \tag{2.35c}$$

$$\beta = 1 \quad \text{si } FC \leq 5\% \quad (2.36a)$$

$$\beta = \left[0.99 + \frac{FC^{1.5}}{1000} \right] \quad \text{si } 5\% < FC < 35\% \quad (2.36b)$$

$$\beta = 1.2 \quad \text{si } FC \geq 35\% \quad (2.36c)$$

Le $CRR_{7.5}$ calculé par l'équation 2.33 doit être corrigé conformément à l'équation 2.9 en appliquant les mêmes facteurs de correction détaillés dans la section précédente.

2.3.3.2 Evaluation du rapport de résistance cyclique par les méthodes basées sur l'essai CPT

L'avantage le plus important du CPT, est qu'un profil presque continu de la résistance à la pénétration est développé pour l'interprétation stratigraphique. Seulement, la récupération d'échantillons intacts n'est pas possible durant l'essai CPT, ce qui ne permet pas d'effectuer des essais au laboratoire pour extraire les autres paramètres du sol. Mais cet essai fournit plusieurs corrélations qui permettent de déterminer aisément les caractéristiques du sol. Alors, une bonne interprétation des résultats de l'essai CPT liée aux paramètres du sol demeure indispensable pour la fiabilité et la stabilité des structures. A cet effet, Robertson et Campanella (1983a ;1983b) ont publié deux articles en 1983 sur l'interprétation des données du CPT. Et récemment, divers articles ont été aussi publiés tels que (Robertson, 2009; Robertson et Cabal, 2015; McCALLUM, 2014). Les interprétations du CPT sont largement appliquées dans le domaine de l'ingénierie géotechnique. Différentes méthodes ont été développées à base du CPT, telles que l'évaluation de la capacité portante des fondations, le potentiel de liquéfaction et les déformations post-sismique (Robertson & Wride 1998; Idriss & Boulanger 2008).

2.3.3.2.1 Méthode CPT de Robertson et Wride (1998)

Sur la figure 2.17, on présente la courbe établie par Robertson et Wride (1998) qui donne les valeurs du CRR pour des sables propres ($FC \leq 5\%$) et une magnitude de 7.5 à base d'essai CPT. Cette courbe a été développée à partir des investigations basées sur l'essai CPT incluses dans des bases de données historiques incluant celles de Stark et Olson (1995) et de Suzuki et al. (1995) de plusieurs sites qui ont été touchés par des séismes. Cette figure est établie en traçant les valeurs du rapport de contrainte cyclique CSR en fonction de la résistance de pointe corrigée et normalisée q_{c1N} pour des sites où les effets de surface de la liquéfaction ont été observé ou non. La courbe CRR est définie comme étant la limite qui sépare le nuage de points des sites liquéfiés et non liquéfiés. La courbe de base d'un sable propre de la figure 2.17 peut être approximée par l'équation suivante (Robertson et Wride, 1998) :

$$\text{Si } (q_{c1N})_{cs} < 50 \quad CRR_{7.5} = 0.833 \left[\frac{(q_{c1N})_{cs}}{1000} \right] + 0.05 \quad (2.37a)$$

$$\text{Si } 50 \leq (q_{c1N})_{cs} < 160 \quad CRR_{7.5} = 93 \left[\frac{(q_{c1N})_{cs}}{1000} \right]^3 + 0.08 \quad (2.37b)$$

Où $(q_{c1N})_{cs}$ est la résistance à la pénétration équivalente à un sable propre normalisée à une contrainte de référence de 100 KPa.

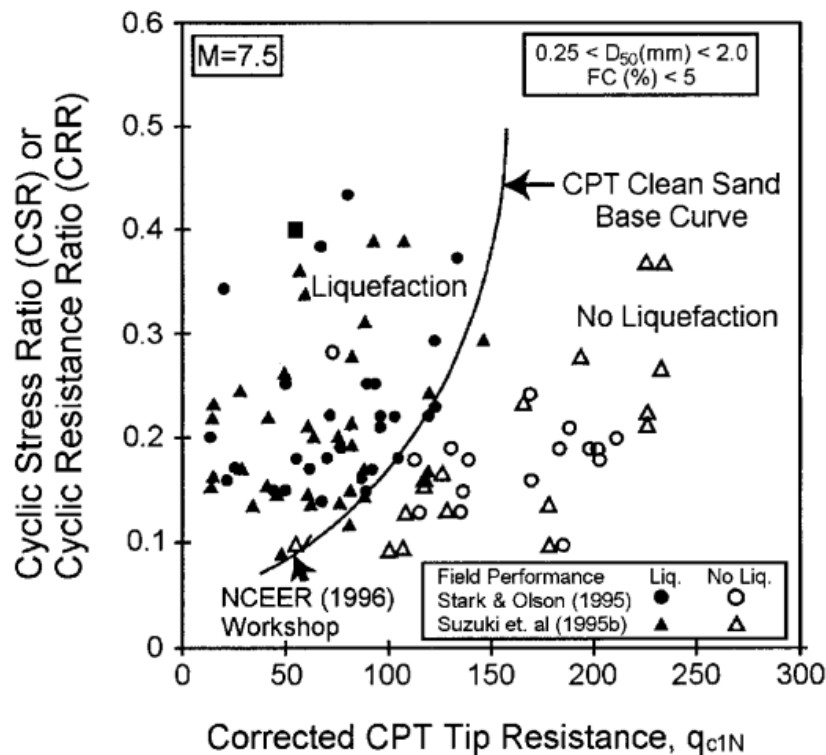


Figure 2.17: Courbes CRR - q_{c1N} basée sur l'essai CPT recommandée pour l'estimation empirique du CRR (d'après Robertson et Wride (1998))

Robertson et Wride (1998), ont aussi utilisé les courbes (Fig 2.18) établies par Stark et Olson (1995) afin d'élargir la validité des équations (2.37) aux sables dont le pourcentage des fines est $>5\%$.

Normalisation de la résistance de pointe

Selon Robertson et Wride (1998), la résistance de pointe mesurée q_c peut être normalisée de la manière suivante :

$$q_{c1N} = C_q \left(\frac{q_c}{P_a} \right) \quad (2.38)$$

$$C_q = \left(\frac{P_a}{\sigma'_{v0}} \right)^n \leq 1.7 \quad (2.39)$$

Où C_q est un facteur de correction qui normalise la résistance de pointe, P_a est la pression atmosphérique, σ'_{v0} est la contrainte effective verticale et n , est un exposant qui varie avec le type de sol et prend une valeur de 0.5 pour les sables et 1 pour les argiles (Olsen, 1997).

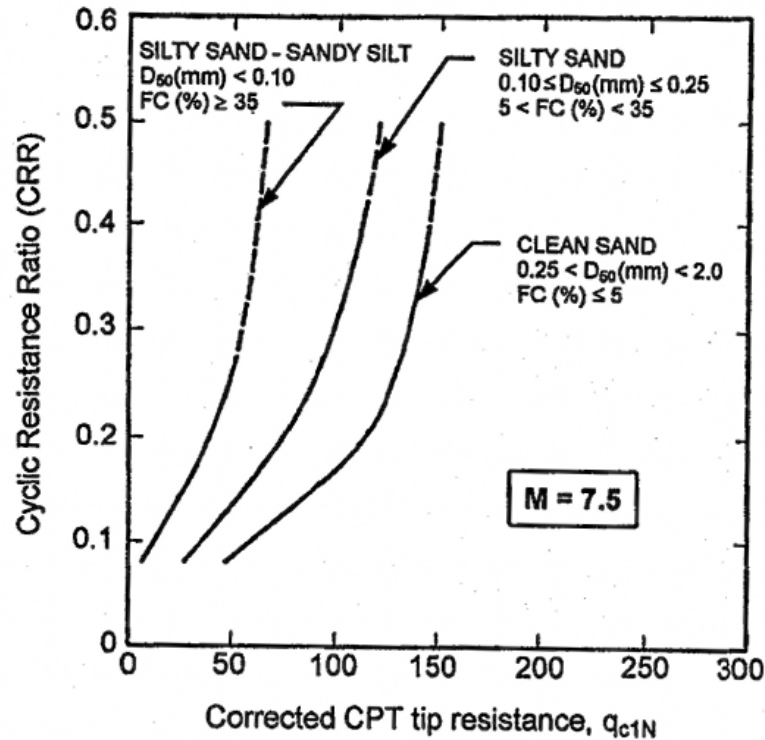


Figure 2.18: Influence des fines sur les courbes CRR - q_{c1N} basées sur l'essai CPT

(Etablie par Stark et Olson(1995) et reproduite par Robertson et Wride (1998))

Comportement du sol à partir d'un essai CPT

Le rapport de frottement du CPT (rapport du frottement latéral f_s et la résistance de pointe q_c) augmente avec la teneur en fines et la plasticité du sol, ce qui permet d'apprécier approximativement le type de sol et le contenu en fines à partir des données fournies par un essai CPT. Pour définir le type de sol, Robertson et Wride (1998) ont construit l'abaque présenté sur la figure 2.19. Les limites entre les différents types de sols dans cet abaque, sont approximées par des cercles concentriques qui peuvent être utilisés pour tenir compte des effets des caractéristiques du sol sur q_{c1N} et CRR. Les rayons de ces cercles définissent l'indice de comportement du sol I_c qui est donné par la relation suivante en fonction de la résistance de pointe normalisée Q et le frottement latéral normalisé F :

$$I_c = [(3,47 - \log(Q))^2 + (\log(F) + 1,22)^2]^{0,5} \quad (2.40)$$

Où

$$Q = \left[\frac{q_c - \sigma_{v0}}{P_a} \right] \left(\frac{P_a}{\sigma_{v0}'} \right)^n \quad (2.41)$$

$$F = \left[\frac{f_s}{q_c - \sigma_{v0}} \right] \cdot 100\% \quad (2.42)$$

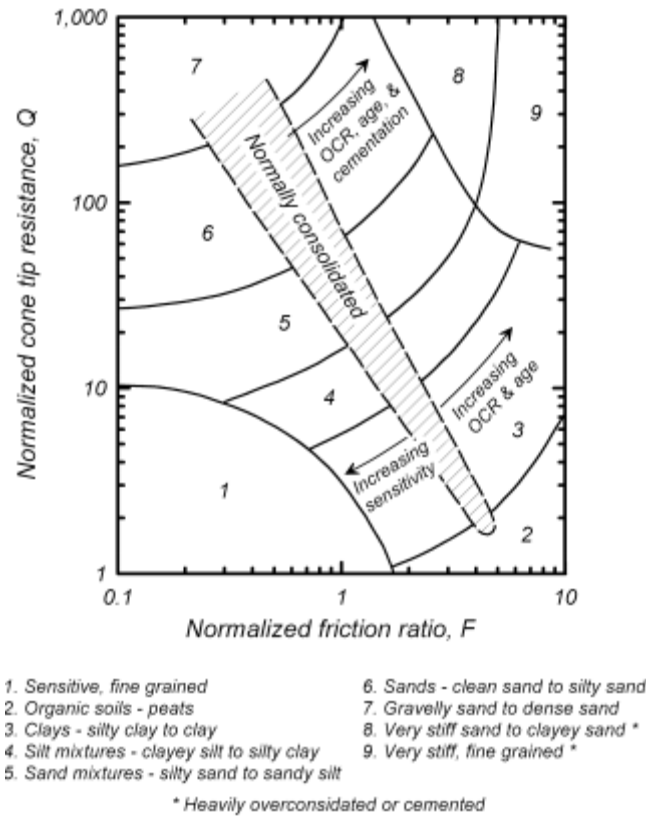


Figure 2.19: Comportement du sol basé sur l’essai CPT proposé par Robertson (1990)
(Tirée de Robertson et Wride (1998))

Les différents comportements du sol présentés sur la figure 2.19 sont illustrées sur le tableau suivant :

Zone	I_c	Type de comportement du sol
2	$I_c > 3.60$	Sol organique
3	$2.95 < I_c < 3.60$	Argile silteuse à argile pure
4	$2.60 < I_c < 2.95$	Mélange de silt: argile -silt
5	$2.05 < I_c < 2.60$	Sable mélangé
6	$1.31 < I_c < 2.05$	Sable propre à sable silteux
7	$I_c < 1.31$	Sable gravier à sable dense

Tableau 2.2 Type de sol en fonction de I_c basé sur l’essai CPT

Robertson et Wride (1998) ont recommandé la procédure suivante pour calculer l’indice de comportement du sol I_c . La première étape consiste à distinguer les sols argileux des sols sableux et limoneux. Cette distinction s’effectue en attribuant une valeur de 1 à l’exposant n (sol argileux) et en calculant Q à partir de l’équation suivante :

$$Q = \left[\frac{q_c - \sigma_{v0}}{P_a} \right] \left(\frac{P_a}{\sigma'_{v0}} \right)^1 = \left[\frac{q_c - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \right] \quad (2.43)$$

Si $I_c > 2.6$, le sol est considéré comme avoir un comportement d’une argile non liquéfiable et l’analyse est arrêtée. Seulement, une récupération des échantillons de sol pour des essais au laboratoire est

privilegiée afin de confirmer le type de sol et la résistance à la liquéfaction. À cet effet, le critère chinois défini plus haut doit être appliqué pour confirmer la non-liquéfiabilité du sol.

Si $I_c < 2.6$, le sol est très probablement de type granulaire, cependant, on recalcule d'abord C_q et Q en attribuant une valeur à l'exposant n égale à 0.5 puis l'indice de comportement I_c .

Si la valeur recalculée de $I_c < 2.6$, le sol est classé comme non plastique et granulaire et c'est cette valeur qui est utilisée pour estimer la résistance à la liquéfaction.

Cependant, si le I_c recalculé est > 2.6 , le sol est susceptible d'être très limoneux et éventuellement plastique. Dans ce cas, q_{c1N} doit être recalculé à partir de (2.38) en utilisant un exposant intermédiaire n de 0,75 dans (2.39). L'indice de comportement I_c est alors recalculé en remplaçant dans l'équation (2.40) Q par q_{c1N} . Cette valeur intermédiaire de I_c est utilisée pour estimer la résistance à la liquéfaction. Dans ce cas, et pour plus de sécurité, un échantillon de sol doit être récupéré pour sa susceptibilité à la liquéfaction par le critère chinois.

Suivant les recommandations de NCEER (Youd *et al.*, 2001), tous les sols ayant un indice de comportement $I_c \geq 2.4$ ou $I_c > 2.6$ avec $F < 1\%$ doivent être vérifiés par le critère chinois.

Résistance de pointe équivalente à un sable propre

La résistance à la pénétration normalisée d'un sable limoneux q_{c1N} est convertie en une résistance équivalente à un sable propre $(q_{c1N})_{cs}$ par la relation suivante :

$$(q_{c1N})_{cs} = K_c q_{c1N} \quad (2.44)$$

Où K_c est un facteur de correction qui est fonction des caractéristiques des particules du sol et est défini par les relations suivantes (Robertson et Wride, 1998):

$$\text{Si } I_c \leq 1.64 \quad K_c = 1 \quad (2.45a)$$

$$\text{Si } I_c > 1.64 \quad K_c = -0.403I_c^4 + 5.581I_c^3 - 21.63I_c^2 + 33.75I_c - 17.88 \quad (2.45b)$$

La courbe K_c définie par l'équation 2.45 est tracée sur la figure 2.20. Pour $I_c > 2.6$, le prolongement de la courbe est en pointillés, indiquant que dans cette plage le sol se comporte comme une argile qui n'est pas susceptible de se liquéfier.

Une fois que les valeurs de I_c et K_c sont convenablement définies, le rapport de résistance cyclique $CRR_{7.5}$ peut être évalué en utilisant l'équation 2.37. Ce $CRR_{7.5}$ doit être corrigé conformément à l'équation (2.9).

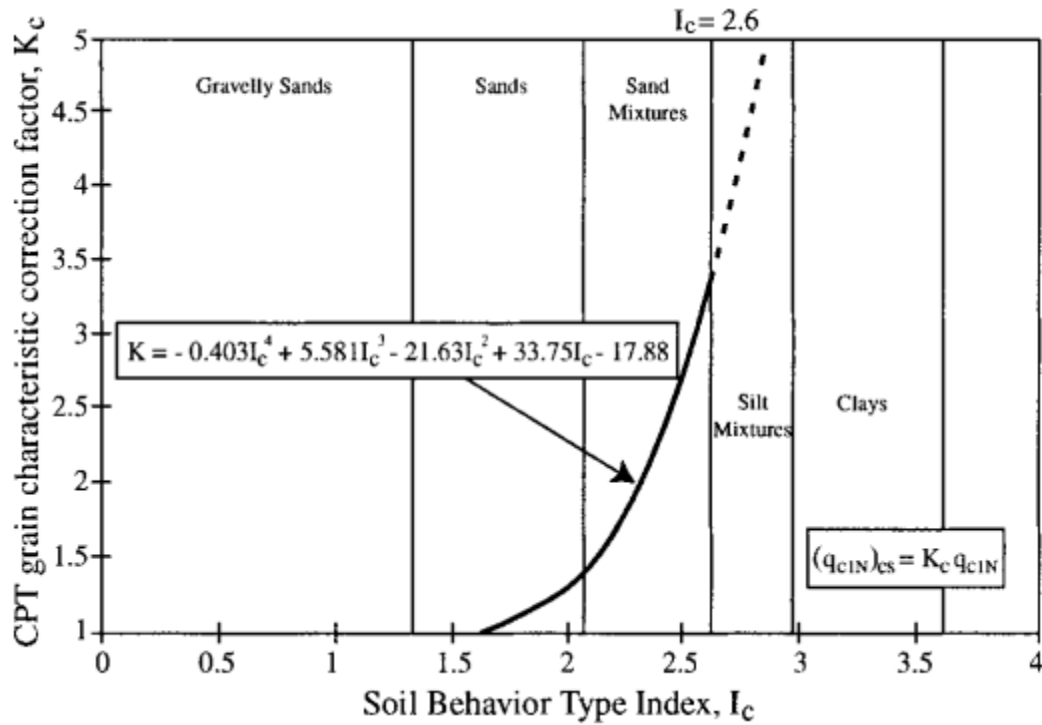


Figure 2.20: Facteur de correction K_c de la résistance de pointe normalisée

(Tirée de Robertson et Wride (1998))

Facteur d'échelle et d'amplitude MSF

Les équations (2.16) et (2.17) resteront valable parce qu'elles ne dépendent pas de l'essai in situ réalisé. Pour le MSF proposé par Boulanger et Idriss (2015), l'équation 2.18 reste inchangée, tant dis que le MSF_{max} dépend de l'essai in situ, et il sera reformulé pour le CPT comme suit :

$$MSF_{max} = 1.09 + \left(\frac{(q_{c1N})_{cs}}{180} \right)^3 \leq 2.2 \quad (2.46)$$

Facteur de correction des contraintes K_σ

Les équations (2.20 et 2.21) sont indépendantes de l'essai réalisé, et peuvent alors être appliquées pour cet essai.

Le facteur K_σ proposé par Idriss et Boulanger (2008) est calculé par la relation (2.22) tout en modifiant la valeur de C_σ qui dépend de l'essai in situ conformément à la relation suivante :

$$C_\sigma = \frac{1}{37.3 - 8.27(q_{c1Ncs})^{0.264}} \leq 0.3 \quad (2.47)$$

La valeur maximale de C_σ est limitée à 0.3, ce qui limite la valeur de q_{c1Ncs} à 211.

Facteur de correction des contraintes K_σ

Toutes les relations présentées pour l'essai SPT (Idriss et Boulanger, 2003a) seront retenues à l'exception de l'équation (2.29) qui est fonction du paramètre fourni par l'essai in situ et doit être reformulée comme suit :

$$\xi_R = \frac{1}{Q - \ln(100p'/P_a)} - (0.478(q_{c1N})^{0.264} - 1.063) \quad (2.48)$$

2.3.3.2.2 Méthode CPT de Idriss et Boulanger (2014)

La corrélation du rapport de résistance cyclique ($CRR_{7.5}$) proposée par Idriss et Boulanger (2008) a été révisée (Boulanger et Idriss, 2014) suite à la mise à jour de la base de données historique des sites qui ont été touché par des séismes . la courbe révisée (Fig 2.21) est presque confondue avec celle de Idriss et Boulanger (2008) pour des valeurs de q_{c1Ncs} comprises entre 80 et 130 et se penche vers le haut hors cette plage où les points qui définissent la limite entre les deux régions sont bien claire.

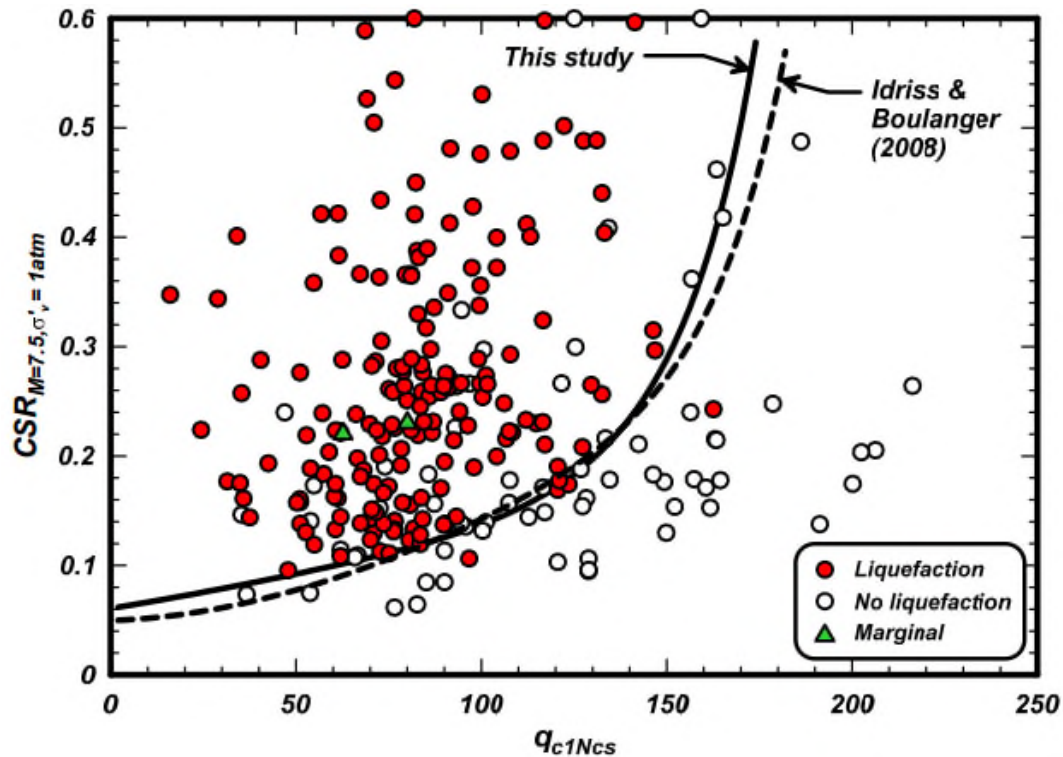


Figure 2.21: Graphe CSR - q_{c1Ncs} issue de la base de données mise à jour et courbe $CRR_{7.5}$ proposée (Tirée de Boulanger et Idriss (2014))

Cette courbe révisée a été proposée aussi dans sur la base d'une analyse probabiliste qui correspond à une probabilité de liquéfaction de 16% prenant en compte seulement l'incertitude liée au modèle (Boulanger et Idriss, 2014). La forme révisée du $CRR_{7.5}$ est exprimée par l'expression suivante :

$$CRR_{7.5} = \exp\left(\frac{q_{c1Ncs}}{113} + \left(\frac{q_{c1Ncs}}{1000}\right)^2 - \left(\frac{q_{c1Ncs}}{140}\right)^3 + \left(\frac{q_{c1Ncs}}{137}\right)^4 - 2.8\right) \quad (2.49)$$

Où q_{c1Ncs} est la résistance de pointe normalisée équivalente à un sable propre donnée par l'expression suivante (Idriss et Boulanger, 2008) :

$$q_{c1Ncs} = q_{c1N} + \Delta q_{c1N} \quad (2.50)$$

La résistance de pointe normalisée par rapport à une contrainte de 100KPa est donnée par (Idriss et Boulanger, 2008) :

$$q_{c1N} = C_N q_{cN} = C_N \frac{q_c}{P_a} \quad (2.51)$$

Où q_c est la résistance de pointe mesurée donnée par l'essai CPT.

Pour le calcul du facteur de correction C_N , Idriss et Boulanger (2003a ;2008) ont recommandé la relation suivante :

$$C_N = \left(\frac{P_a}{\sigma'_{v0}} \right)^m \leq 1.7 \quad (2.52)$$

Où P_a est la pression atmosphérique égale à 100KPa et σ'_{v0} est la contrainte effective verticale.

m est un paramètre qui est fonction de la densité relative et est donnée par :

$$m = 1.338 - 0.249(q_{c1Ncs})^{0.264} \quad (2.54)$$

Où les valeurs de q_{c1Ncs} sont comprises entre 21 et 254. Les valeurs calculées de C_N sont présentées sur la figure 2.22. les valeurs de C_N sont calculées par itération sur celles de q_{c1Ncs} bornées entre 21 et 254 jusqu'à convergence. Cette procédure itérative peut être réalisée soit avec un programme (Matlab) ou bien sur une feuille Excel.

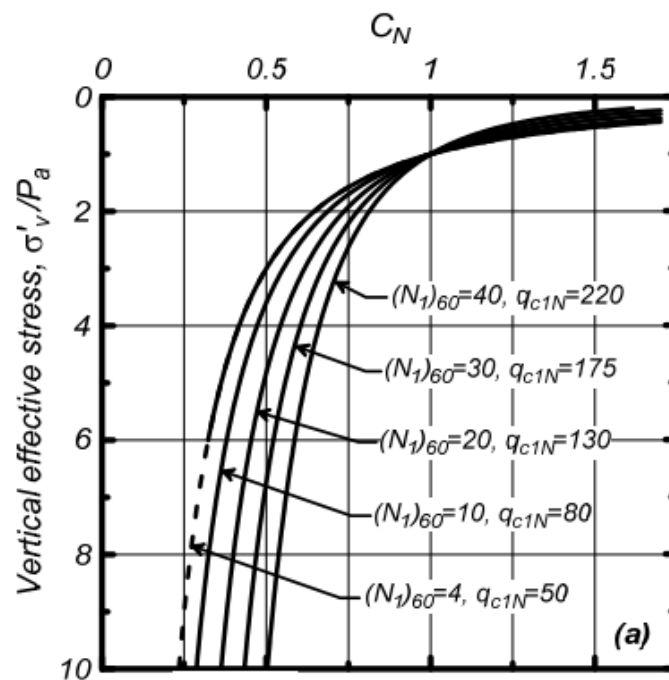


Figure 2.22: Valeurs de C_N en fonction σ'_v/P_a (Idriss et Boulanger, 2008)

L'ajustement (correction) des fines pour un sable propres équivalent Δq_{c1N} est généralement déduit à partir d'une base de données historique, la forme révisée de Δq_{c1N} (Boulanger et Idriss, 2014) est présentée sur la figure 2.23.

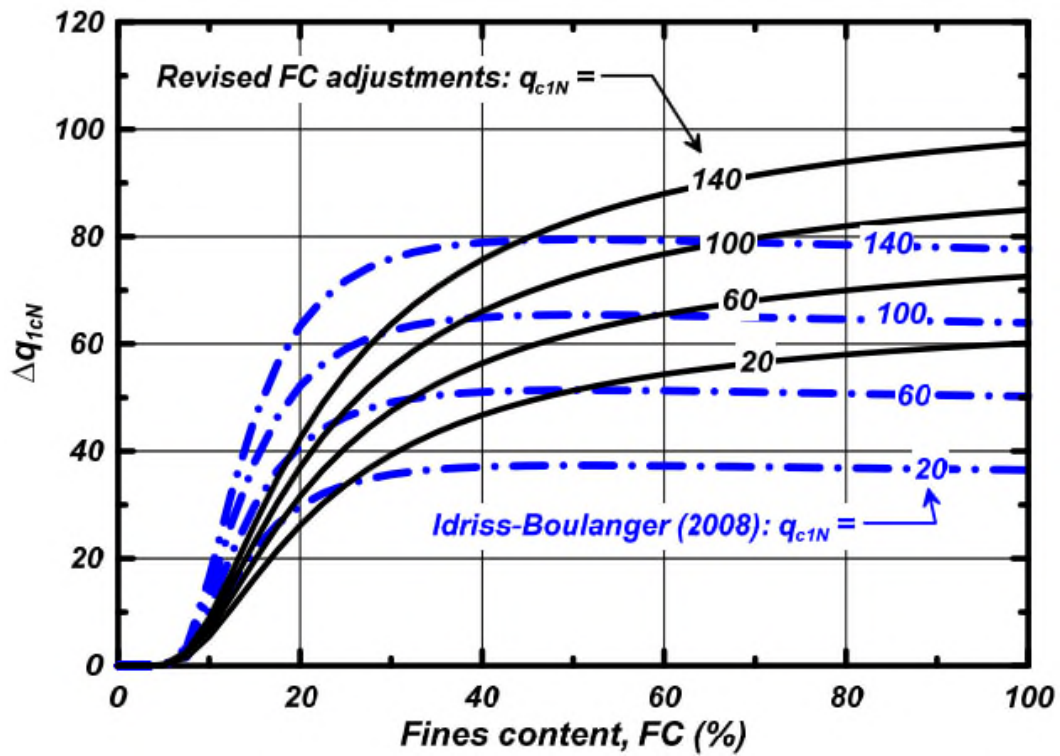


Figure 2.23: Correction des fines pour un sable propre équivalent

(Boulanger et Idriss, 2014)

La forme révisée de cette correction peut être exprimée par la relation suivante (Boulanger et Idriss, 2014) :

$$\Delta q_{c1N} = \left(11.9 + \frac{q_{c1N}}{14.6} \right) \exp \left(1.63 - \frac{9.7}{FC+2} - \left(\frac{15.7}{FC+2} \right)^2 \right) \quad (2.55)$$

Le pourcentage des fines FC peut être approximé par la relation proposée par Boulanger et Idriss (2014) :

$$FC = 80I_c - 137 \quad (2.56)$$

Où I_c est l'indice de comportement discuté dans la section précédente (Robertson and Wride, 1998) et est donné par l'équation (2.40). Sur la figure 2.24, on présente quelques corrélations proposées à partir de la base de données de Suzuki et al. (1998). Le $CRR_{7.5}$ ainsi calculé doit être corrigé conformément à l'équation (2.9). Les facteurs de correction MSF, K_σ et K_α ont été discutés dans la section précédente (2.3.3.2.1).

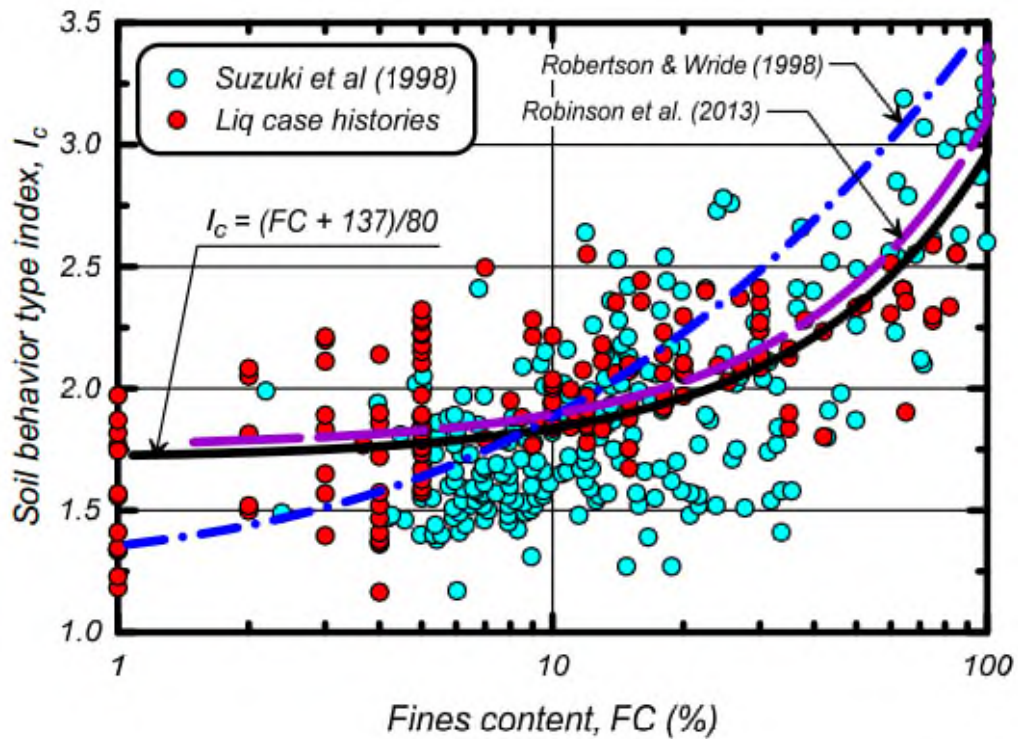


Figure 2.24: Base de données et corrélation entre I_c et FC

(Tirée de Boulanger et Idriss, 2014)

2.3.3.2.3 Méthode CPT de Seed et Idriss (1982)

Comme les corrélations basées sur l'essai CPT dépendent des dimensions des grains, plusieurs courbes de résistance ont développées en fonction du diamètre moyen des grains D_{50} (Fig 2.25) (Robertson et Campanella, 1985 ; Seed et De alba, 1986). Seed et Idriss(1982) ont utilisés ces courbes pour évaluer le rapport de résistance cyclique $CRR_{7.5}$ pour les sables propres en normalisant la résistance de pointe comme suit :

$$q_{c1} = q_c \cdot C_n \quad (2.57)$$

$$C_n = \frac{1.8}{0.8 + \frac{\sigma'_{v0}}{\sigma_{ref}}} \quad (2.58)$$

Où : σ'_{v0} , est la contrainte verticale effective, en KPa, et σ_{ref} , est une contrainte de référence égale à 100 KPa.

Pour déterminer la valeur du $CRR_{7.5}$, il suffit de calculer q_{c1} et tirer la valeur correspondante de $CRR_{7.5}$ à partir de la figure 2.25. Ce $CRR_{7.5}$, doit être corrigé conformément à ce qui a été indiqué dans les sections précédentes.

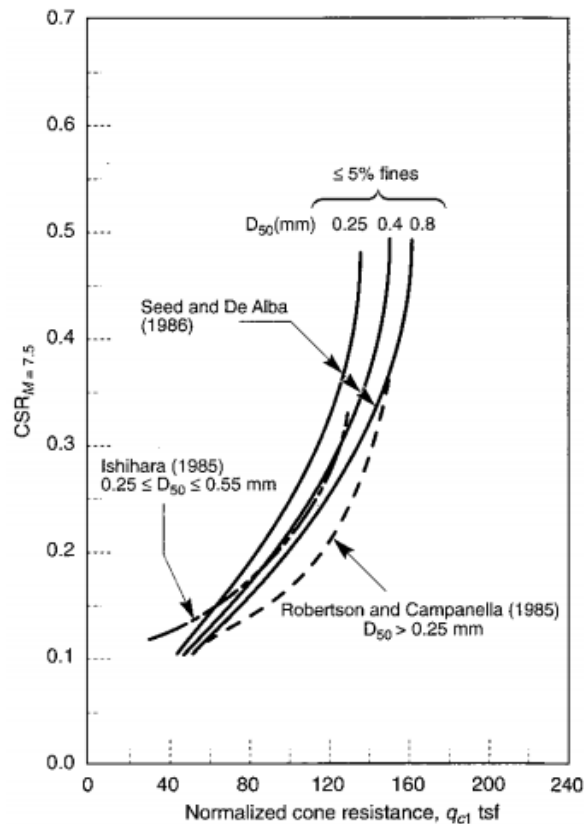


Figure 2.25: Courbes de résistances en fonction de D_{50} basées sur l'essai CPT

(Tirée de Kramer, 1996)

2.3.3.3 Évaluation du CRR par les méthodes basées sur la vitesse de l'onde de cisaillement V_s

Les méthodes basées sur la vitesse de l'onde de cisaillement (V_s) offrent aux ingénieurs un outil complémentaire pour évaluer la résistance à la liquéfaction des sols. L'utilisation de V_s comme indice de résistance à la liquéfaction a un effet prépondérant, car V_s et la résistance à la liquéfaction sont influencées presque par les mêmes facteurs (indice des vides, état des contraintes, histoire des contraintes et l'âge géologique). Les avantages des méthodes basées sur V_s ont été largement discutés par de nombreux chercheurs (Youd *et al.*, 2001 ; Andrus et Stokoe II, 2000). Au cours des dernières années, les corrélations liées à la procédure basée sur V_s pour l'évaluation de la résistance à la liquéfaction ont été significativement améliorées en utilisant des bases de données plus complètes (Andrus et Stokoe II, 2000). L'approche la plus utilisée est celle qui s'intègre dans le contexte de la méthode proposée par Seed et Idriss (1971), elle consiste à mener des investigations géophysiques pour des sites qui ont été touchés par des séismes et à corrélérer la vitesse de l'onde de cisaillement corrigée (V_{s1}) au rapport de contrainte cyclique (CSR) afin d'en déduire un modèle exprimant la résistance à la liquéfaction en terme de CRR (Robertson *et al.*, 1992 ; Andrus *et al.*, 2004a).

2.3.3.3.1 Méthode de Andrus et Stokoe (2000)

Andrus et Stokoe (1997 ; 2000) ont développé des critères de résistance à la liquéfaction à partir des mesures sur terrain de la vitesse de l'onde de cisaillement V_s . l'un des facteurs les plus importants qui influe sur V_s est l'état des contraintes dans le sol (Hardin et Drnevich, 1972). Des essais au laboratoire (Stokoe et al., 1985; Bellotti et al., 1996) ont montré que V_s dépend également des contraintes principales dans la direction de propagation et du mouvement des particules. A cet effet, la vitesse de l'onde de cisaillement peut être estimée comme suit :

$$V_s = A(\sigma'_v)^m(\sigma'_h)^m \quad (2.59)$$

Où A est un paramètre qui dépend de la structure du sol, σ'_v , la contrainte effective verticale, σ'_h , la contrainte effective horizontale et m est un exposant environ égale à 0.125. Mais dans la pratique, les valeurs de V_s utilisées pour évaluer la résistance à la liquéfaction sont fournies par des investigations géophysiques (Cross-hole, Down-hole, ...).

Dans cette méthode, la vitesse de cisaillement mesurée in situ est corrigée par rapport à une contrainte de référence de 100 KPa pour tenir compte des contraintes de surcharge conformément à l'équation suivante (Robertson et al., 1992; Kayen *et al.*, 1992) :

$$V_{s1} = V_s \cdot C_V \quad (2.60)$$

$$C_V = \left(\frac{P_a}{\sigma'_{v0}}\right)^{0.25} \quad (2.61)$$

Où V_{s1} et V_s sont respectivement, la vitesse de l'onde de cisaillement corrigée et celle mesurée in situ, P_a est la contrainte de référence de 100 KPa, σ'_{v0} , la contrainte effective verticale initiale et C_V , un facteur de correction de la vitesse de l'onde de cisaillement limité à 1.4 (Andrus et Stokoe II, 2000).

Andrus et Stokoe (1997) ont développé des courbes de résistance (Fig. 2.25) pour des sols à âge holocène, non cimenté avec un pourcentage de fines $\leq 5\%$, 20% et $\geq 35\%$ à partir d'une base de données historique incluant 20 séismes, et ont proposé la relation suivante pour corréler le CRR et V_{s1} :

$$CRR = a \left(\frac{V_{s1}}{100}\right) + b \left(\frac{1}{V_{s1}^* - V_{s1}} - \frac{1}{V_{s1}^*}\right) \quad (2.62)$$

Où a et b sont les paramètres de la courbe égaux respectivement à 0.03 et 0.9, V_{s1}^* est la valeur critique de V_{s1} donnée par (Andrus et Stokoe, 1997) :

$$V_{s1}^* = 220 \text{ m/s} \quad : \text{ Pour les graviers et les sables ayant } FC \leq 5\% \quad (2.63a)$$

$$V_{s1}^* = 210 \text{ m/s} \quad : \text{ Pour les graviers et les sables ayant } FC = 20\% \quad (2.63b)$$

$$V_{s1}^* = 200 \text{ m/s} \quad : \text{ Pour les sables et silts ayant } FC \geq 35\% \quad (2.63c)$$

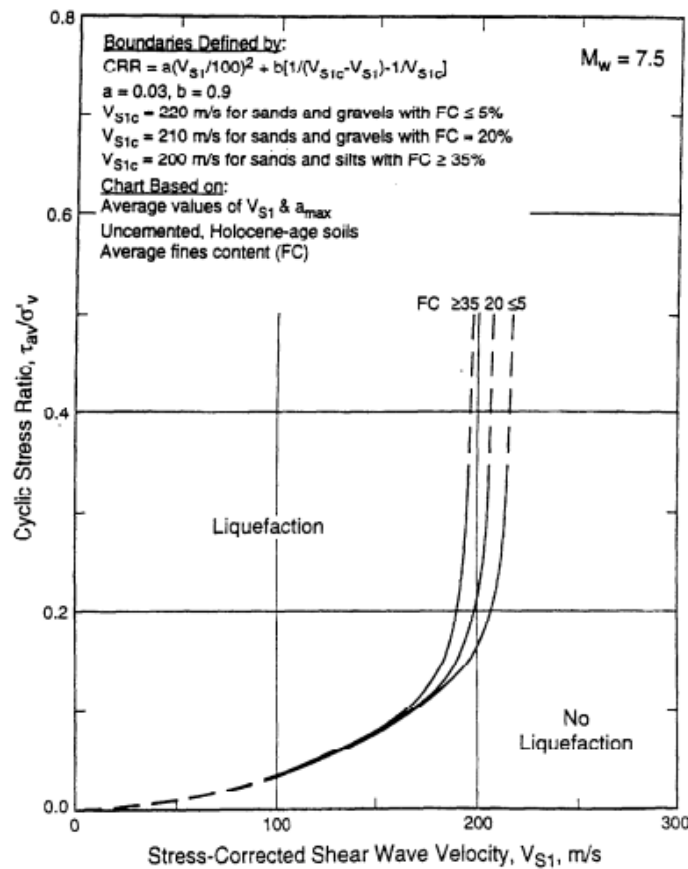


Figure 2.26: Courbes CRR- V_{s1} pour $M_w=7.5$, sol non cimenté à âge holocène
(Tirée de Andrus et Stokoe, 1997)

Cette base de données a été révisée par Andrus et al. (1999) en étendant le nombre de séismes à 26 et en performant des investigations basées sur la mesure de la vitesse de l'onde de cisaillement pour un ensemble de 225 sites. Et en se basant sur cette base de données, Andrus et Stokoe (2000) ont opéré par processus itérative pour ajuster les courbes CRR- V_{s1} (Fig. 2.27) aux frontières des deux régions liquéfiées et non liquéfiées pour en déduire les nouveaux paramètres a , b et V_{s1}^* de l'équation (2.62). Les valeurs finales de a et b utilisées pour tracer les courbes étaient 0.022 et 2.8 respectivement et les valeurs V_{s1}^* qui ont été recommandées sont exprimées par les relations suivantes :

$$V_{s1}^* = 215 \text{ m/s} \quad : \text{ Pour les sables ayant } FC \leq 5\% \quad (2.64a)$$

$$V_{s1}^* = 215 - 0.5(FC - 5) \text{ m/s} \quad : \text{ Pour les sables ayant } 5\% < FC < 20\% \quad (2.64b)$$

$$V_{s1}^* = 200 \text{ m/s} \quad : \text{ Pour les sables et silts ayant } FC \geq 35\% \quad (2.64c)$$

D'après Andrus et Stokoe (2000), si le pourcentage des fines est inconnu, on attribuera pour V_{s1}^* une valeur de 215.

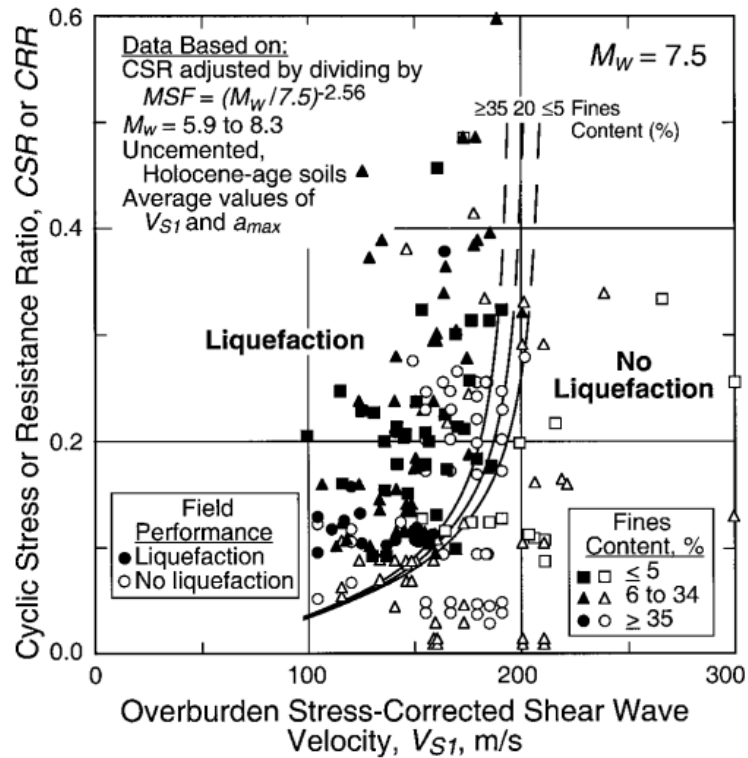


Figure 2.27: Courbes CRR- V_{s1} recommandées pour $M_w=7.5$, sol non cimenté à âge holocène
(Tirée de Andrus et Stokoe, 2000)

Andrus et al. (2004a), en exploitant les travaux de Juang et al. (2001 ; 2002), ont suggéré d'utiliser une vitesse de l'onde de cisaillement équivalente à un sable propre V_{s1cs} au lieu de V_{s1} en prenant $V_{s1}^*=215$ m/s dans l'équation (2.62). V_{s1cs} est donnée par la relation suivante :

$$V_{s1cs} = K_{cs} \cdot V_{s1} \quad (2.65)$$

Où V_{s1cs} est la valeur de V_{s1} équivalente à un sable propre et K_{cs} est le facteur de correction des fines donnée par les relations suivantes Juang et al. (2002):

$$K_{cs} = 1 \quad FC \leq 5\% \quad (2.66a)$$

$$K_{cs} = 1 + (FC - 5)T \quad 5\% \leq FC \leq 35\% \quad (2.66b)$$

$$K_{cs} = 1 + 30T \quad FC \geq 35\% \quad (2.66c)$$

$$T = 0.09 - 0.0109(V_{sl}/100) + 0.038x(V_{sl}/100)^2 \quad (2.66d)$$

Le $CRR_{7.5}$ donné par l'équation (2.62) doit être corrigé conformément à l'équation (2.9) pour tenir compte des magnitudes différentes de 7.5, des contraintes de surcharges et de l'état initiale des contraintes cisaillements statiques.

Facteur d'échelle et d'amplitude MSF

Les équations (2.16) et (2.17) resteront valable parce qu'elles ne dépendent pas de l'essai in situ réalisé.

Facteur de correction des contraintes K_σ

Les équations (2.20 et 2.21) sont indépendantes de l'essai réalisé, et peuvent alors être appliquées pour cet essai.

Le facteur K_σ proposé par Idriss et Boulanger (2008) est calculé par la relation (2.22) tout en modifiant la valeur de C_σ qui dépend de l'essai in situ conformément à la relation suivante :

$$C_\sigma = \frac{1}{37.3 - 3.1 \left(\frac{V_{s1cs}}{100} \right)^{1.976}} \leq 0.3 \quad (2.67)$$

La valeur maximale de C_σ est limitée à 0.3, ce qui limite la valeur de q_{c1Ncs} à 211.

Facteur de correction des contraintes K_σ

Toutes les relations présentées pour l'essai SPT (Idriss et Boulanger, 2003a) seront retenues à l'exception de l'équation (2.29) qui est fonction du paramètre fourni par l'essai in situ et doit être reformulée comme suit :

$$\xi_R = \frac{1}{Q - \ln(100p'/P_a)} - 0.18 \left(\frac{V_{s1cs}}{100} \right)^{1.976} \quad (2.68)$$

2.3.3.3.2 Méthode de Tokimatsu et Uchida(1990)

Tokimatsu et Uchida(1990) , ont proposé une méthode qui combine les mesures in situ de la vitesse de l'onde de cisaillement et l'essai au laboratoire pour prédire le phénomène de liquéfaction. Pour mettre en évidence la relation entre la résistance à la liquéfaction et le module de cisaillement élastique, Tokimatsu et al. (1986) ont réalisé des essais triaxiaux cycliques non drainés sur un sable de Niigata reconstitué avec des densités différentes et une pression de confinement de 1 kgf / cm² (98 kPa). Le module de cisaillement élastique G_0 de l'échantillon a été mesuré pour une déformation de cisaillement de 10^{-5} juste avant l'essai de liquéfaction. Ce module est généralement donnée par la relation proposé par Hardin and Richart (1963) :

$$G_0 = Af(e_{min})(\sigma'_m)^n \quad (2.69)$$

Où σ'_m est la contrainte effective moyenne de confinement donnée par :

$$\sigma'_m = \frac{1}{3}(1 + 2K_0)\sigma'_{v0} \quad (2.70)$$

σ'_{v0} est la contrainte effective verticale, K_0 , coefficient de poussée des terres au repos , n est un exposant approximativement égal à 0.5, A est une constante qui est fonction de la nature du comprise entre 500 et 900 (Tokimatsu et al., 1986) et $F(e_{min})$ est fonction de l'indice des vides et est donnée par la relation suivante (Hardin et Richart, 1963)

$$f(e_{min}) = \frac{(2.17 - e_{min})^2}{1 + e_{min}} \quad (2.71)$$

$e_{min}=0.65$ pour les sables à 20% de fines, 0.75 pour les silts sableux et 0.95 pour les sables silteux (Tokimatsu et Uchida, 1990).

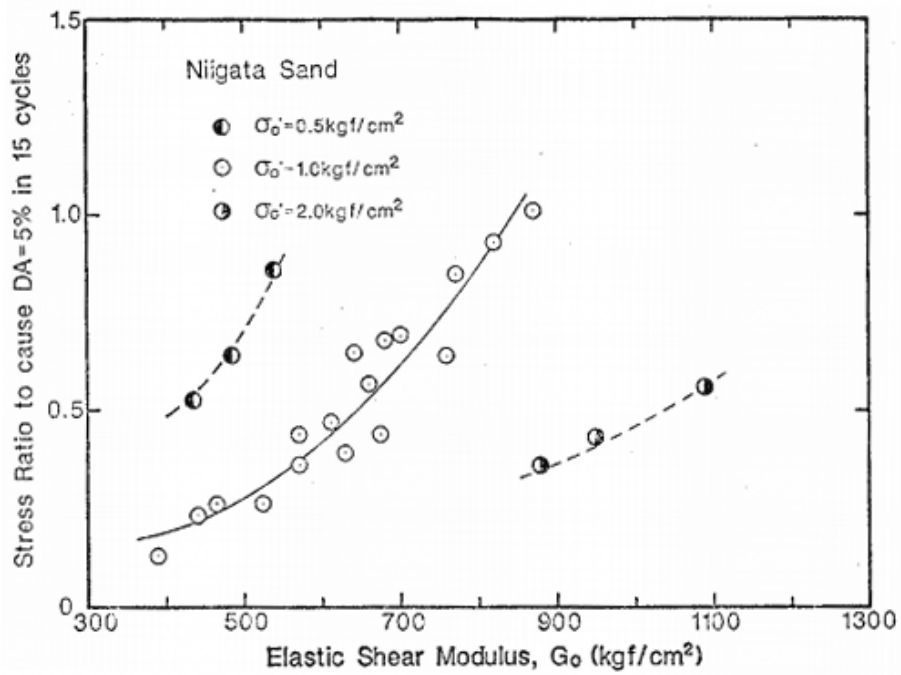


Figure 2.28: Effet de la contrainte effective sur la résistance à la liquéfaction et le module de cisaillement (Tirée de Tokimatsu et Uchida, 1990)

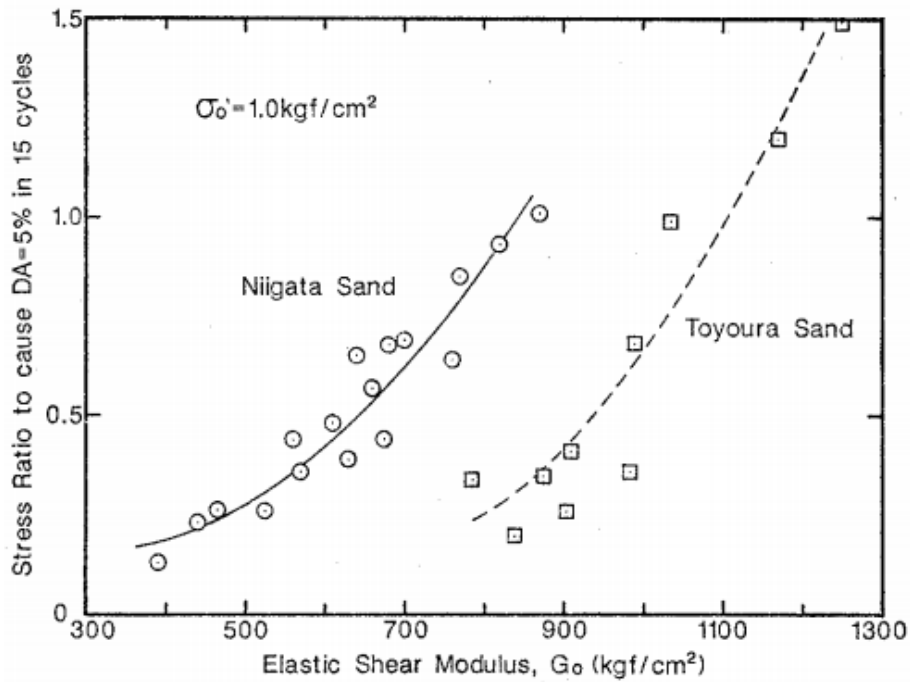


Figure 2.29: Effet du type de sol sur la résistance à la liquéfaction et le module de cisaillement (Tirée de Tokimatsu et Uchida, 1990)

Pour corriger l'effet de la contrainte effective (Fig. 2.28) et le type de sol (Fig. 2.29), Tokimatsu et Uchida(1990) ont proposé la relation suivante :

$$G_N = \frac{G_0}{f(e_{min})(\sigma'_m)^{2/3}} \tag{2.72}$$

La corrélation entre le module de cisaillement normalisé G_N et la résistance à la liquéfaction CRR_{TRX} (Fig. 2.30) déduite à partir d'un essai triaxial cyclique, peut être convertie en une corrélation entre la vitesse de l'onde de cisaillement normalisée (V_{s1}) et CRR_{TRX} en utilisant la relation suivante :

$$V_{s1} = \sqrt{\frac{G_N F(e_{min})}{\rho}} = \frac{V_s}{(\sigma'_m)^{1/3}} \quad (2.73)$$

Où ρ est la masse volumique du sol.

Cette corrélation est présentée sur la figure 2.31, exprimant la résistance à la liquéfaction en fonction de la vitesse de l'onde de cisaillement normalisée.

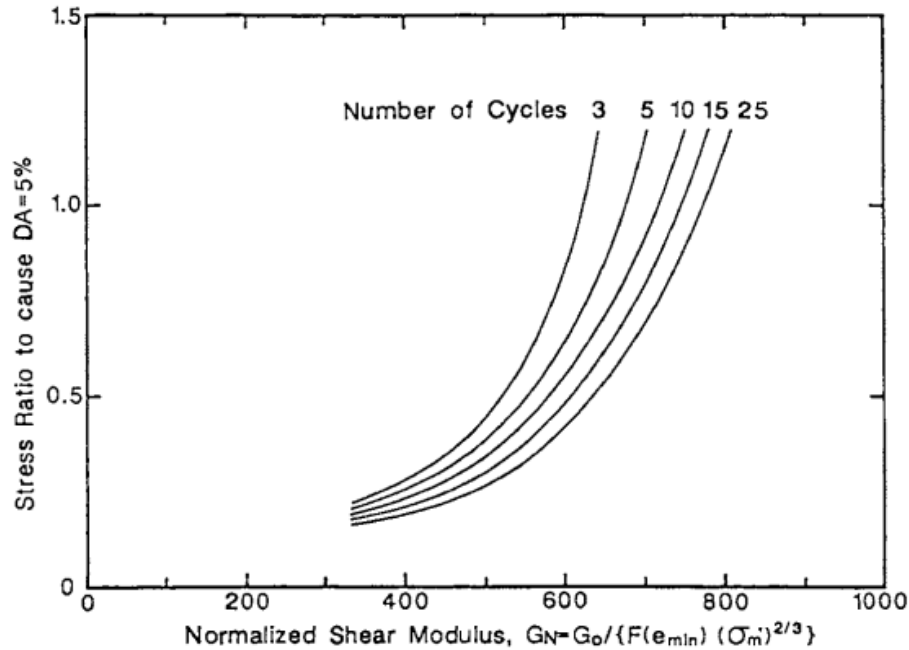


Figure 2.30: Corrélation entre la résistance à la liquéfaction en DA=5% et le module de cisaillement normalisé (Tirée de Tokimatsu et Uchida, 1990)

Le passage du rapport de résistance donné par l'essai triaxial CRR_{TRX} qui est déduit de la figure 2.30 au rapport de résistance cyclique CRR_{INS} in situ se fait par la relation suivante (Seed, 1979 ; Yoshimi et al., 1989) :

$$CRR_{INS} = 0.9 \frac{(1+2k_0)}{3} CRR_{TRX} \quad (2.74)$$

Où 0.9 est un facteur de correction pour les cisaillements multidirectionnels, K_0 est le coefficient de poussée des terres au repos variant de 0.5 à 1.

Le rapport de résistance cyclique donné par l'essai triaxial CRR_{INS} est tiré de la figure 2.29 selon le nombre de cycles. Seed et al.(1985) ont développé une corrélation entre la magnitude et le nombre de cycles telle qu'elle est présentée sur le tableau 2.3.

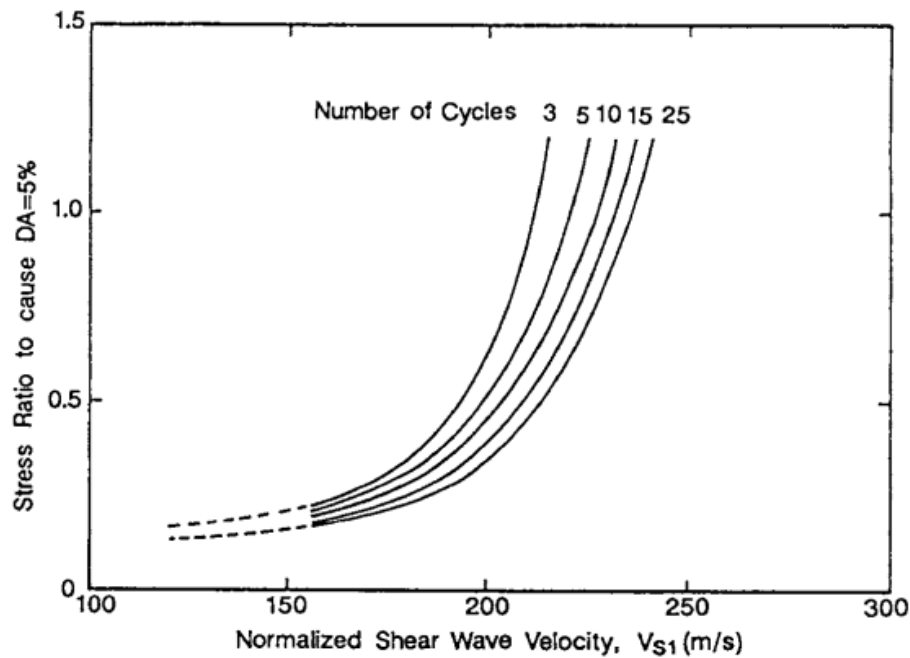


Figure 2.31: Corrélation entre la résistance à la liquéfaction en DA=5% et V_{s1}

(Tirée de Tokimatsu et Uchida, 1990)

Magnitude du séisme	Nombre représentatif de cycles
8.5	26
7.5	15
6.75	10
6	5
5.25	2-3

Tableau 2.3 : Nombre de cycles en fonction de la magnitude (Seed *et al.*, 1985)

2.4 Indice du potentiel de liquéfaction LPI et facteur de sécurité FS

Après l'évaluation du CSR et CRR, le potentiel de liquéfaction peut être exprimé dans le contexte de la procédure de Seed et Idriss (1971) en terme de facteur de sécurité FS comme suit :

$$FS = \frac{CRR}{CSR} \quad (2.75)$$

La valeur de FS pour laquelle la liquéfaction aura lieu diffère selon les règlements parasismiques en vigueur, mais dans les études du potentiel de liquéfaction figurant dans la littérature, cette valeur est prise égale à 1.

Indice de potentiel de liquéfaction LPI

La sévérité des dommages induits par liquéfaction dépend essentiellement de la sévérité de la liquéfaction. Afin de quantifier la sévérité de la liquéfaction Iwasaki et al.(1982) ont développé une

méthode pour l'évaluation de l'indice du potentiel de liquéfaction LPI en supposant que cette sévérité dépend de :

- L'épaisseur de la couche liquéfiée
- La proximité de la couche liquéfiée de la surface
- Un facteur de sécurité $FS < 1$

La prédiction par l'indice de potentiel de liquéfaction est différente de celle par la procédure simplifiée de Seed et Idriss (1971). Selon Toprak et Holzer (2003), la procédure simplifiée prédit la liquéfaction à une profondeur donnée du sol alors que le LPI prédit la performance de la colonne entière du sol et les conséquences de la liquéfaction en surface.

L'estimation de l'indice du potentiel de liquéfaction LPI par Iwasaki et al.(1982) , est exprimée par les relations suivantes :

$$LPI = \int_0^{20} F(z) W(z) dz \quad (2.76)$$

$$F(z) = \begin{cases} 1 - FS & \text{si } FS < 1 \\ 0 & \text{si } FS > 1 \end{cases} \quad (2.77)$$

$$W(z) = \begin{cases} 10 - 0.5z & \text{si } z < 20m \\ 0 & \text{si } z > 20m \end{cases} \quad (2.78)$$

Où z est la profondeur du sol en m par rapport à la surface.

Pour les profils de sols avec une profondeur inférieure à 20 m, LPI est calculé en utilisant l'expression suivante (Luna et Fros, 1998):

$$LPI = \sum_{i=1}^n F_i W_i H_i \quad (2.79)$$

$$F(z) = \begin{cases} 1 - FS_i & \text{si } FS_i < 1 \\ 0 & \text{si } FS_i > 1 \end{cases} \quad (2.80)$$

$$W(z) = \begin{cases} 10 - 0.5H_i & \text{si } H_i < 20m \\ 0 & \text{si } H_i > 20m \end{cases} \quad (2.81)$$

Les degrés de sévérité du potentiel de liquéfaction en fonction de LPI sont présentés sur le tableau suivant (Iwasaki *et al.*, 1982)

LPI	Potentiel de liquéfaction
0	Très faible
$0 < LPI \leq 5$	Faible
$5 < LPI \leq 15$	Fort
$LPI > 15$	Très fort

Tableau 2.4 : Catégories du potentiel de liquéfaction proposées par Iwasaki et al.(1982)

Probabilité de liquéfaction P_L

Le calcul de la probabilité de liquéfaction a été abordé par beaucoup de chercheurs. Les études probabilistes basées sur la fonction d'état limite et les incertitudes liées aux paramètres et modèles peuvent être utilisées pour estimer la probabilité de liquéfaction (Haldar et Tang, 1979). Les bases de données historiques incluant une diversité de sites où la liquéfaction s'est produite ou non peuvent aussi être utilisées pour évaluer P_L à base d'une étude probabiliste (Liao et al., 1988 ; Juang *et al.*, 2001 ; Lai et al., 2006 ; Juang et al., 2006 ; Juang *et al.*, 2000b ; Juang et al., 2002 ; Andrus et al., 1999). Plusieurs expressions ont été proposées pour estimer la probabilité de liquéfaction:

- Relation de Juang et al.(1999)

La probabilité P_L est estimée pour les cas liquéfiés et non liquéfiés de la base de données historique de Andrus et al.(1999) en utilisant le théorème de Bayes :

$$P_L = \frac{1}{1 + \left(\frac{FS}{0.78}\right)^{3.5}} \quad (2.79)$$

- Relation de Juang et al.(2000)

La probabilité P_L est estimée pour les cas liquéfiés et non liquéfiés de la base de données historique de Juang et al.(1999) en utilisant le théorème de Bayes :

$$P_L = \frac{1}{1 + \left(\frac{FS}{1}\right)^{4.65}} \quad (2.80)$$

- Relation de Lai et al.(2006)

La probabilité P_L est estimée pour les cas liquéfiés et non liquéfiés des bases de données historique de Juang et al.(2000a) et Lai et al.(2004) en utilisant un modèle probabiliste basé sur l'essai CPT :

$$P_L = \frac{1}{1 + 0.2(FS)^3 + 0.8(FS)^7} \quad (2.81)$$

2.5 Conclusion

La procédure simplifiée de Seed et Idriss (1971) a été proposée en se basant sur des hypothèses simplificatrices qui ne reflètent pas le comportement réel du sol pendant un séisme. À cet effet, plusieurs corrections ont été apportées à cette procédure afin de la rapprocher au fur et à mesure du cas réel. Ces corrections sont résumées comme suit :

- MSF pour tenir compte des magnitudes différentes de 7.5 parce que cette procédure a été développée pour des séismes de magnitude 7.5.
- K_σ pour tenir compte des contraintes de surcharge qui augmentent en profondeur.
- K_α pour tenir compte de l'état initial des contraintes de cisaillement statiques supposées nulles dans cette procédure.

- r_d pour tenir compte de la flexibilité du sol qui est supposé indéformable dans cette procédure.

Le paramètre le plus important qui a une majeure influence sur le potentiel de liquéfaction qui n'a pas été pris en compte par ces corrections, c'est l'accélération maximale du séisme. Seed et Idriss (1971) dans leurs hypothèses, ont utilisé un accélérogramme équivalent uniforme ayant la même accélération maximale que l'accélérogramme réel et ont retenu les 2/3 de cette accélération en supposant qu'elle est la même que ça soit en surface ou en profondeur. Alors que l'accélération maximale n'est pas la même pour toutes les couches du sol. Supposons un signal sismique, placé à la base du profile du sol, en traversant les différentes couches du sol, ce signal est soit amplifié ou atténué selon la nature du sol. À cet effet, une correction supplémentaire doit être apportée à la méthode de Seed et Idriss (1971) pour tenir compte de la variabilité de l'accélération maximale en profondeur. Cette correction peut être établie en évaluant la valeur de la contrainte engendrée par le séisme dans chaque couche par une méthode exacte et en déduire un facteur correcteur qui tient compte de cette variabilité. Ce facteur va permettre d'utiliser l'accélération maximale proposée par Seed et Idriss (1971) tout en ayant toujours le cas le plus défavorable pour la stabilité et la sécurité des ouvrages.

Chapitre III

Présentation du programme de calcul

3.4 Introduction

Le développement de programmes scientifiques est un thème qui a eu une importance flagrante dans les dernières années. Dans les domaines des sciences techniques, l'utilisation des programmes de recherche dans le cadre de préparation de thèses devient par ailleurs de plus en plus répandue. Ces programmes constituent incontestablement de puissants outils de recherche mais leur utilisation ne doit pas se faire au détriment de l'activité de développement. Dans cette étude, vu la complexité et la difficulté des méthodes de calcul utilisées, on était obligé d'opter pour la conception d'un programme de calcul efficace qui nous offre un gain dans le temps et une bonne précision dans les calculs.

A cet effet, comme l'utilisation de l'analyse matricielle et différentielle est primordiale dans notre étude, on a opté pour l'utilisation du langage de programmation 'Matlab' qui est un outil très performant et efficace dans l'analyse matricielle et différentielle.

3.5 Présentation du programme de calcul (CALDYNASOL)

Le programme de calcul conçu dans le cadre de cette thèse sous l'environnement Matlab, est destiné d'une part, au calcul dynamique via une analyse linéaire équivalente avec masses concentrées, et d'autre part, à l'évaluation du potentiel de liquéfaction des sols sableux saturés. Le comportement non linéaire du sol est modélisé à l'aide de trois lois hyperboliques, Hardin & Drnevich (1972), Ramberg & Osgood (1943) et Masing (1926) associés à l'analyse linéaire équivalente pour déterminer la contrainte engendrée par le chargement dynamique. Le potentiel de liquéfaction dans ce programme, est calculé, par la méthode dynamique en fonction de la contrainte de cisaillement maximale induite par le chargement dynamique, et par la procédure simplifiée de Seed et Idriss (1971) en fonction de la contrainte de cisaillement donnée par la formule empirique proposée par ces deux auteurs. Ce programme se compose de deux modules principaux, l'un pour calculer la réponse sismique du dépôt de sol et l'autre pour estimer le potentiel de liquéfaction par une diversité de méthodes existantes dans la littérature.

Ce programme est un ensemble d'outils graphiques et numériques qui peuvent être illustré comme suit :

- **Outil numérique** : l'équation qui régit l'équilibre dynamique est directement intégrée à l'aide de l'algorithme numérique de Newmark-Beta. Le choix de cet algorithme est liée au temps de calcul qui est assez réduit par rapport aux autres méthodes, telles que, différences finies et méthode modale.
- **Outil graphique** : Une interface graphique principale avec menu et boites de dialogue incluant trois sous interfaces pour, l'affichage des résultats, le stockage des accélérogrammes et la sauvegarde des paramètres physiques du sol.

3.3 Interfaces graphiques

L'interface graphique du logiciel facilite l'utilisation de l'outil et permet une saisie et une édition interactives des données, les sorties graphiques ou numériques peuvent être exploitées directement ou sauvegarder dans un fichier pour une ultérieure utilisation.

Le programme se compose en général de quarts interfaces, dont une est principale et les autres sont secondaires, c'est-à-dire appelées depuis la première.

3.3.1 Interface principale

L'interface principale comme le montre la figure 3.1, est divisée en général en trois groupes :

- Caractéristiques géotechniques des couches du massif
- Choix de la méthode d'analyse (dynamique ou simplifiée)
- Choix des méthodes de calcul du CRR
- Un menu pour la sauvegarde et le chargement des applications
- Un menu qui fait appel aux interfaces secondaires

The screenshot shows a software interface with the following sections:

- Geotechnical characteristics of the soil layers:**
 - Type of soil: Sand
 - Layer number: 1
 - Soil designation: Sand
 - Depth of the water table (m): 2
 - Total unit weight (kN/m³): 15
 - Saturated unit weight (kN/m³): 19.4
 - Height of the layer (m): 1.76215
 - Standard blow counts (SPT): 169.256
 - Angle of internal friction (°): 30
 - Relative density (%): 49.087
 - Cohesion (kPa): 1
 - Plasticity Index (%): 0
 - Void ratio: 0.45
 - Preconsolidation stress (kPa): 1306.12
 - finer content (%): 8.3081
 - Shear wave velocity (m/s): 136.812
 - Water content (%): 0
 - Overconsolidation ratio (Ocr): 130.952
 - Medium diameter D50 (mm): 0.4
 - Tip resistance (kPa): 3984.38
 - Sleeve friction (kPa): 43.7008
- Choice of Analysis Methods:**
 - Radio buttons: Simplified Method, Dynamic Method (selected)
 - Radio buttons: CPT, SPT (selected), Vs
 - Magnitude: 0, Max.Acc (g):
 - Hyperbolic Model: Hardin et Dnevich
 - Calculation precision (ERS): 1%
 - Accelerogram: elcentro.mat
 - Number of loading cycles:
 - Cor fact of liquefaction resistance:
 - Condition of iterations stop: 0.001
 - Average frequency of loading (Hz): 15
 - Calculation interval: Begin (0), Step, End
 - Corrections to SPT: Energy Level (Donut ha...), Borehole diameter (65 mm), Rod length (3 m), Sampling method (Standard)
- Methods for computing CRR:**
 - Checkboxes for various methods, with 'SPT Seed and al.(1984) / Dynamic Analysis' checked.

Buttons at the bottom: previous, validate, Next, Delete, modify, Start calculation, Results.

Figure 3.1 Interface principale

3.3.1.1 Groupe « caractéristiques géotechniques des couches du massif »

Dans cette partie (Fig 3.2), l'utilisateur peut soit saisir les caractéristiques géotechniques du sol couche par couche, les charger à partir d'une base de données via le menu « Database », les modifier ou les supprimer. Les boutons, « Previous » et « Next » permettent de revenir à la couche précédente ou passer à la couche suivante, « Validate », pour valider et sauvegarder les données saisies, « Delete » et « Modify » pour supprimer et modifier les données.

Geotechnical characteristics of the soil layers	
Type of soil :	Sand
Layer number:	1
Soil designation :	Sand
Depth of the water table (m):	2
Total unit weight (kN/m ³) :	15
Saturated unit weight (kN/m ³) :	19.4
Height of the layer (m):	1.76215
Standard blow counts (SPT):	169.256
Angle of internal friction (°):	30
Relative density (%):	49.087
Cohesion (kPa) :	1
Plasticity Index (%):	0
Void ratio:	0.45
Preconsolidation stress (kPa):	1306.12
fines content (%):	8.3081
Shear wave velocity (m/s):	136.812
Water content (%) :	0
Overconsolidation ratio (Ocr):	130.952
Medium diameter D50 (mm):	0.4
Tip resistance (kPa):	3984.38
Sleeve friction (kPa)	43.7008

Figure 3.2 Paramètres géotechniques du sol

3.3.1.2 Groupe « choix de la méthode d'analyse »

Dans cette partie (Fig 3.3), l'utilisateur peut, sélectionner une méthode d'analyse « simplifiée » ou « dynamique » pour l'évaluation de la contrainte engendrée par le séisme, choisir l'essai in-situ utilisé pour estimer le CRR, sélectionner le modèle hyperbolique et le séisme qui conviennent, définir l'intervalle de calcul, et enfin, par un clic sur le bouton « Start calculation », on peut lancer les calculs.

Choice of Analysis Methods

Simplified Method
 Dynamic Method

CPT
 SPT
 Vs

Magnitude Max.Acc (g)

Hyperbolic Model:

Calculation precision (ERS):

Accelerogram :

Number of loading cycles:

Cor fact of liquefaction resistance:

Condition of iterations stop

Average frequency of loading (Hz):

Calculation interval

Begin	Step	End
<input type="text" value="0"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>

Corrections to SPT

Energy Level

Borehole diameter(mm):

Rod length (m) :

Sampling method :

Start calculation

Figure 3.3 Choix de la méthode d'analyse

3.3.1.3 Groupe « choix des méthodes de calcul du CRR »

A partir de ce groupe, on peut choisir les méthodes de calcul du CRR (Fig 3.4) qui conviennent en fonction de l'essai insitu utilisé. À l'issue de l'opération de calcul, on clic sur le bouton « Result » pour faire appel à l'interface graphique destinée à l'affichage de résultats.



Figure 3.4 Choix des méthodes de calcul du CRR

3.3.1.4 Le menu « File »

Ce menu, (Fig 3.5), permet de, créer une nouvelle application en ouvrant un fichier Matlab vide, d'enregistrer l'application courante et de charger une application précédemment enregistrée.

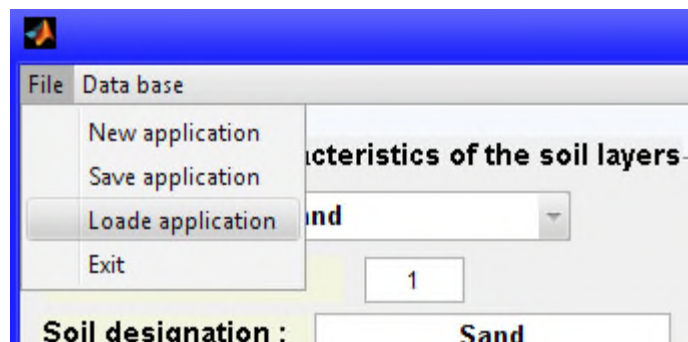


Figure 3.5 Menu « File », interface principale

3.3.1.5 Le menu « Database »

Ce menu, (Fig 3.6), permet d'une part, d'accéder aux interfaces secondaires des paramètres physiques du sol et des accélérogrammes, et d'autre part, permet le chargement des données fournies par les essais in-situ depuis un fichier Matlab (Load data) ou importer les données (Import data) depuis un fichier au format Excel (*.xls ou xlsx) pour les enregistrer dans un fichier au format Matlab (*.mat) afin de pouvoir les charger par la suite à partir du menu « Load Data », après chargement, ces données sont directement affectées aux champs de saisies figurants dans l'interface principale et peuvent être manipulées librement en passant d'une couche à une autre.

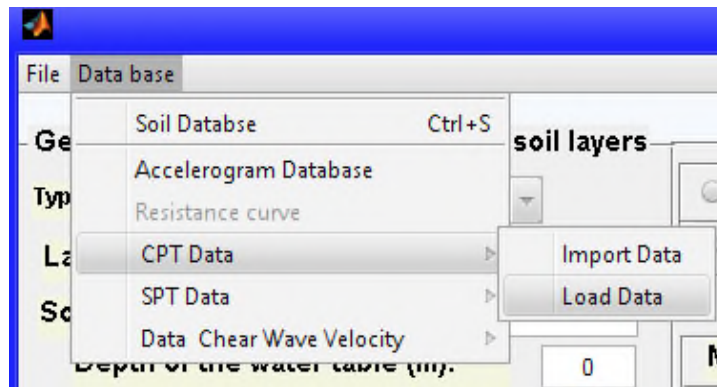


Figure 3.6 Menu « Database », interface principale

3.3.2 Interface d'affichage des résultats

Cette interface (Fig 3.8) est conçue pour visualiser les résultats de l'analyse, dans la partie gauche, les résultats sont affichés sur un tableau pour chaque sous-couche, dans la partie droite, la partie supérieure, « Assessment results », les résultats de chaque sous-couche peuvent être visualisés pour chaque itération, dans la partie intermédiaire, se trouve un bouton « Display other results in table », lorsqu'on clic dessus, une nouvelle fenêtre s'ouvre dans laquelle on peut sélectionner le type de résultats à afficher dans un tableau, quant à la partie inférieure, elle est destinée à l'affichage des résultats sous forme graphique en sélectionnant dans les listes déroulantes, l'ordonnée et l'abscisse (Fig 3.7).

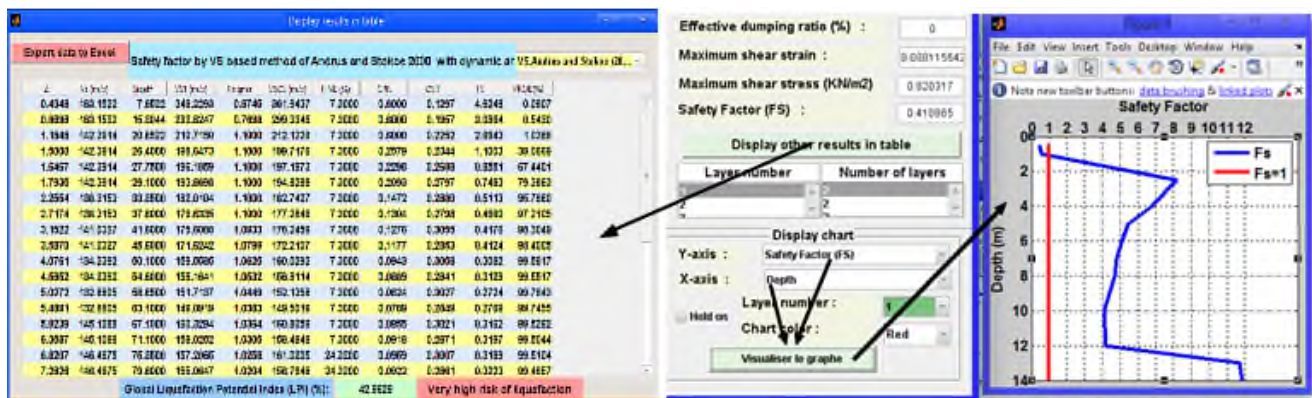


Figure 3.7 Visualisation des résultats sur un graphe

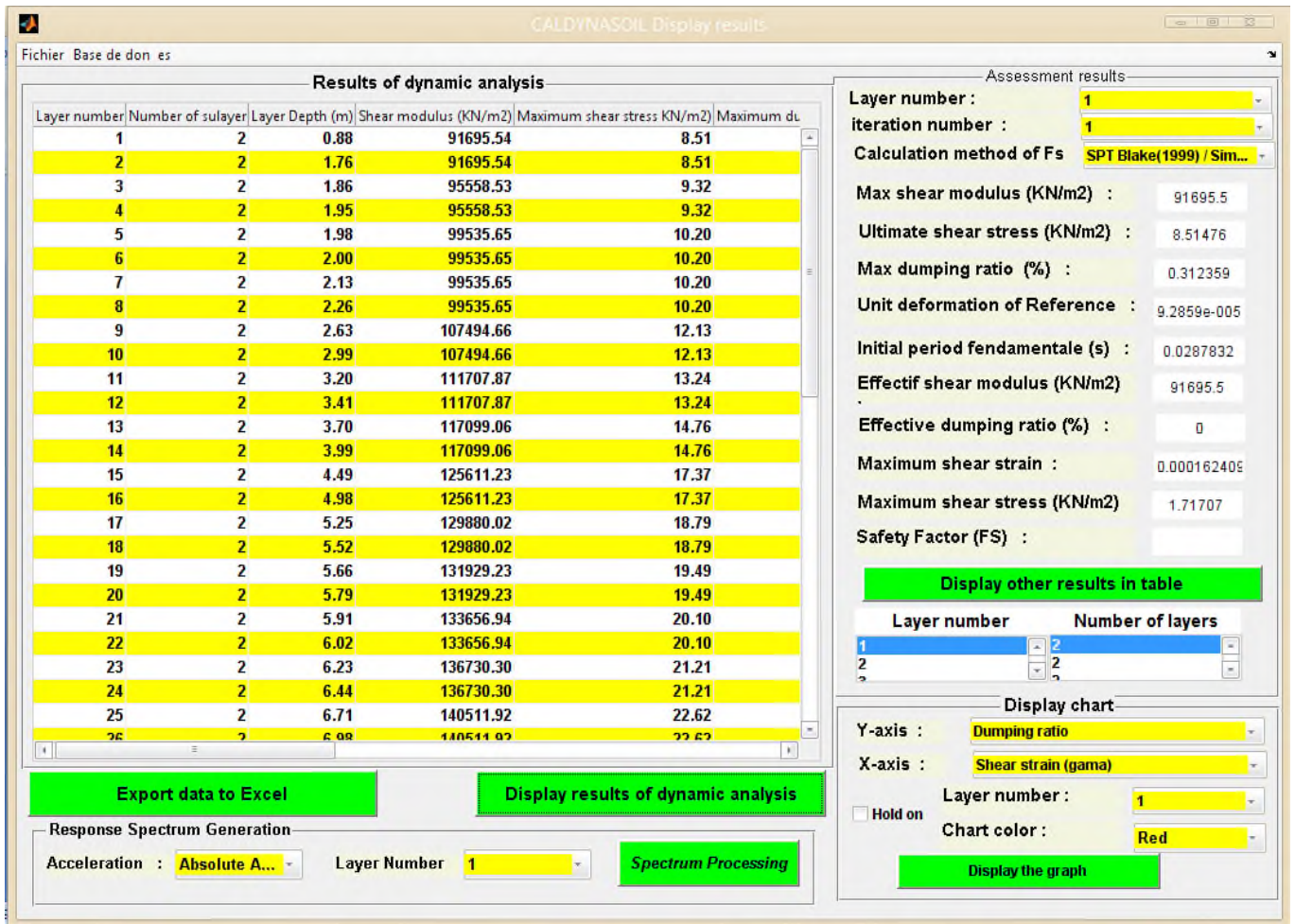


Figure 3.8 Interface d’affichage des résultats

3.3.3 Interface de mise à jour des paramètres physiques du sol

Dans cette interface (Fig 3.9), le groupe « Geotechnical characteristics of soil » permet la visualisation des paramètres physiques du sol sélectionné via la liste déroulante « list of soils », le groupe « Update » permet, l’insertion et la sauvegarde de nouveaux sols et la mise à jour des paramètres physiques, le groupe « Accelerograms list », permet de définir la liste des accélérogrammes qui peuvent être affichés dans l’interface principale pour d’éventuels traitements.

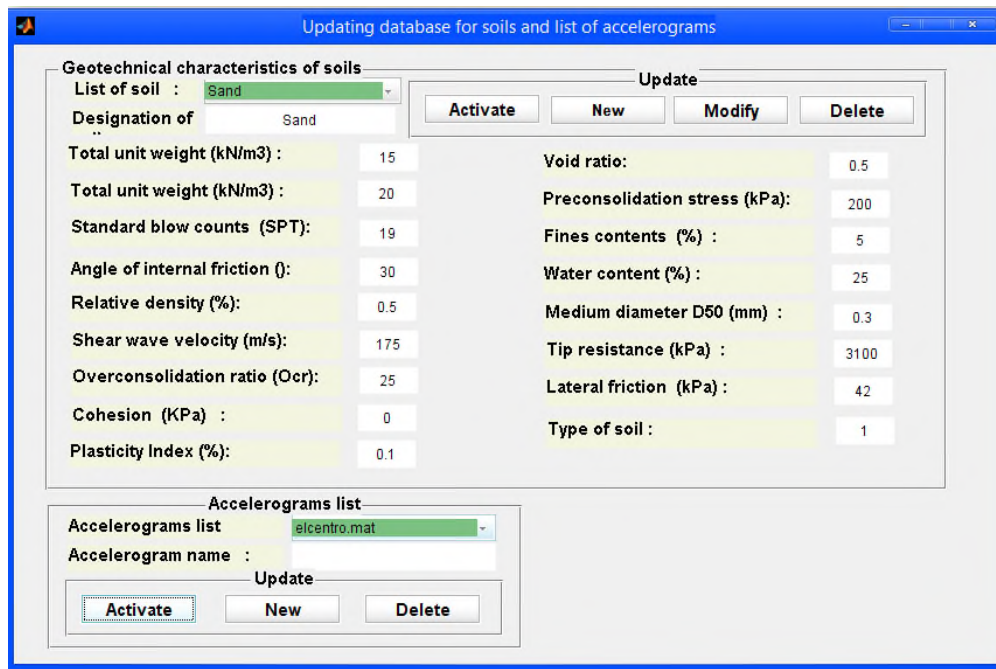


Figure 3.9 Interface de mise à jour des paramètres physiques du sol

3.3.4 Interface de mise à jour des accélérogrammes

Dans cette interface (Fig 3.10), le groupe « Input and display data » permet la saisie et la visualisation des valeurs numériques des deux axes de l'accélérogramme, le groupe « Characteristics of earthquake » permet d'afficher les caractéristiques du séisme enregistrées lors de sa mise en base données, le groupe « Update data », à l'aide du bouton « New », on peut saisir une nouvelle valeur et le bouton « Append » ajoute cette valeur à l'accélérogramme, le bouton « Delete », supprime complètement l'accélérogramme du disque, le bouton « Modification », modifie l'accélérogramme, le bouton « Erase », vide les listes et les champs et le bouton « Display list » réaffiche la liste effacée, le bouton « Plot graph », trace le graphe de l'accélérogramme sur une fenêtre graphique, le groupe « Ploting interval », permet de définir l'intervalle de traçage du graphe de l'accélérogramme à l'aide des champs, début, pas et fin.

Dans le menu « File » (Fig 3.11), la rubrique « New », permet de créer un emplacement pour le nouveau accélérogramme à enregistrer, la rubrique « Load », facilite le chargement des accélérogrammes enregistrés sur disque, la rubrique « Import data from Excel », permet d'importer les données d'un accélérogramme fournies sous format Excel pour les enregistrer dans une base de données Matlab, la rubrique « Import data from text file », permet la sauvegarde d'un accélérogramme fourni sous format texte

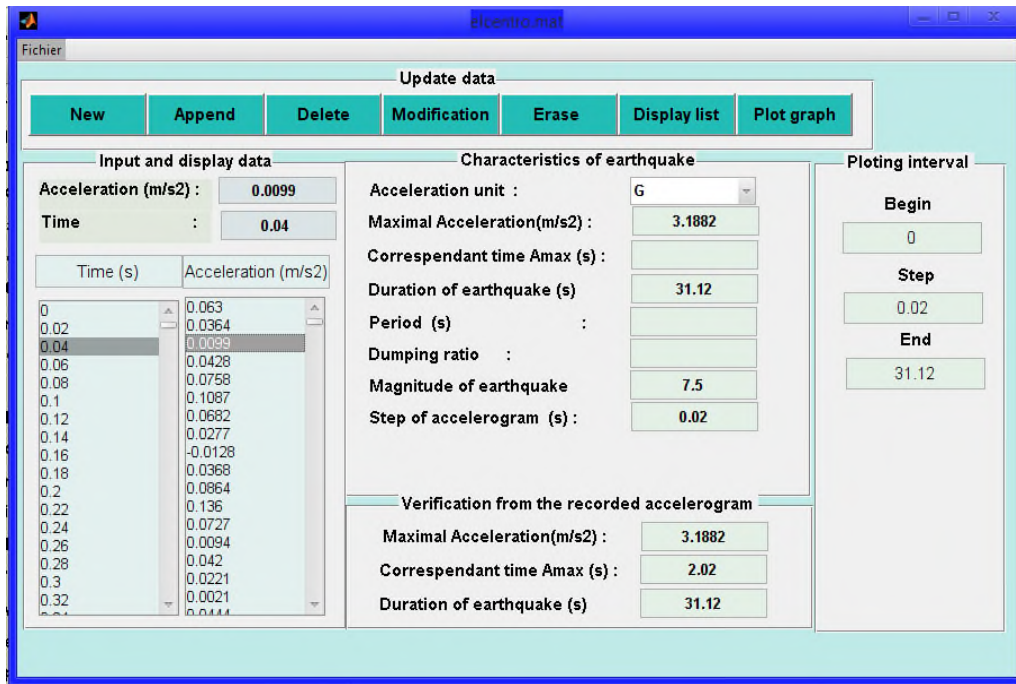


Figure 3.10 Interface de mise à jour des accélérogrammes

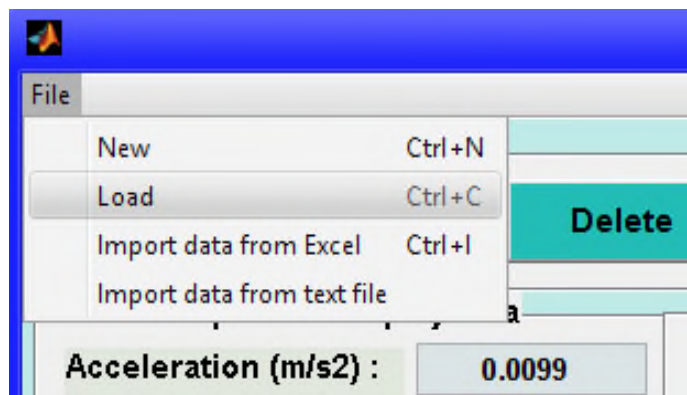


Figure 3.11 Menu « File » de l'interface « Accelerogram »

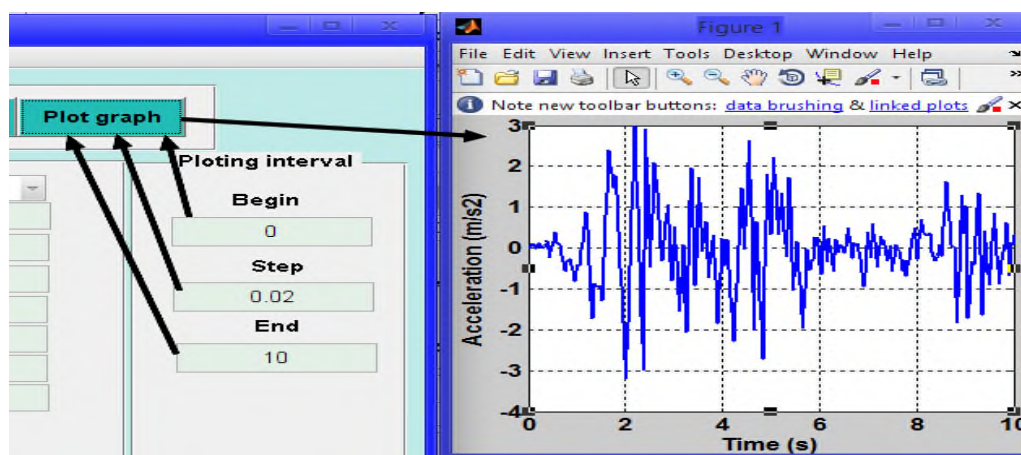


Figure 3.12 Génération du graphe de l'accélérogramme

Chapitre IV

Proposition d'une correction pour l'évaluation du potentiel de liquéfaction

4.1 Introduction

Une procédure simplifiée basée sur des formulations empiriques déduites de l'étude d'un nombre fini de sites doit toujours surestimer le risque de liquéfaction comparée aux méthodes exactes (méthodes dynamiques). À cet effet, il est nécessaire de mener une analyse comparative entre la méthode simplifiée (Seed et Idriss, 1971) et dynamique afin de vérifier jusqu'à quel niveau la récente méthode simplifiée est fiable par rapport à la méthode dynamique. Ainsi, le premier objectif de cette étude est d'estimer la réponse sismique via une analyse dynamique afin d'en déduire le rapport de contraintes cyclique (CSR) qui est calculé comme étant le rapport de la contrainte de cisaillement déduite de l'analyse dynamique et la contrainte effective verticale du sol sus-jacent. Le deuxième objectif, est de calculer le rapport de contraintes cyclique (CSR) par la procédure simplifiée (Seed et Idriss, 1971), et enfin évaluer le potentiel de liquéfaction via le facteur de sécurité qui est défini comme étant le rapport du rapport de résistance cyclique (CRR) et le rapport de contraintes cyclique (CRR/CSR ou CRR/CSR). Comme le comportement du sol est non linéaire avec dissipation d'énergie par hystérésis, le calcul dynamique a été performé à l'aide d'une analyse linéaire équivalente avec masses concentrées associée aux modèles hyperboliques de Hardin et Drnevich (1972b), Masing (1926) et Ramberg et Osgood (1943) pour modéliser le comportement non linéaire du sol.

Méthodologie de l'étude

Les différentes phases méthodologiques de cette étude peuvent être illustrées comme suit :

- Détermination des paramètres physiques du sol
- Évaluation de la réponse sismique du sol et en déduire la contrainte cyclique de cisaillement maximale
- Calcul du rapport de contrainte cyclique par la récente méthode simplifiée
- Calcul du rapport de résistance cyclique (CRR) à base des données fournies par l'un des essais in situ effectué sur le site considéré.
- Estimation du facteur de sécurité vis-à-vis de la liquéfaction par les deux méthodes.
- Soumettre le massif de sol à plusieurs séismes différents et calculer pour chacun le facteur de sécurité par les deux méthodes afin de bien définir la plage dans laquelle la récente méthode simplifiée n'est pas fiable.
- Proposer une modification de la récente méthode simplifiée dans cette plage.
- Valider cette modification à l'aide des cas réels tirés des bases de données historiques incluant plusieurs sites qui ont été touchés par des séismes.

Afin de mettre en évidence la limite de la fiabilité de la récente méthode simplifiée (Seed et Idriss, 1971), nous allons commencer par la présentation de l'étude de huit sites différents qui ont été touchés par des séismes et dont le phénomène de liquéfaction était bien significatif. Les investigations menées pour ces sites ont permis de fournir les paramètres géotechniques et sismiques nécessaires à l'évaluation du potentiel de liquéfaction. Nous allons dans ce qui suit, appliquer cette méthodologie pour l'étude de ces sites afin d'en tirer une conclusion qui nous permettra de passer à la proposition de la modification ciblée dans cette thèse. Tous les calculs et les résultats fournis dans cette étude ont été réalisés à l'aide de notre programme de calcul « Cadynsoil (voir chapitre III) conçu dans le cadre de cette thèse.

4.2 Étude comparative entre la méthode simplifiée et dynamique

Les résultats issus d'une étude comparative entre les méthodes dynamiques et simplifiées pour l'évaluation du potentiel de liquéfaction de certains sites sollicités par des séismes différents, ont montré que la méthode simplifiée sous-estime le potentiel de liquéfaction pour certains sites et le surestime pour d'autres comparée à la méthode dynamique selon la valeur de l'accélération maximale utilisée. A cet effet, nous allons présenter l'étude de huit sites, Marina District (San Francisco, USA), site de la nouvelle mosquée de Boudouaou (ville de Boumerdes, Algérie), Moss Landing (San Francisco), Treasure Island (USA), Woodward Marine (USA), la zone pétrochimique de Skikda, Wufeng Taiwan (Chine) et Yuanlin Taiwan (Chine) où le risque de liquéfaction était surestimé par la méthode simplifiée comparée à la méthode dynamique pour le deuxième, le sixième et le septième site et sous-estimé pour les autres, enfin nous détaillerons la méthode utilisée pour proposer la correction adéquate qu'il faut appliquer sous deux formes différentes à la récente méthode simplifiée pour assurer sa fiabilité pour n'importe quel séisme.

4.2.1 Site de Marinat district

Marinat district est localisée au nord de San Francisco en Californie, USA. Suite au séisme de Loma Prieta du 17 octobre 1989, des dégâts importants ont été enregistrés, bien que l'épicentre était à plus de 100 km. Des investigations ont été effectuées en cinq sondages CPT pour déterminer les tassements verticaux causés par le séisme (Bardet et Kapuskar, 1991). Holzer et al. (1990) ont également effectué neuf sondages CPT dans Marina district. La stratigraphie de Marina district est généralement composée de trois dépôts de sable distincts (Bonilla, 1992) repartis sur trois zones. La zone occidentale, qui est l'objet de cette étude, se compose d'un dépôt sablonneux principal qui s'étend jusqu'à une profondeur de 8 m. Les profils de la résistance de pointe et du frottement latéral retenus pour cette étude sont présentés sur la figure suivante :

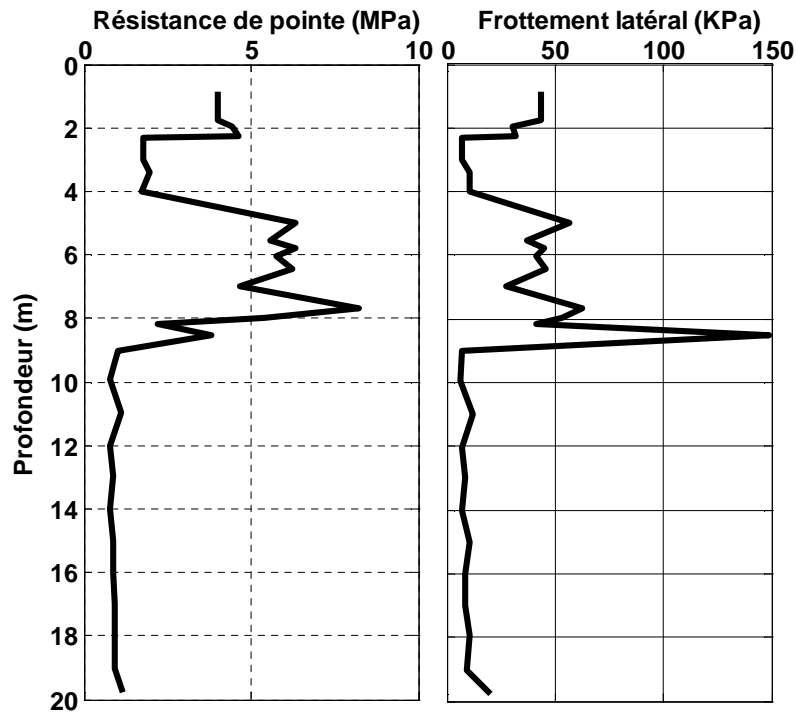


Figure 4.1. Profil de la résistance de pointe et du frottement latéral en fonction de la profondeur

4.2.1.1. Évaluation du potentiel de liquéfaction par la méthode simplifiée

Le rapport de contrainte cyclique (CSR) est calculé par la formule de Seed et Idriss(1971) illustrée par l'équation (2.5), le rapport de résistance cyclique (CRR) est évalué à l'aide la méthode de Robertson et Wride (1998) basée sur les résultats de l'essai CPT (section 2.3.3.2.1). L'accélération maximale du séisme utilisée pour le calcul du CSR est prise égale à 0.135g, la profondeur de la nappe phréatique est à 2.3m par rapport à la surface, la valeur moyenne du poids volumique est prise égale à 15 KN/m³ au-dessus de la nappe et 19.4 KN/m³ en dessous de la nappe (Holzer et al., 1990 ; Bonilla, 1992). Sur la figure suivante, on présente les variations du facteur de sécurité, CSR et CRR en fonction de la profondeur. La variation du facteur de sécurité avec la profondeur est présentée sur la figure 4.2. Cette figure montre que les couches susceptibles à se liquéfier sont celles situées à 2.3m, 3.41m, 4m et 7m. Au-delà de 8m, le sol est considéré comme ayant un comportement d'une argile non liquéfiable vu que son indice de comportement est supérieur à 2.6 (Fig 4.3) et doit être testé à l'aide du critère chinois si le rapport de frottement $F > 1\%$ (Robertson et Wride, 1998). L'indice du potentiel de liquéfaction est estimé à 3.65%, ce qui indique un faible risque de liquéfaction.

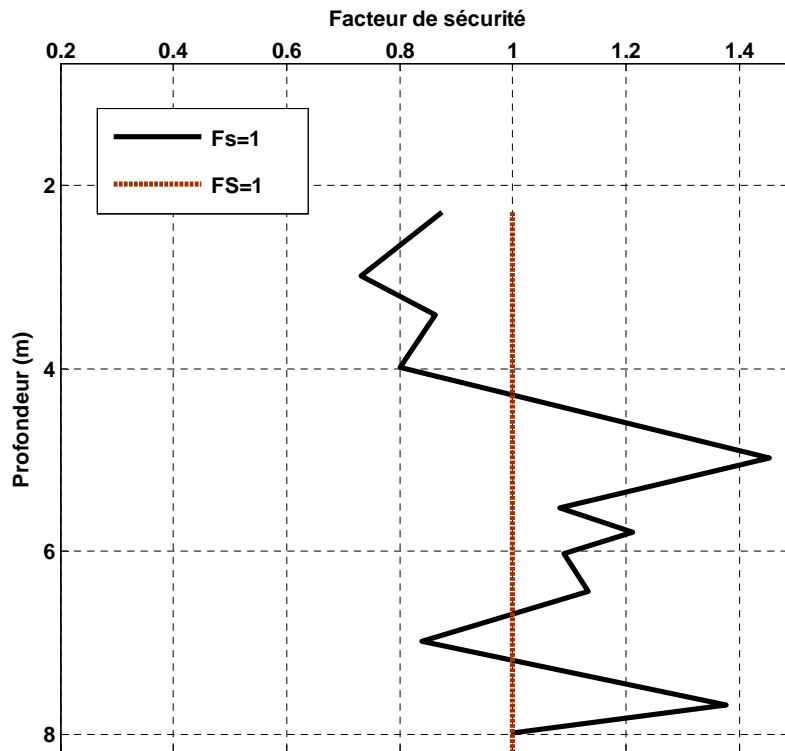


Figure 4.2. Profil du facteur de sécurité en fonction de la profondeur (Marinat district)

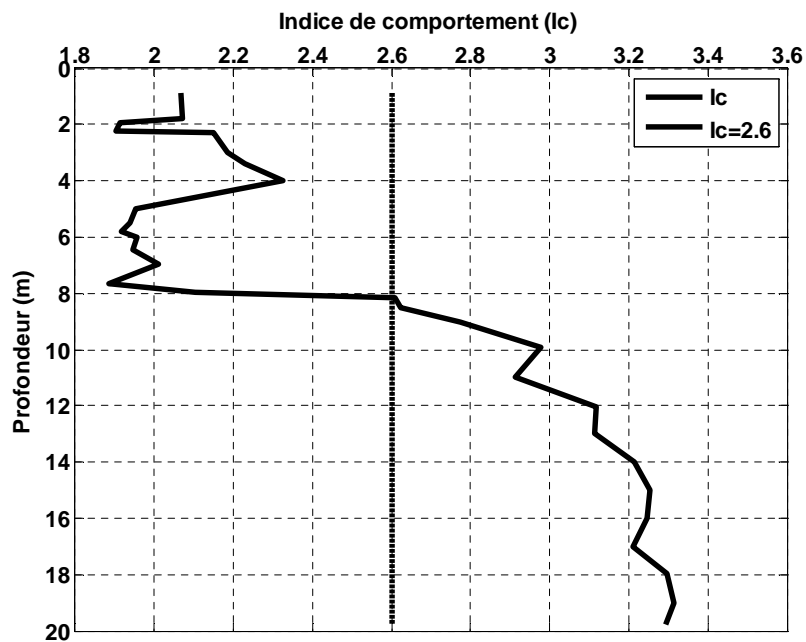


Figure 4.3. Variation de l'indice de comportement avec la profondeur (Marinat district)

4.2.1.2. Évaluation du potentiel de liquéfaction avec la méthode dynamique

Vu que l'accélérogramme de Loma Prieta avec une accélération maximale de 0.135g est indisponible, nous allons utiliser l'accélérogramme du séisme de Londers du 28/06/1992 enregistré à partir de la station de Yermo composante 34.9N et 116.8W ayant une magnitude de 7.4 et une accélération maximale de 0.135g. Cet accélérogramme est présenté sur la figure suivante.

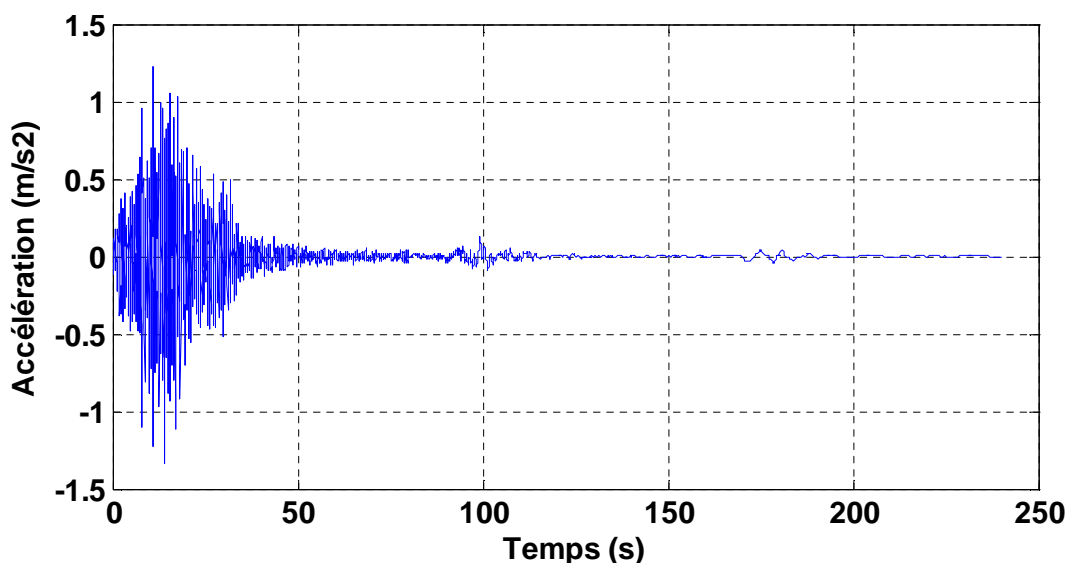


Figure 4.4. Accélérogramme de Londers le long de sa plage d'enregistrement

En fonction de la valeur de la période fondamentale (Eq 1.97) et la précision ERS qui est fixée à 1% (section 1.5.3), chaque couche du massif est divisée en deux sous-couches, ce qui donne un nombre de sous-couches total nécessaire à l'analyse égale à 58. Les valeurs du module de cisaillement à petites déformations G_{\max} , sont calculées à l'aide de l'équation (1.13) où la vitesse de l'onde de cisaillement V_s est calculée à partir d'une corrélation basée sur les résultats de l'essai CPT proposée par Robertson (2009) et définie par la relation suivante :

$$V_s = \left[\left(10^{(0.55I_c + 1.68)} \right) (q_c - \sigma_v) / P_a \right]^{0.5} \quad (4.1)$$

Où I_c , est l'indice de comportement, q_c , la résistance de pointe, σ_v , la contrainte totale du sol sus-jacent et P_a , la pression atmosphérique égale à 100KPa.

Les autres paramètres dynamiques sont calculés tel que définis dans le chapitre I, D_{\max} (tableau 1.3), τ_{ult} (Eq 1.24) et γ_r (Eq 1.25).

Les matrices de masse, rigidité et amortissement sont évaluées telles que décrites dans la section 1.5.3. la matrice d'amortissement est définie par l'amortissement de Rayleigh, car, d'une part, elle satisfait les conditions d'orthogonalité et facilite le découplage du système d'équations différentielles régi par l'équation du mouvement, et d'autre part, elle simple à implémenter dans le programme de calcul sous forme d'une combinaison linéaire des matrices de masse et de rigidité.

Dans le processus itératif de l'analyse linéaire équivalente, les matrices initiales de rigidité et amortissement sont déterminées à partir des valeurs du module de cisaillement à petites déformations G_{\max} et sont considérés comme paramètres de départ de la procédure itérative en fonction desquelles se déclenche pour la première fois le processus de résolution de l'équation du mouvement. Cette équation est intégrée directement à l'aide de l'algorithme de Newmark- β (Newmark, 1959) en considérant un

comportement linéaire élastique du sol. À l'issue de cette itération, on calcule la déformation effective en cisaillement γ_{eff} (section 1.5.3) en fonction duquel on évalue les nouvelles valeurs du module de cisaillement G et la fraction d'amortissement D à l'aide d'un des modèles hyperboliques présentés dans la section 1.4. Puis, on reprend le processus itératif jusqu'à convergence de G et D . Et enfin, on détermine la contrainte de cisaillement maximale τ_{dmax} engendrée par le séisme donnée par un modèle hyperbolique (section 1.4) et on en déduit le rapport de contrainte cyclique dynamique (CSR) qui est défini par :

$$CSR = \tau_{\text{dmax}} / \sigma'_{v0} \quad (4.2)$$

La variation de CSR avec la profondeur est présentée sur la figure suivante :

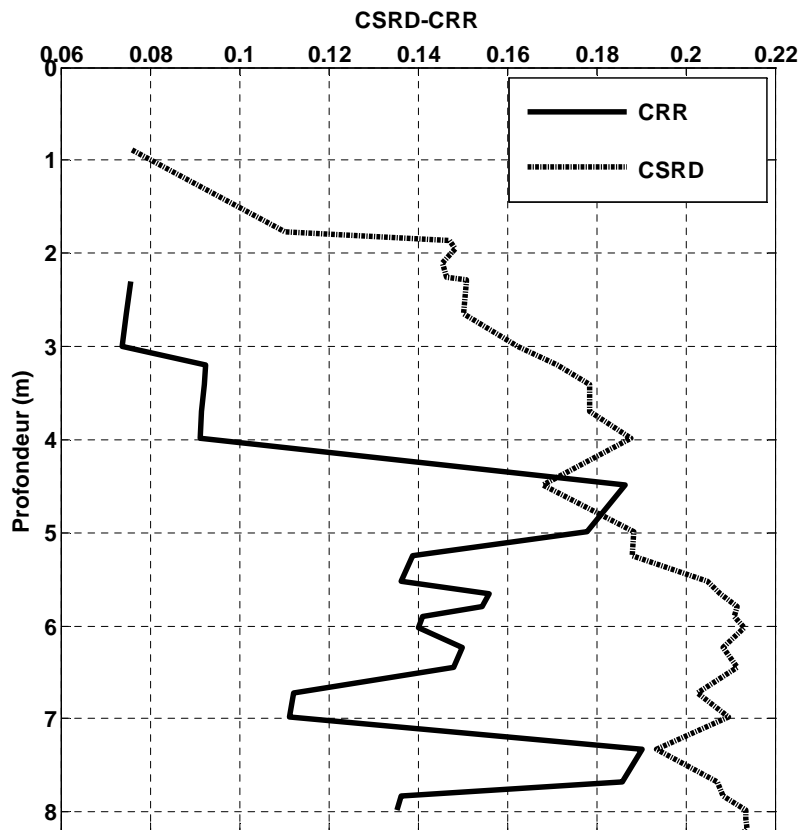


Figure 4.5. Profils CSR et CRR en fonction de la profondeur (Marinat district)

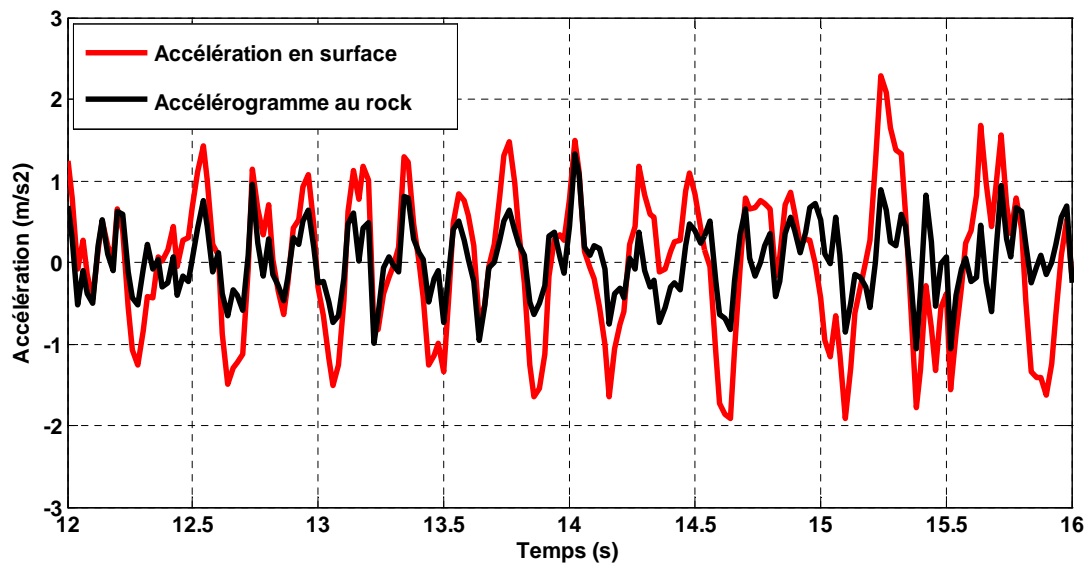


Figure 4.6. Accélération au substratum et en surface (Marinat district)

La figure 4.6, montre que le signal sismique au niveau du substratum est amplifié en champs libre (en surface) d'environ de 1.13 fois en considérant le rapport des accélérations maximales substratum-champs libre, par conséquent, en remontant du substratum vers la surface à travers le profil du sol, chaque couche aura son propre vecteur accélération (accélérogramme), c'est-à-dire que l'accélération maximale qui doit être prise en compte pour chaque couche et en surface du sol est différente de celle du substratum.

Les courbes de variation du module de cisaillement G et la fraction d'amortissement D en fonction de la déformation en cisaillement γ pour la dernière couche, sont présentées sur les figures 4.7 et 4.8. La figure 4.7 montre un palier presque horizontal jusqu'à un niveau de déformation de 10^{-5} qui correspond à une valeur constante de G à petites déformations, et au-delà de 10^{-5} , les valeurs de G diminuent avec l'augmentation de la déformation jusqu'à atteindre une valeur minimale appelée module de cisaillement effectif en fonction duquel la contrainte de cisaillement sera évaluée.

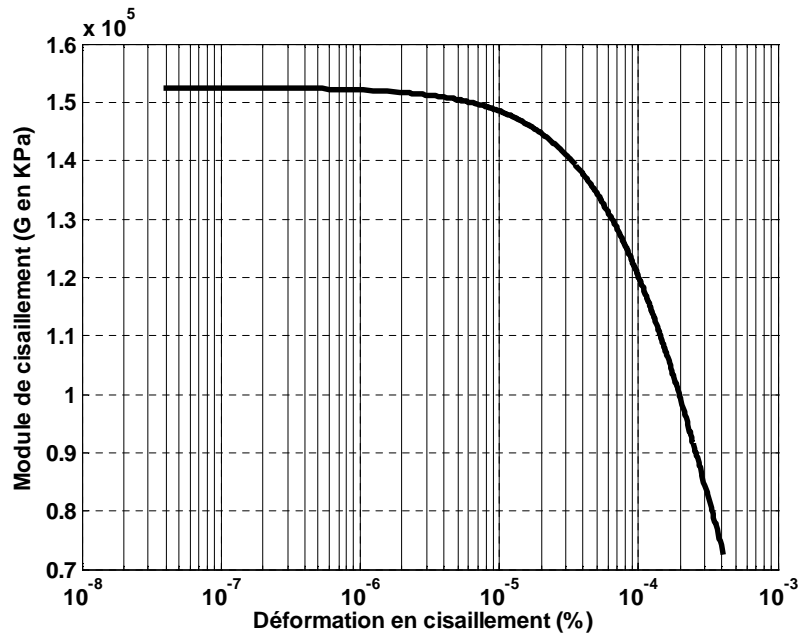


Figure 4.7. Dégradation de G en fonction de γ modèle de Masing
(Marinat district)

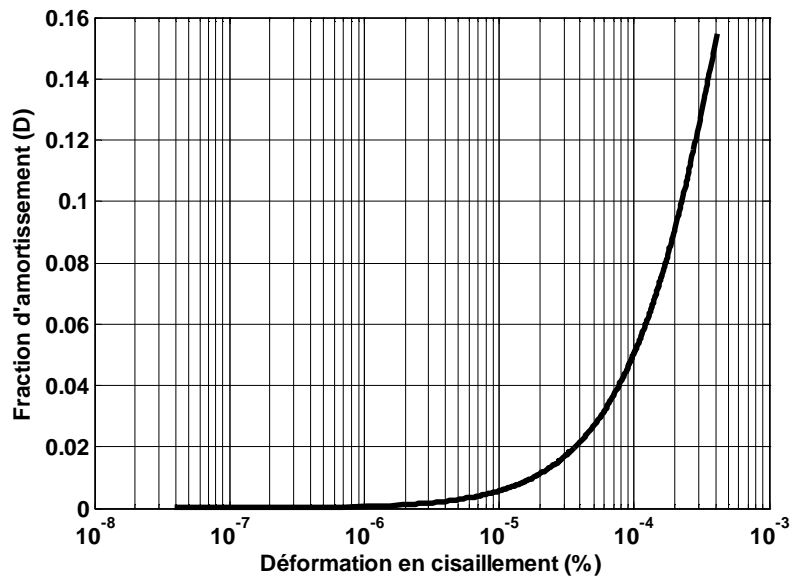


Figure 4.8. Augmentation de D en fonction de γ modèle de Masing
(Marinat district)

Ainsi, le potentiel de liquéfaction est exprimé en terme de facteur de sécurité F_s comme étant le rapport du rapport de résistance cyclique CRR définie dans la section 2.3.3 et le CSR_D comme suit :

$$F_s = CRR/CSR_D \quad (4.3)$$

Le CSR_D pour ce site a été calculé à l'aide d'une étude dynamique menée par une analyse linéaire équivalente associée aux modèles hyperboliques de Hardin et Drnevich (1972) et Masing (1926) définis

dans la section 1.4, quant à l'évaluation du CRR, nous avons utilisé la méthode de Robertson et Wride (1998) basée sur les résultats de l'essai CPT (section 2.3.3). Les profils du facteur de sécurité déterminé par la méthode dynamique et simplifiée sont présentés sur la figure suivante :

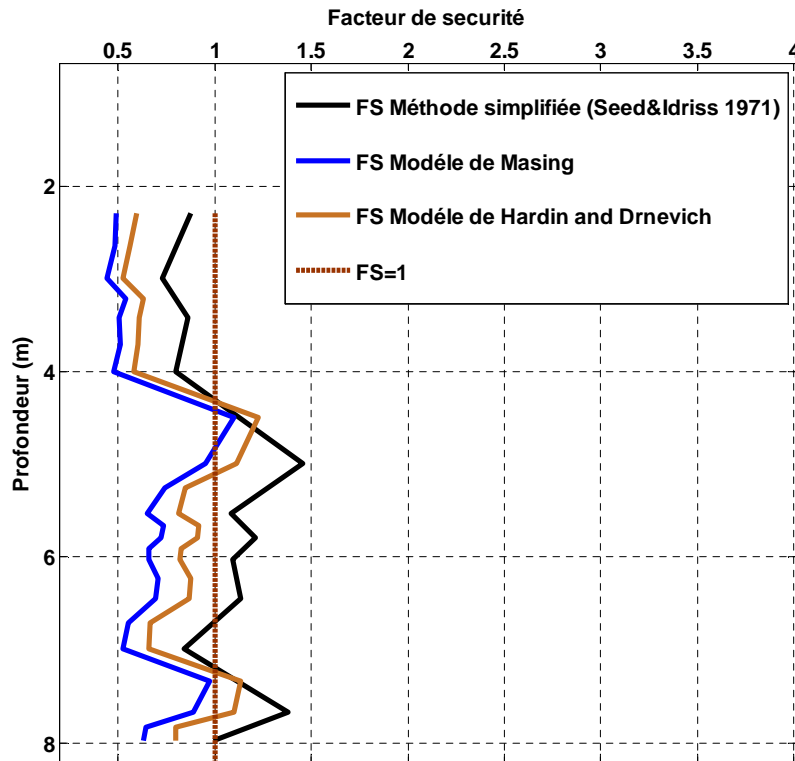


Figure 4.9. Profils de F_s obtenus par la méthode dynamique et simplifiée (Marinat district)

La figure 4.9, montre que les valeurs du facteur de sécurité obtenues par la méthode simplifiée sont plus grandes que celles déterminées par la méthode dynamique associée aux modèles hyperboliques de Hardin et Drnevich (1972) et Masing (1926). Et par conséquent, pour le séisme utilisé pour ce site, la méthode simplifiée sous-estime le risque de liquéfaction comparée aux méthodes dynamiques. Car en pratique, et pour des raisons de sécurité, on retient toujours le cas le plus défavorable qui n'est pas donné pour cet exemple par la méthode simplifiée mais plutôt, par la méthode dynamique. L'indice du potentiel de liquéfaction pour les profils de F_s obtenus par la méthode dynamique est estimé à 14.2% , ce qui montre un fort risque de liquéfaction (tableau 2.4).

4.2.2 Moss Landing site

Moss Landing se situe à Monterey à mi-chemin entre Santa Cruz et Monterey. Le séisme de Loma Prieta du 17 Octobre 1989 a induit une forte liquéfaction et une perte de résistance considérable des couches liquéfiées surtout dans les régions de San Francisco et Monterey en Californie. Le phénomène de liquéfaction était bien visible au niveau des zones côtières de Moss Landing qui se localisent à 25 kms au

sud de l'épicentre. Les profils du sol et du nombre de coups standard retenus pour l'étude du risque de liquéfaction sont présentés sur la figure suivante (Idriss et Boulanger, 2008).

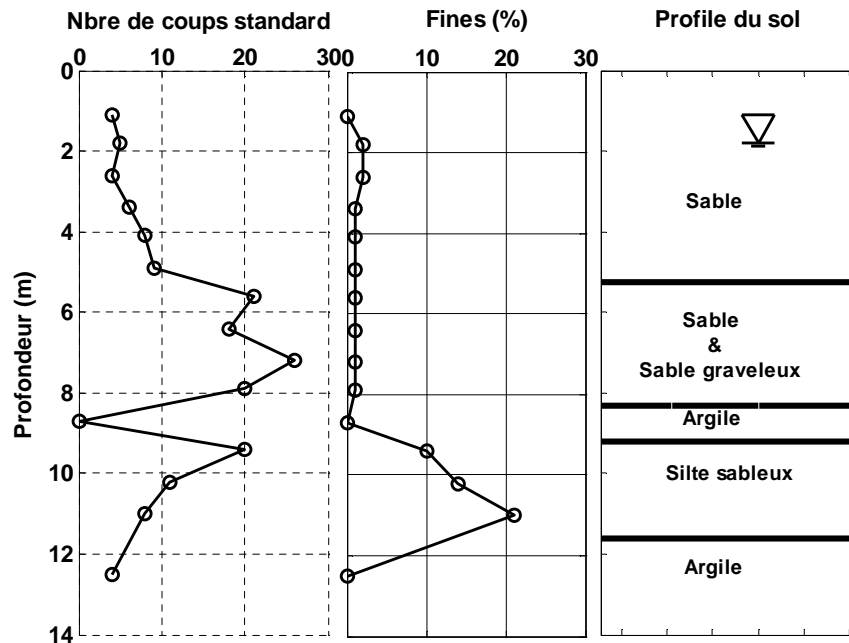


Figure 4.10. Profil du sol et le nombre de coups standard en fonction de la profondeur (Moss Landing)

4.2.2.1. Évaluation du potentiel de liquéfaction par la méthode simplifiée

Le rapport de contrainte cyclique (CSR) est calculé par la formule de Seed et Idriss(1971) illustrée par l'équation (2.5), et pour l'estimation du rapport de résistance cyclique (CRR), nous allons utiliser la méthode de Idriss et Boulanger (2008) basée sur les résultats de l'essai SPT (section 2.3.3.1.1). L'accélération maximale du séisme utilisée pour le calcul du CSR est prise égale à 0.135g, la profondeur de la nappe phréatique est à 1.8m par rapport à la surface, la valeur moyenne du poids volumique est prise égale à 19 KN/m³ au dessus de la nappe et 20 KN/m³ en dessous de la nappe (Idriss et Boulanger, 2008). Sur la figure 4.11, on présente les variations du facteur de sécurité en fonction de la profondeur. Cette figure montre un faible risque de liquéfaction avec un LPI=4.1% (tableau 2.4).

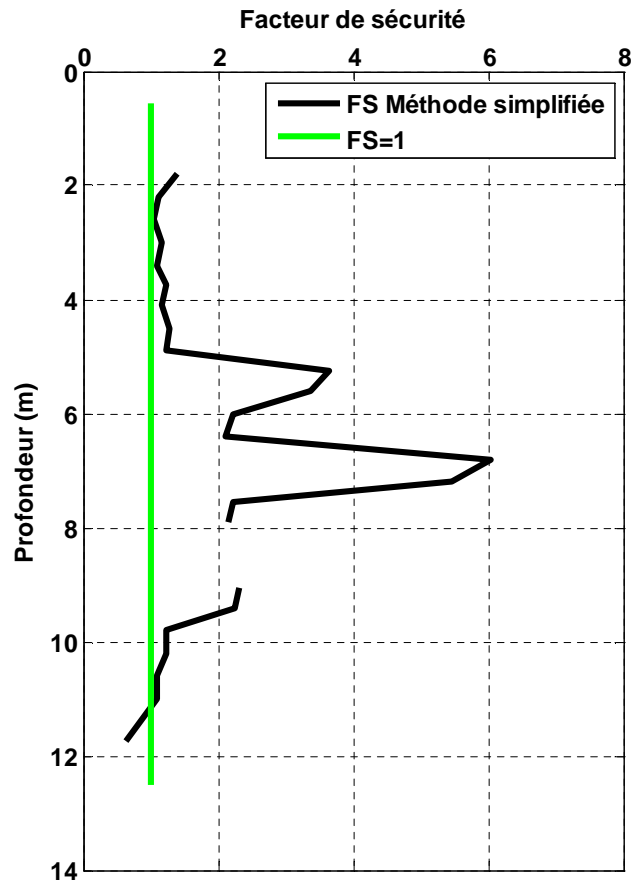


Figure 4.11. Profil du facteur de sécurité en fonction de la profondeur (méthode simplifiée)

4.2.2.2. Évaluation du potentiel de liquéfaction par la méthode dynamique

Vu que l'accélérogramme de Loma Prieta avec une accélération maximale de 0.135g est indisponible, nous allons utiliser l'accélérogramme du séisme de Londers du 28/06/1992 enregistré à partir de la station de Yermo composante 34.9N et 116.8W ayant une magnitude de 7.4 et une accélération maximale de 0.135g. Cet accélérogramme est présenté sur la figure 4.4.

En fonction de la valeur de la période fondamentale et la précision ERS qui est fixée à 1%, chaque couche du massif est divisée en deux sous-couches, ce qui donne un nombre de sous-couches totales égales à 30.

Les valeurs du module de cisaillement à petites déformations G_{max} , sont calculées à l'aide de l'équation (1.13) où la vitesse de l'onde de cisaillement V_s est estimée à partir d'une corrélation basée sur les résultats de l'essai SPT proposée par Kirar et al. (2016) pour tout les sols, et définie par la relation suivante :

$$V_s = 99.5N^{0.345} \quad (4.4)$$

Où N est le nombre de coups standard mesuré.

À l'issue de la procédure itérative de l'analyse linéaire équivalente décrite dans la section 1.5, on calcule la contrainte de cisaillement cyclique engendrée par le séisme (section 1.4) et on en déduit le rapport de

contrainte cyclique (CSR_D) à l'aide de la relation 4.2. La variation de CSR_D avec la profondeur est présentée sur la figure 4.12.

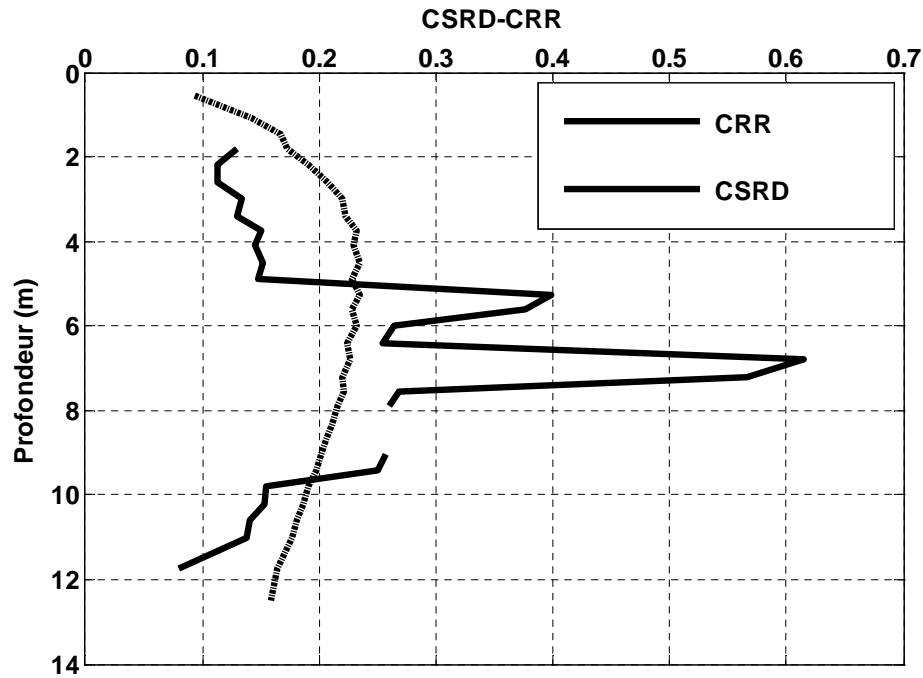


Figure 4.12. Profils CSR_D et CRR en fonction de la profondeur
(Moss landing)

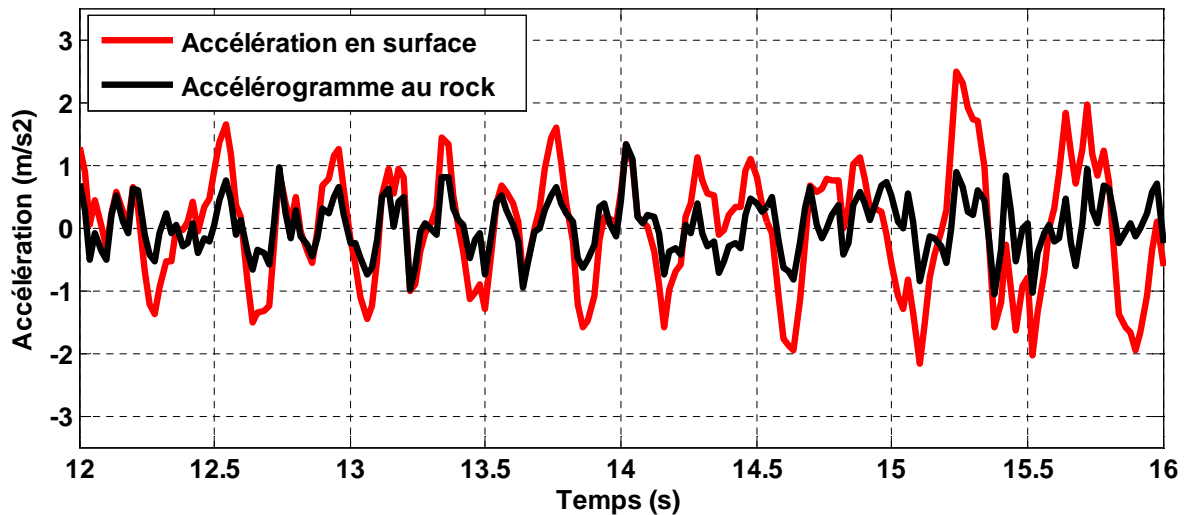


Figure 4.13. Accélération au substratum et en surface (Moss Landing)

La figure 4.13, montre que le signal sismique au niveau du substratum est amplifié en champs libre (en surface) d'environ de 1.80 en considérant le rapport des accélérations maximales des signaux substratum-surface libre.

Les courbes de variation de G et D en fonction de γ pour la dernière couche, sont présentées sur les figures 4.14 et 4.15. la variation de G est caractérisée par un palier horizontal pour les petites

déformations suivie d'une dégradation importante qui converge vers la valeur du module de cisaillement effectif.

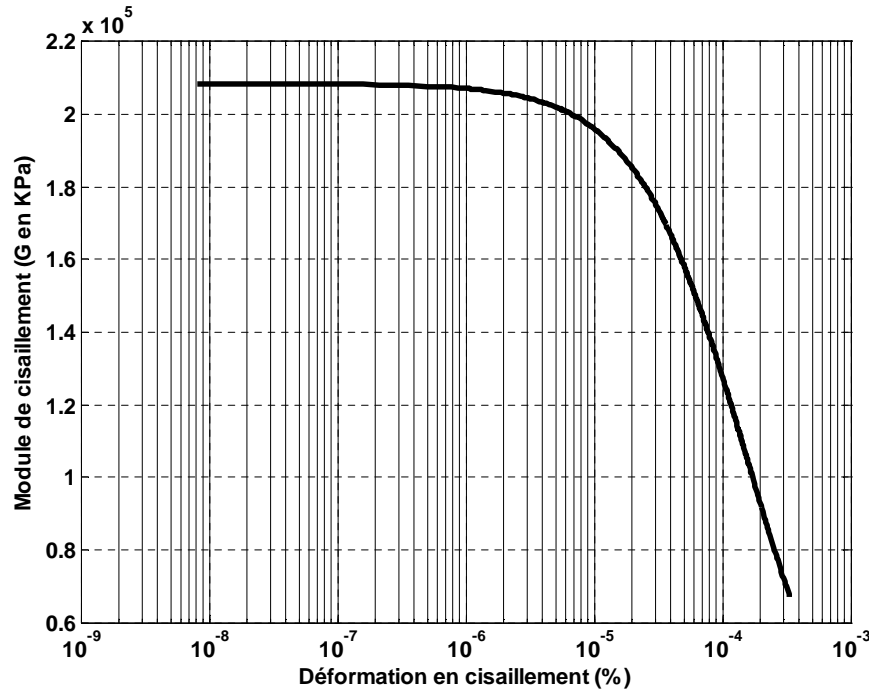


Figure 4.14. Dégradation de G en fonction de γ modèle de Masing (Moss landing)

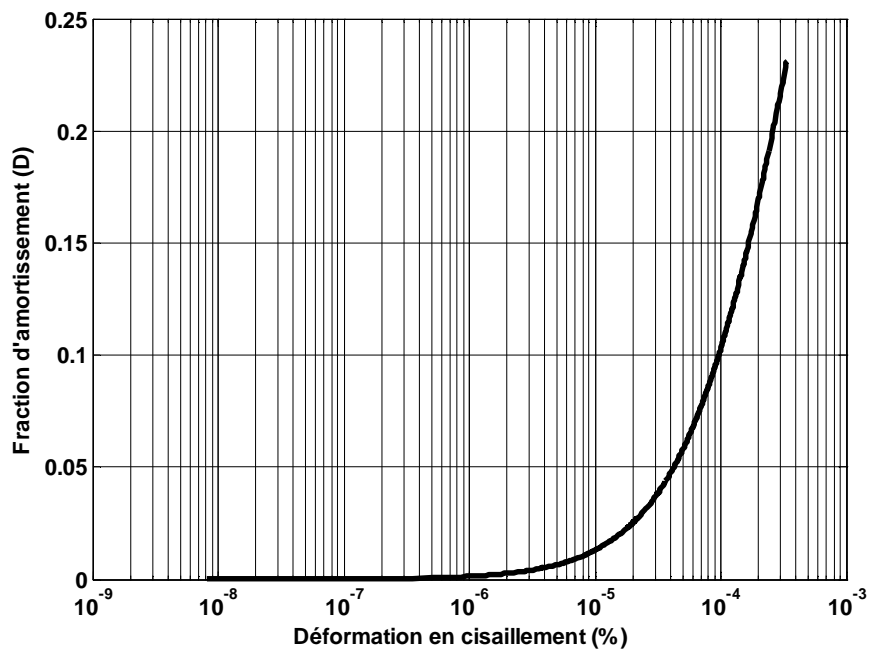


Figure 4.15. Augmentation de D en fonction de γ modèle de Masing (Moss landing)

Et enfin, le potentiel de liquéfaction est exprimé en termes de facteur de sécurité F_s à l'aide de l'équation (4.3). Le CSRD pour ce site a été calculé à l'aide d'une étude dynamique menée par une analyse linéaire

équivalente associée aux modèles hyperboliques de Hardin et Drnevich (1972) et Masing (1926) définis dans la section 1.4, quant à l'évaluation du CRR, nous avons utilisé la méthode de Idriss et Boulanger (2008) basée sur les résultats de l'essai SPT (section 2.3.3). Les profils du facteur de sécurité déterminé par la méthode dynamique et simplifiée sont présentés sur la figure 4.16. Cette figure, montre que les valeurs du facteur de sécurité obtenues par la méthode simplifiée sont plus grandes que celles déterminées par la méthode dynamique associée aux modèles hyperboliques de Hardin et Drnevich (1972) et Masing (1926). Et par conséquent, même pour ce site le cas le plus défavorable n'est pas donné par la méthode simplifiée mais plutôt, par la méthode dynamique. De plus, les profils de F_s obtenus par la méthode dynamique indiquent un très fort risque de liquéfaction avec un $LPI=18\%$.

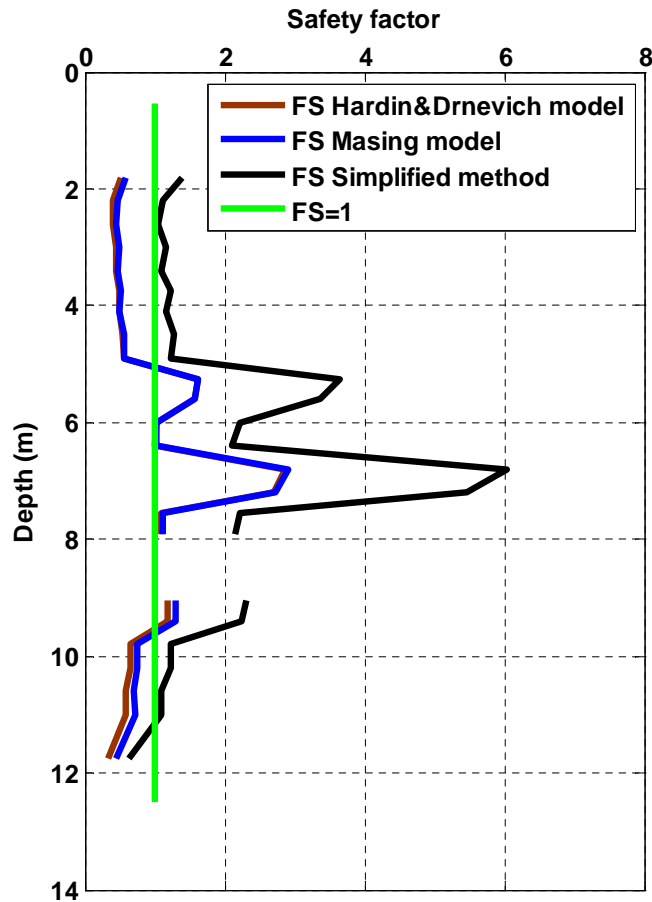


Figure 4.16. Profils de F_s obtenus par les méthodes simplifiée et dynamique (Moss landing)

4.2.3 Site de Treasure Island (USA)

Treasure Island est une île construite dans les années 1930 et se situe entre San Francisco et Oakland, reliée à l'île Yerba Buena par une courte voie. Plus de 29 millions de mètres cubes de sable fin à moyen ont été déplacés de la baie de San Francisco et utilisés comme matériaux de remplissage sur les rives du nord de Yerba Buena. Dans cette zone, environ 65% des sédiments du fond étaient composés de sable et le reste était de l'argile molle. Le séisme de Loma Prieta, du 17 octobre 1989, a induit des effets désastreux dans cette région qui se sont manifestés par des failles importantes et une forte liquéfaction qui était la cause de la ruine de plusieurs infra et superstructures. Les profils du sol et de la vitesse de l'onde de cisaillement retenus pour l'étude de ce site sont présentés sur la figure 4.17 (Andrus et Stokoe, 2000).

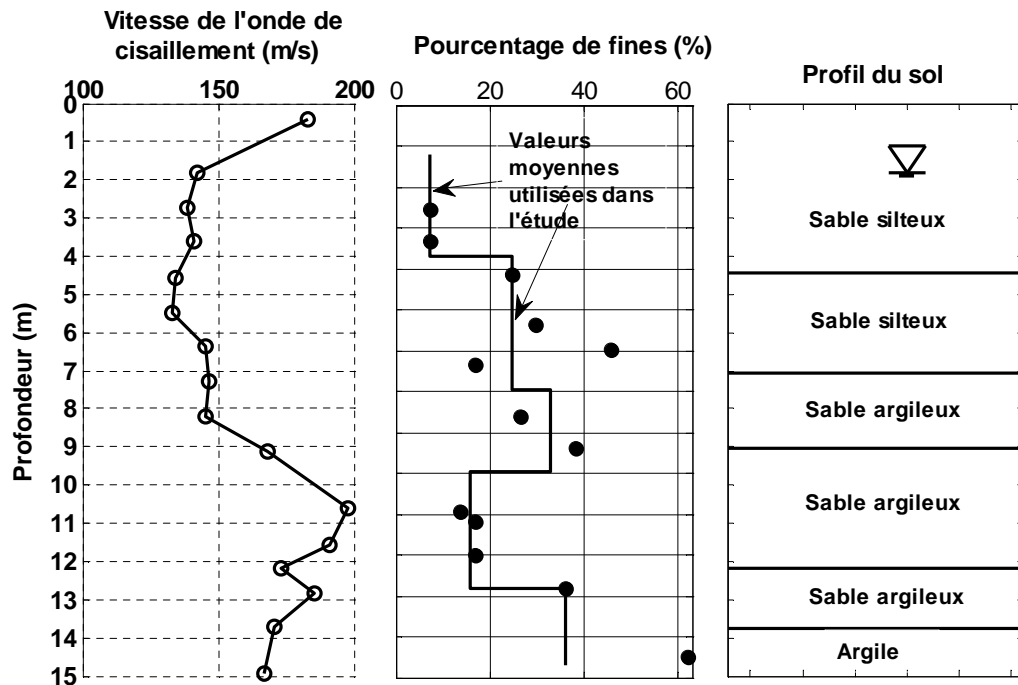


Figure 4.17. Profil du sol et vitesse de l'onde de cisaillement en fonction de la profondeur (Treasure Island)

4.2.3.1. Évaluation du potentiel de liquéfaction par la méthode simplifiée

Le rapport de contrainte cyclique (CSR) est calculé par la formule de Seed et Idriss(1971) illustrée par l'équation (2.5), et pour l'estimation du rapport de résistance cyclique (CRR), nous allons utiliser la méthode de Andrus et Stokoe (2000) basée sur les résultats de l'essai de la vitesse de l'onde de cisaillement V_s (section 2.3.3.3). L'accélération maximale du séisme utilisée pour le calcul du CSR est prise égale à 0.135g, la profondeur de la nappe phréatique est à 1.5m par rapport à la surface, la valeur moyenne du poids volumique est prise égale à 17.6 KN/m³ au dessus de la nappe et 19.2 KN/m³ en dessous de la nappe (Andrus et Stokoe, 2000). Sur la figure 4.18, on présente les variations du facteur de

sécurité en fonction de la profondeur. Cette figure montre un fort risque de liquéfaction avec un LPI=6.8% (tableau 2.4).

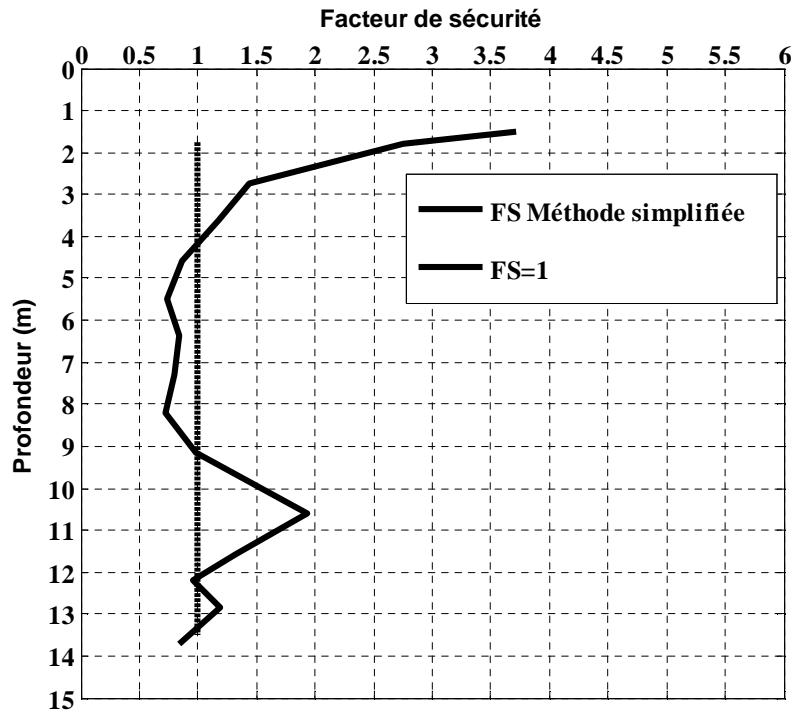


Figure 4.18. Profil du facteur de sécurité en fonction de la profondeur méthode simplifiée (Treasure Island)

4.1.2.1 Évaluation du potentiel de liquéfaction par la méthode dynamique

Vu que l'accélérogramme de Loma Prieta avec une accélération maximale de 0.135g est indisponible, nous allons utiliser l'accélérogramme du séisme de Londers du 28/06/1992 enregistré à partir de la station de Yermo composante 34.9N et 116.8W ayant une magnitude de 7.4 et une accélération maximale de 0.135g. Cet accélérogramme est présenté sur la figure 4.4. En fonction de la valeur de la période fondamentale et la précision ERS qui est fixée à 1%, chaque couche du massif est divisée en deux sous-couches, ce qui donne un nombre total de sous-couches égales à 34.

Les valeurs du module de cisaillement à petites déformations G_{max} , sont calculées à l'aide de l'équation (1.13). À l'issue de la procédure itérative de l'analyse linéaire équivalente décrite dans la section 1.5, on calcule la contrainte de cisaillement cyclique engendrée par le séisme (section 1.4) et on en déduit le rapport de contrainte cyclique (CSR) à l'aide de la relation 4.2. La variation de CSR avec la profondeur est présentée sur la figure 4.19.

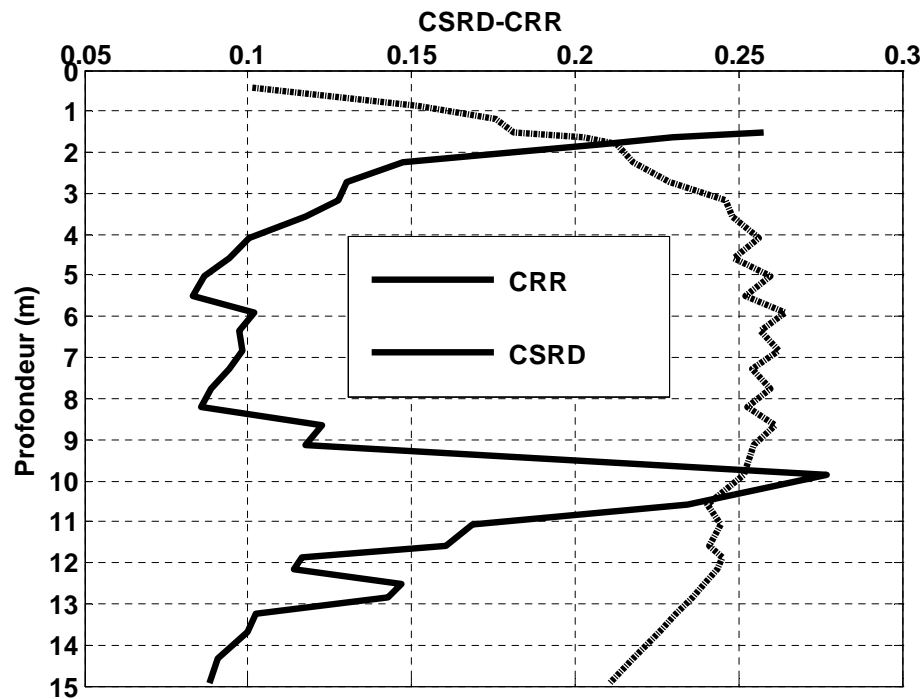


Figure 4.19. Profils CSRD et CRR en fonction de la profondeur (Treasure Island)

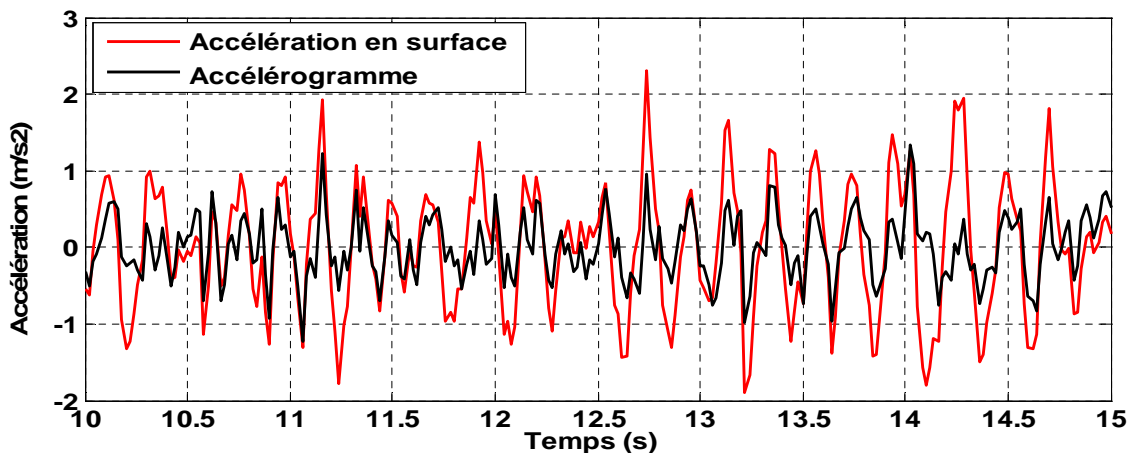


Figure 4.20. Accélération au substratum et en surface (Treasure Island)

La figure 4.20, montre que le signal sismique au niveau du substratum est amplifié en champs libre (en surface) d'environ de 1.72 en considérant le rapport des accélérations maximales entre substratum-surface.

Les courbes de variation de G et D en fonction de γ pour la dernière couche, sont présentées sur les figures 4.21 et 4.22. La variation de G est toujours caractérisée par un palier horizontal pour les petites déformations suivie d'une dégradation importante qui converge vers la valeur du module de cisaillement effectif.

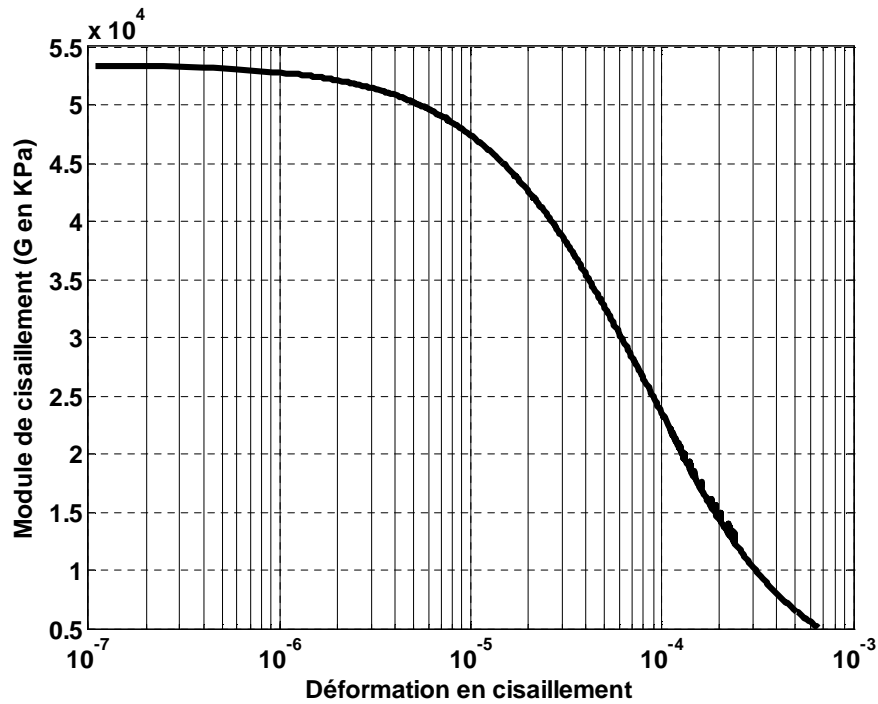


Figure 4.21. Dégradation de G en fonction de γ modèle de Masing (Treasure Island)

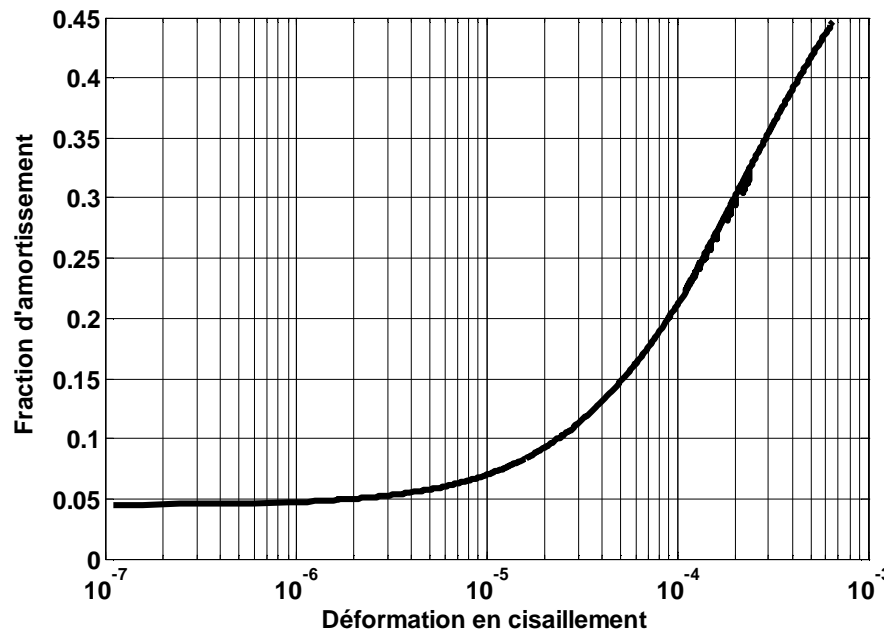


Figure 4.22. Augmentation de D en fonction de γ modèle de Masing (Treasure Island)

Et enfin, le potentiel de liquéfaction est exprimé en termes de facteur de sécurité F_s à l'aide de l'équation (4.3). Le CSR_D pour ce site a été calculé à l'aide d'une étude dynamique menée par une analyse linéaire équivalente associée aux modèles hyperboliques de Hardin et Drnevich (1972) et Masing (1926) définis dans la section 1.4, quant à l'évaluation du CRR, nous avons utilisé la méthode de Andrus et Stokoe

(2000) basée sur les résultats de l'essai de la vitesse de l'onde de cisaillement (section 2.3.3.3.1). Les profils du facteur de sécurité déterminé par la méthode dynamique et simplifiée sont présentés sur la figure 4.23. Cette figure, montre que les valeurs du facteur de sécurité obtenues par la méthode simplifiée sont plus grandes que celles déterminées par la méthode dynamique associée aux modèles hyperboliques de Hardin et Drnevich (1972) et Masing (1926). Et par conséquent, même pour ce site le cas le plus défavorable n'est pas donné par la méthode simplifiée mais plutôt, par la méthode dynamique. De plus, les profils de F_s obtenus par la méthode dynamique indiquent un très fort risque de liquéfaction avec un $LPI=37.1\%$.

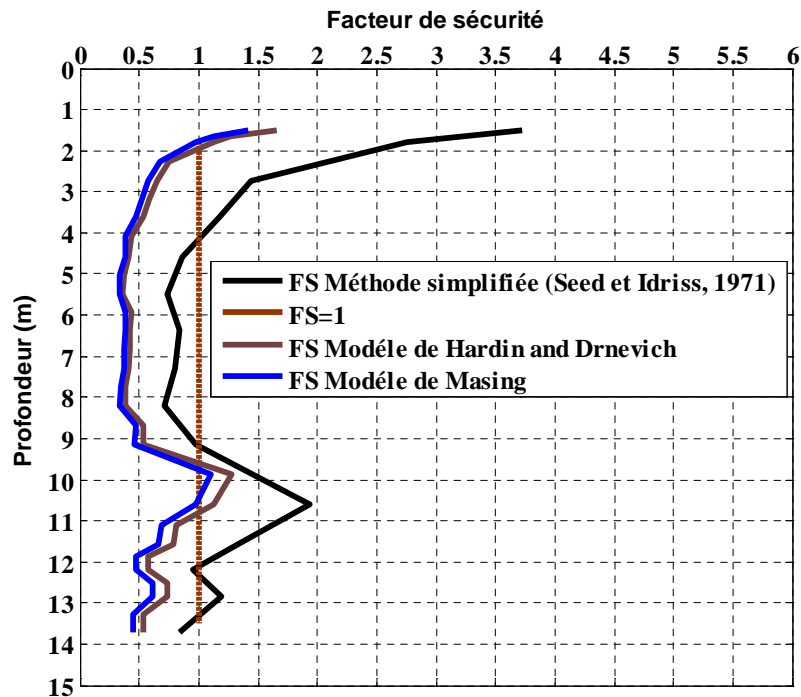


Figure 4.23. Profils de F_s obtenus par la méthode dynamique et simplifiée
(Treasure Island)

4.2.4 Site de la nouvelle mosquée de Boudouaou (ville de Boumerdes, Algérie)

Dans le cadre du projet de la nouvelle mosquée de Boudouaou (Boumerdes), la campagne de reconnaissance géotechnique a détecté dans un sondage carotté la présence d'un horizon sableux grisâtre propre mal gradué et saturé, ayant une teneur en fine de 2%, un coefficient d'uniformité de 3, et un diamètre moyen D_{50} variant entre 0.7 et 1 mm. Cette couche s'étalant en profondeur de 9 à 18 m par rapport à la surface est surmontée par une couche d'argile sablo-limoneuse saturée ayant les caractéristiques physiques moyennes suivantes : teneur en eau de 21%, limite de liquidité de 44%, indice de plasticité de 23.5%, un diamètre D_{15} de l'ordre de 0.3 à 0.5 μm . Le poids volumique saturé moyen de l'ensemble des deux couches est de 20 KN/m^3 . Le niveau de la nappe phréatique est plutôt fluctuant en surface et le terrain est pratiquement plat. La magnitude du séisme est de l'ordre de 6.8 et l'accélération

maximale à la surface est égale à 0.55g car le site est classé dans la zone II d'après RPA2003 (Bouafia,2010).

4.2.4.1. Évaluation du potentiel de liquéfaction par la méthode simplifiée

Le rapport de contrainte cyclique (CSR) est calculé par la formule de Seed et Idriss(1971) illustrée par l'équation (2.5), et pour l'estimation du rapport de résistance cyclique (CRR), nous avons utiliser la méthode de Seed et Idriss (1982) basée sur les résultats de l'essai CPT (section 2.3.2.3). Pour l'évaluation du potentiel de liquéfaction, on utilise les résultats des essais CPT réalisés au droit d'un sondage carotté et les valeurs brutes de la résistance pénétrométrique du sable, regroupées au tableau 4.4, montrant un horizon sableux lâche. Le refus à la pénétration a eu lieu à 14 m, et les valeurs de q_c ont été prolongées au-delà. Sur la figure 4.24, on présente les variations du facteur de sécurité en fonction de la profondeur. Cette figure montre un très fort risque de liquéfaction avec un LPI=74.10% (tableau 2.4).

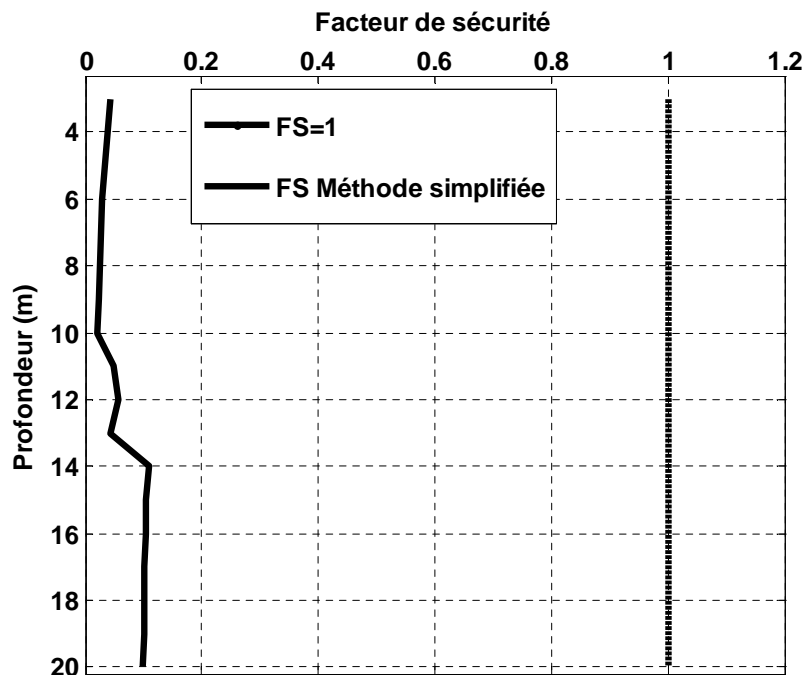


Figure 4.24. Profile du facteur de sécurité en fonction de la profondeur méthode simplifiée (Mosquée Boudouaou, Boumerdes)

4.2.4.2. Évaluation du potentiel de liquéfaction par la méthode dynamique

Pour l'évaluation du potentiel de liquéfaction, nous avons utilisé l'accélérogramme du séisme de Boumerdes du 21/05/2003 enregistré à partir de la station Dar Beida ayant une magnitude de 6.8 et une accélération maximale de 0.55g. Cet accélérogramme est présenté sur la figure 4.25.

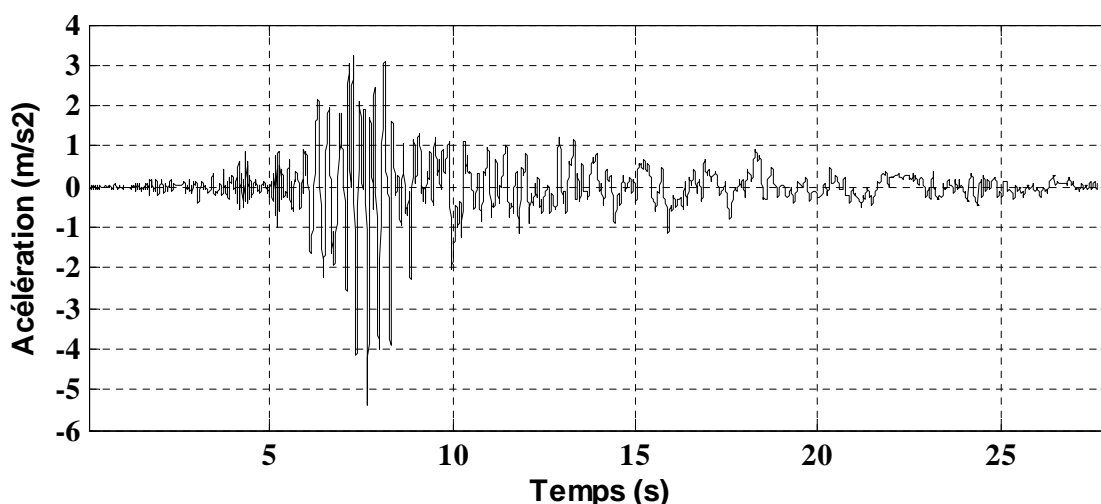


Figure 4.25. Accélérogramme du séisme de Boumerdes station Dar El Beida

En fonction de la valeur de la période fondamentale et la précision ERS qui est fixée à 1%, la première couche du massif est divisée en trois sous-couches et le reste, en deux sous-couches, ce qui donne un nombre de sous-couches totales égales à 25.

Les valeurs du module de cisaillement à petites déformations G_{\max} , sont calculées à l'aide de l'équation (1.13) où la vitesse de l'onde de cisaillement V_s est calculée à partir d'une corrélation basée sur les résultats de l'essai CPT proposée par Hegazy et Mayne (1995) pour les sables et définie par la relation suivante :

$$V_s = 13.18q_c^{0.192}(\sigma'_v)^{0.179} \quad (4.5)$$

Où q_c , la résistance de pointe, σ'_v , la contrainte effective verticale du sol sus-jacent.

À l'issue de la procédure itérative de l'analyse linéaire équivalente décrite dans la section 1.5, on calcule la contrainte de cisaillement cyclique engendrée par le séisme (section 1.4) et on en déduit le rapport de contrainte cyclique (CSRD) à l'aide de la relation 4.2. La variation de CSRD avec la profondeur est présentée sur la figure 4.26. Cette figure montre une très faible résistance au cisaillement du sol comparée à la contrainte de cisaillement engendrée par le séisme pour toutes les couches du massif.

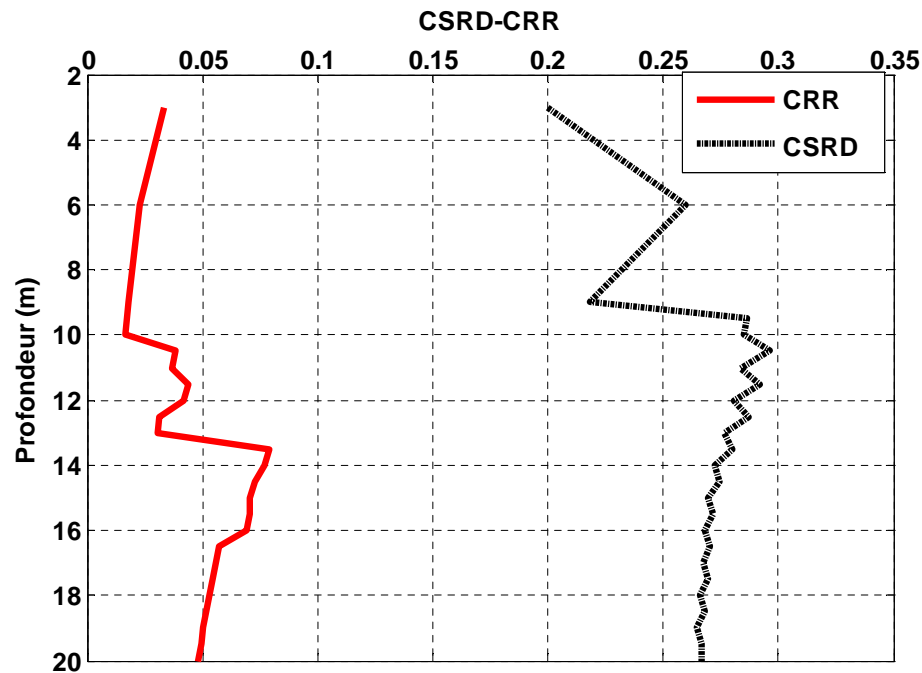


Figure 4.26. Profils CSRD et CRR en fonction de la profondeur
(Mosquée Boudouaou, Boumerdes)

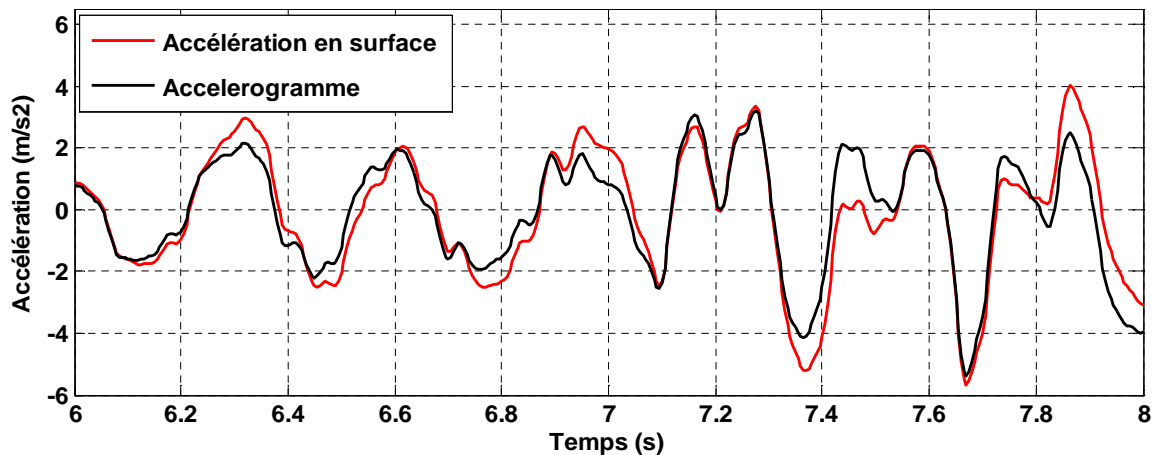


Figure 4.27. Accélération au substratum et en surface (Mosquée Boudouaou, Boumerdes)

La figure 4.20, montre une faible amplification signal sismique en champs libre (en surface) d'environ de 1.06 en considérant le rapport des accélérations maximales entre substratum-surface.

Les courbes de variation de G et D en fonction de γ pour la dernière couche, sont présentées sur les figures 4.28 et 4.29. La variation de G est toujours caractérisée par un palier horizontal pour les petites déformations suivie d'une dégradation importante qui converge vers la valeur du module de cisaillement effectif.

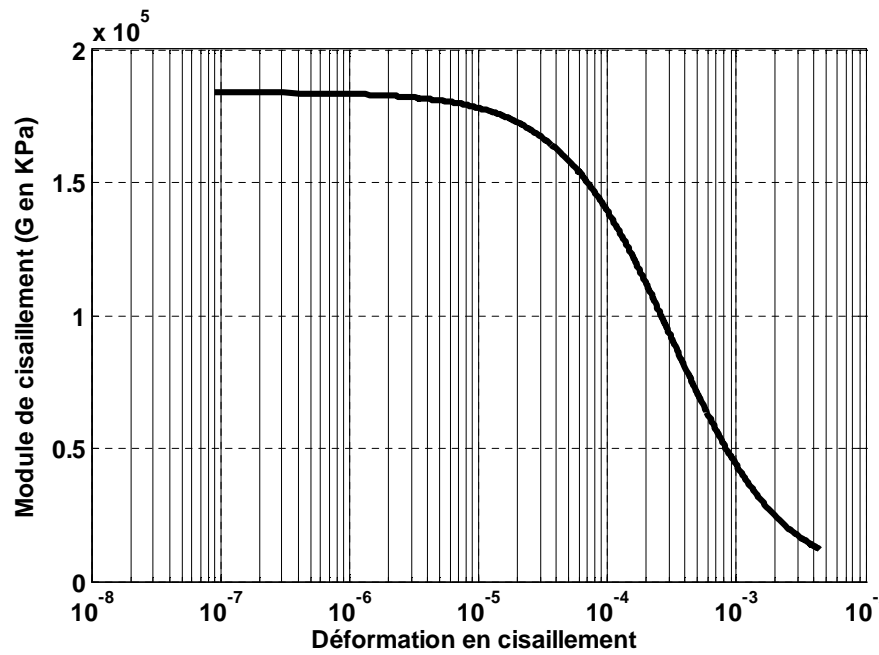


Figure 4.28. Dégradation de G en fonction de γ modèle de Masing
(Mosquée Boudouaou, Boumerdes)

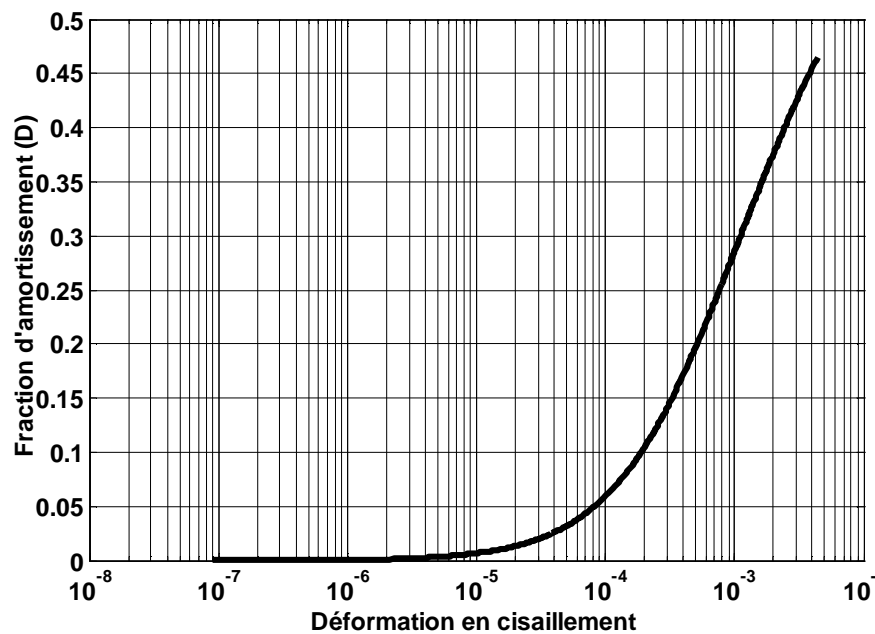


Figure 4.29. Augmentation de D en fonction de γ modèle de Masing
(Mosquée Boudouaou, Boumerdes)

Et enfin, le potentiel de liquéfaction est exprimé en termes de facteur de sécurité F_s à l'aide de l'équation (4.3). Le CSRD pour ce site a été calculé à l'aide d'une étude dynamique menée par une analyse linéaire équivalente associée aux modèles hyperboliques de Hardin et Drnevich (1972) et Masing (1926) définis dans la section 1.4, quant à l'évaluation du CRR, nous avons utilisé la méthode de Seed et Idriss (1982) basée sur les résultats de l'essai CPT (section 2.3.3.2.3). Les profils du facteur de sécurité déterminé par la

méthode dynamique et simplifiée sont présentés sur la figure 4.30. Cette figure, montre que les valeurs du facteur de sécurité obtenues par la méthode simplifiée sont inférieures à celles déterminées par la méthode dynamique associée aux modèles hyperboliques de Hardin et Drnevich (1972) et Masing (1926). Et par conséquent, le cas le plus défavorable pour ce site est donné par la méthode simplifiée. Ce qui montre que la sous-estimation ou la surestimation du risque de liquéfaction par les méthodes dynamique et simplifiée est lié au séisme appliqué et plus précisément, à son accélération maximale. Les profils de F_s obtenus par la méthode dynamique indiquent aussi un très fort risque de liquéfaction avec un LPI=62.7%.

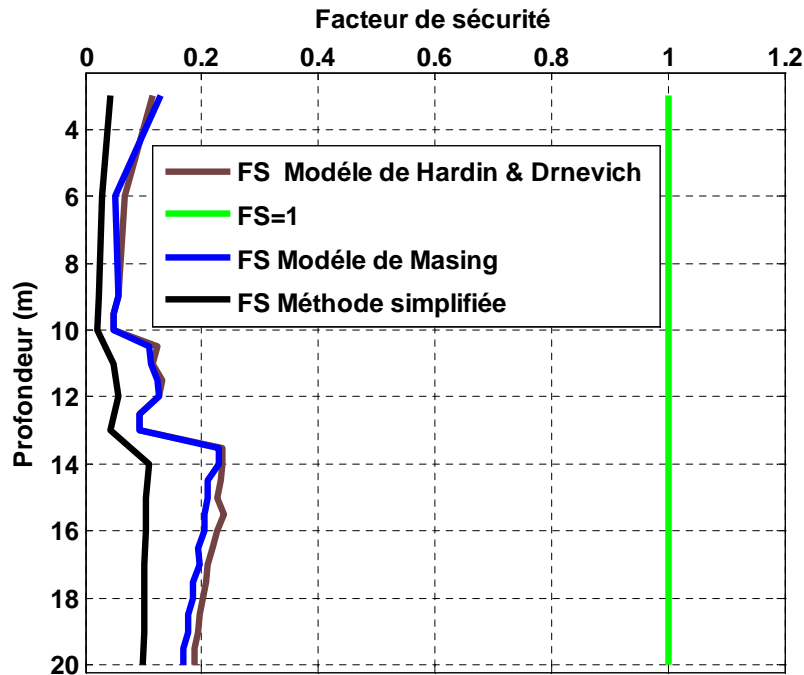


Figure 4.30. Profils de F_s obtenus par la méthode dynamique et simplifiée
(Mosquée Boudouaou, Boumerdes)

4.2.5 Site de Woodward Marine (USA)

Woodward Marine est situé à Salmon près de l'extrémité nord de Moss Landing et le long du port du sud. La stratigraphie du sol le long de la voie de Salmon est présentée sur le profil de la figure 4.31. Une couche de 1.5m de sable couvre le site, cette couche est suivie près du littoral par une couche de sable à sable silteux d'épaisseur d'environ 2 m surmontant une couche de sable à sable graveleux dense d'environ de 1.5m, et le tous surmonte une couche d'argile de haute plasticité. Les profils de la résistance de pointe et le frottement latéral retenus pour cette étude sont présenté sur la figure 4.31 (Boulangier et al.,1997).

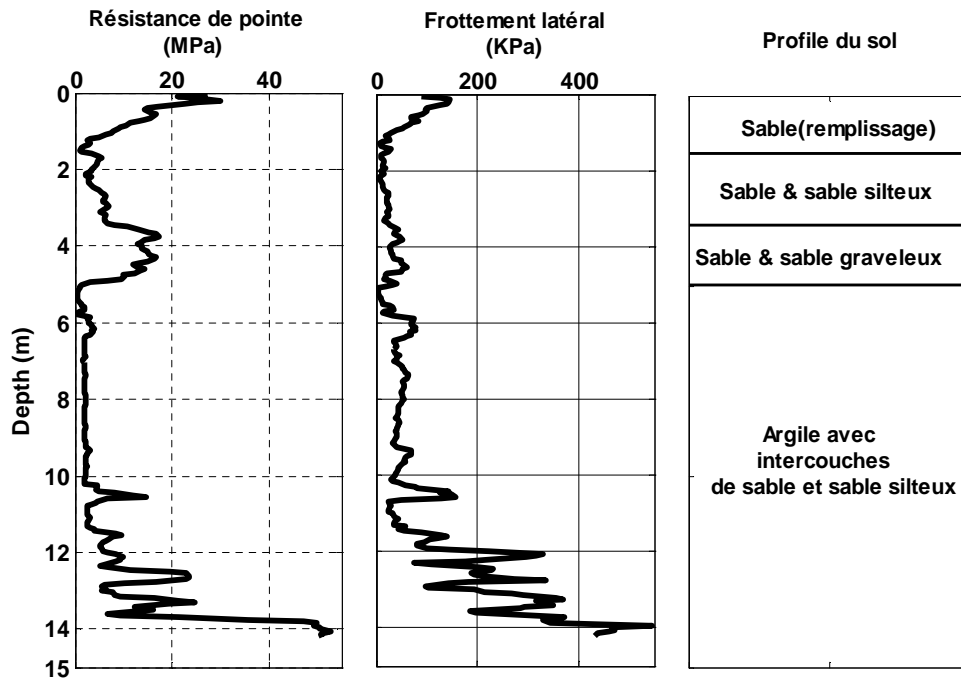


Figure 4.31. Résistance de pointe et frottement latéral en fonction de la profondeur
(Woodward Marine)

4.2.5.1. Évaluation du potentiel de liquéfaction par la méthode simplifiée

Le rapport de contrainte cyclique (CSR) est calculé par la formule de Seed et Idriss(1971) illustrée par l'équation (2.5), et pour l'estimation du rapport de résistance cyclique (CRR), nous allons utiliser la méthode de Robertson et Wride (1998) basée sur les résultats de l'essai CPT (section 2.3.3.2). L'accélération maximale du séisme utilisée pour le calcul du CSR est prise égale à 0.12g, la profondeur de la nappe phréatique est à 1.2m par rapport à la surface, la valeur moyenne du poids volumique est prise égale à 15 KN/m³ au dessus de la nappe et 19.4KN/m³ en dessous de la nappe (Boulangier et al., 1997). Le pourcentage des fines est d'environ 10% pour la couche de sable à sable silteux et 3% pour celle du sable à sable graveleux. Sur la figure 4.32, on présente les variations du facteur de sécurité en fonction de la profondeur. Cette figure montre un faible risque de liquéfaction avec un LPI=0.44% (tableau 2.4). Au-delà de 5m, la nature du sol est argileuse et la couche correspondante est considérée comme non liquéfiable.

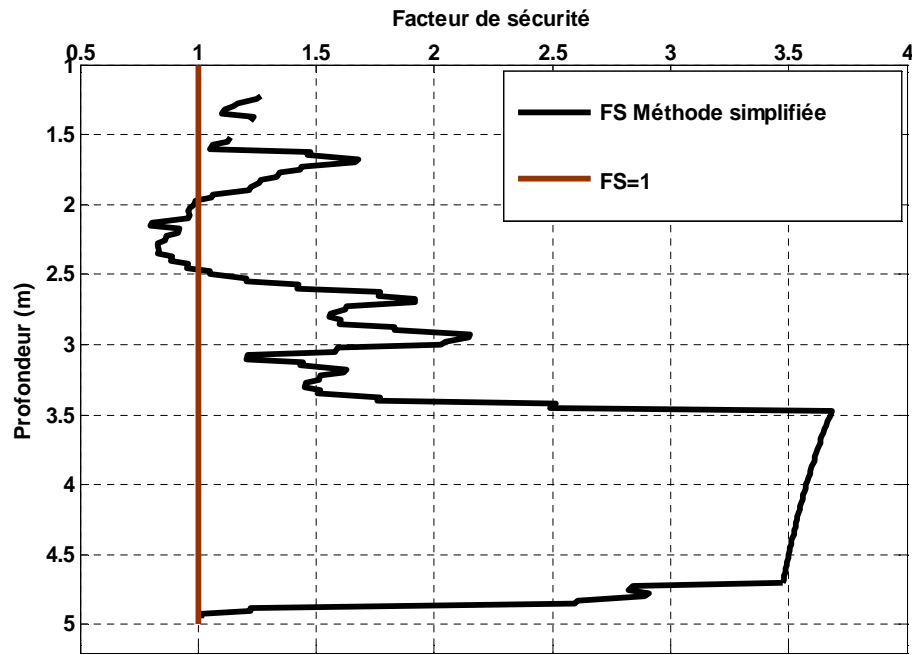


Figure 4.32. Facteur de sécurité en fonction de la profondeur (méthode simplifiée)
(Woodward Marine)

4.2.5.2. Évaluation du potentiel de liquéfaction par la méthode dynamique

Pour ce site, nous avons utilisé l'accélérogramme du séisme de Santa Crus MTNS (Loma Prieta) du 17/10/1989 enregistré à partir de la station N° 58532 composantes 37.796N et 122.396W ayant une magnitude de 7 et une accélération maximale de 0.12g. Cet accélérogramme est présenté sur la figure 4.33 le long de sa plage d'enregistrement.

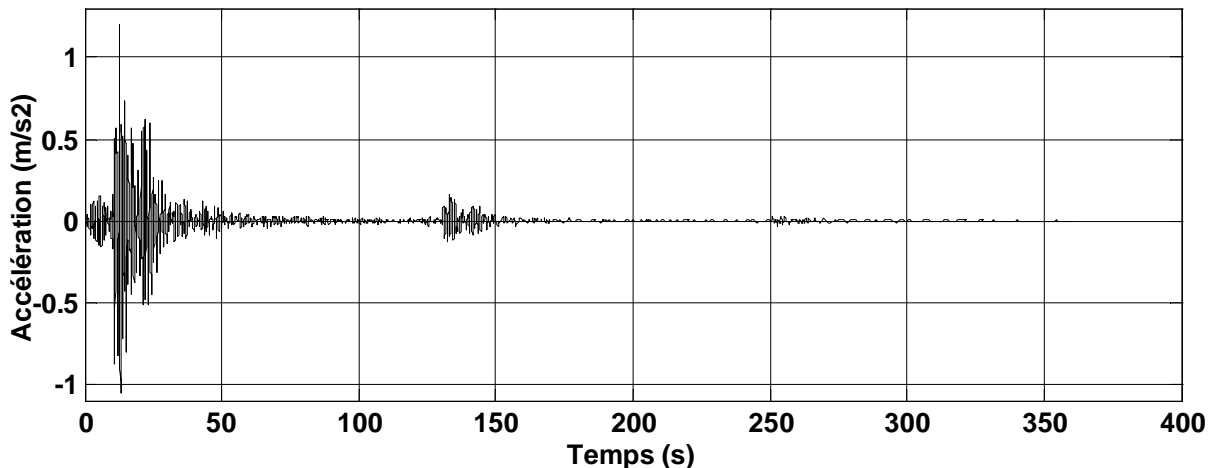


Figure 4.33. Accélérogramme du séisme Santa Crus MTNS (Loma Prieta)
du 17/10/1989 station N° 58532

En fonction de la valeur de la période fondamentale et la précision ERS qui est fixée à 1%, chaque couche est divisée en deux sous-couches ce qui se traduit par un nombre de couches total utilisé dans l'analyse égale à 200. Les valeurs du module de cisaillement à petites déformations G_{max} , sont calculées à l'aide de l'équation (1.13) où la vitesse de l'onde de cisaillement V_s est calculée à partir d'une corrélation basée sur les résultats de l'essai CPT définie par la relation (4.1).

À l'issue de la procédure itérative de l'analyse linéaire équivalente décrite dans la section 1.5, on calcule la contrainte de cisaillement cyclique engendrée par le séisme (section 1.4) et on en déduit le rapport de contrainte cyclique (CSRD) à l'aide de la relation 4.2. La variation de CSRD avec la profondeur est présentée sur la figure 4.34.

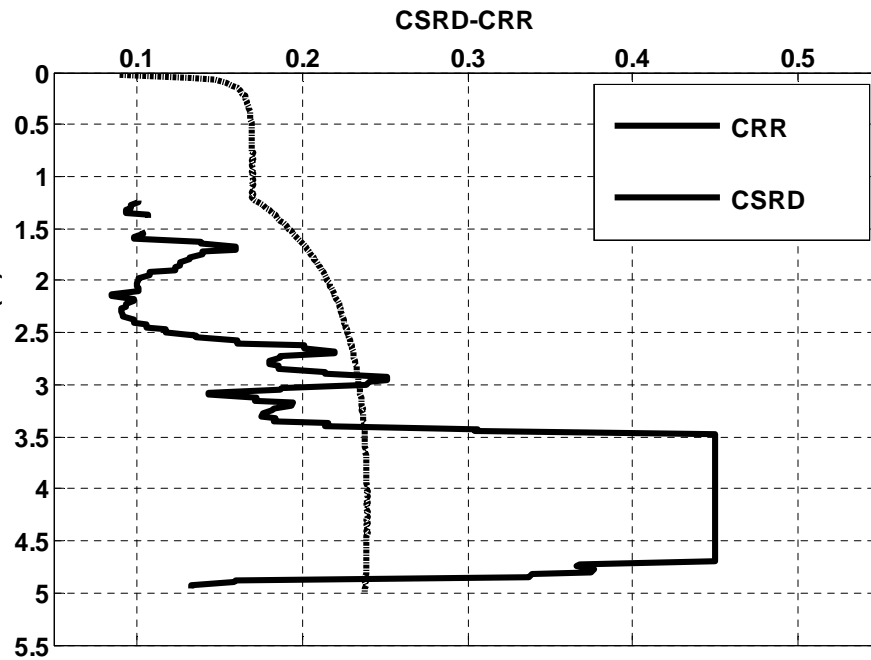


Figure 4.34. Profils CSRD et CRR en fonction de la profondeur (Woodward Marine)

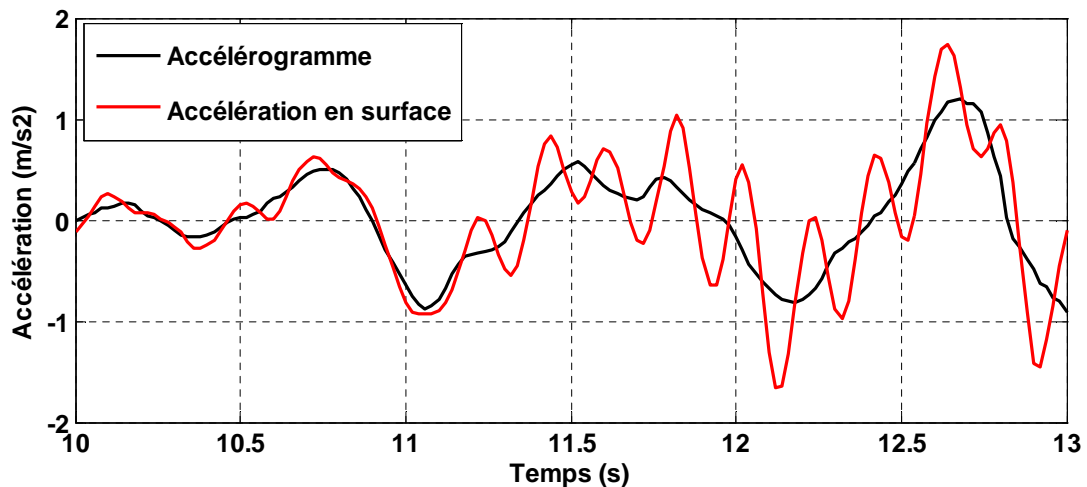


Figure 4.35. Accélération au substratum et en surface (Woodward Marine)

La figure 4.35, montre une amplification du signal sismique en champs libre (en surface) d'environ de 1.45 en considérant le rapport des accélérations maximales entre substratum-surface.

Les courbes de variation de G et D en fonction de γ pour la dernière couche, sont présentées sur les figures 4.36 et 4.37. La variation de G est toujours caractérisée par un palier horizontal pour les petites déformations suivie d'une dégradation importante qui converge vers la valeur du module de cisaillement effectif.

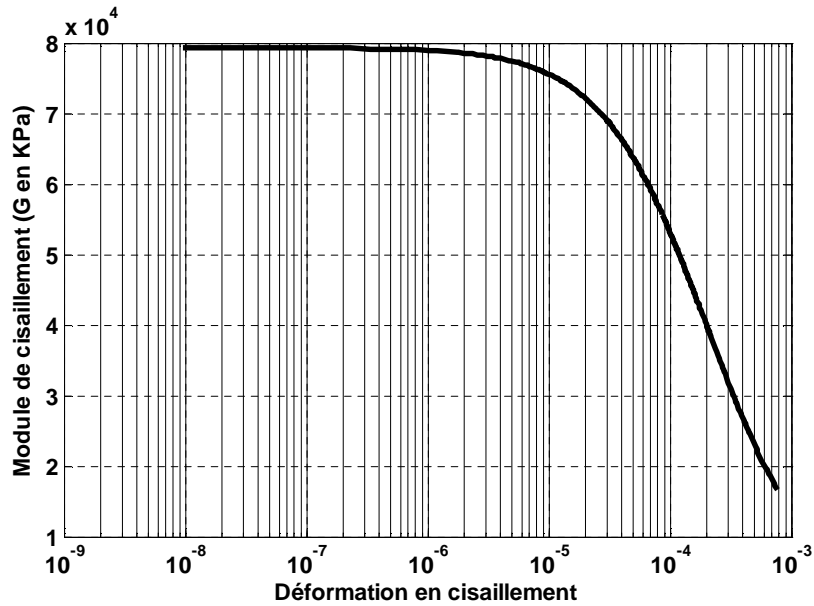


Figure 4.36. Dégradation de G en fonction de γ modèle de Masing (Woodward Marine)

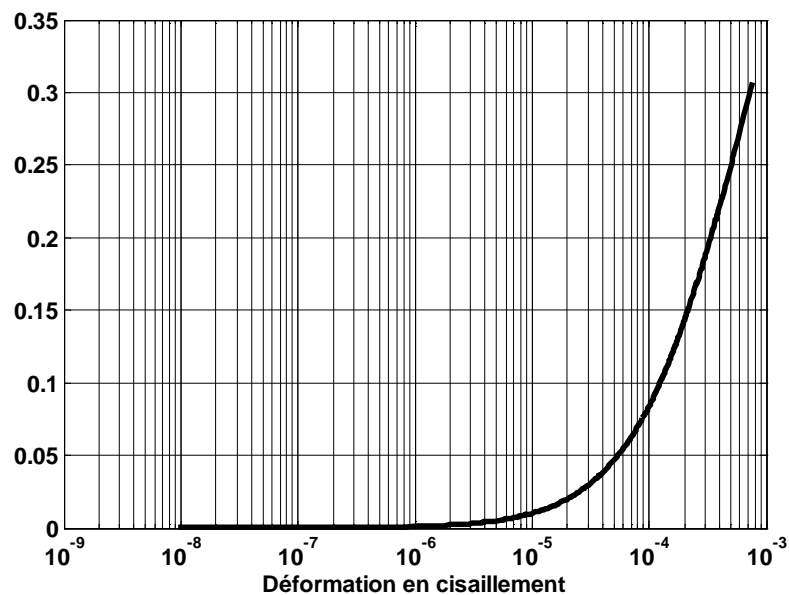


Figure 4.37. Augmentation de D en fonction de γ modèle de Masing (Woodward Marine)

Et enfin, le potentiel de liquéfaction est exprimé en termes de facteur de sécurité F_s à l'aide de l'équation (4.3). Le CSRD pour ce site a été calculé à l'aide d'une étude dynamique menée par une analyse linéaire équivalente associée aux modèles hyperboliques de Ramberg et Osgood (1943) et Masing (1926) définis dans la section 1.4, quant à l'évaluation du CRR, nous avons utilisé la méthode de Robertson et Wride (1998) basée sur les résultats de l'essai CPT (section 2.3.3.3). Les profils du facteur de sécurité déterminé par la méthode dynamique et simplifiée sont présentés sur la figure 4.38. Cette figure, montre que les valeurs du facteur de sécurité obtenues par la méthode simplifiée sont supérieures à celles déterminées par la méthode dynamique associée aux modèles hyperboliques de Ramberg et Osgood (1943) et Masing (1926). Et par conséquent, le cas le plus défavorable pour ce site est donné par la méthode dynamique.. Les profils de F_s obtenus par la méthode dynamique indiquent aussi un fort risque de liquéfaction avec un LPI=7%.

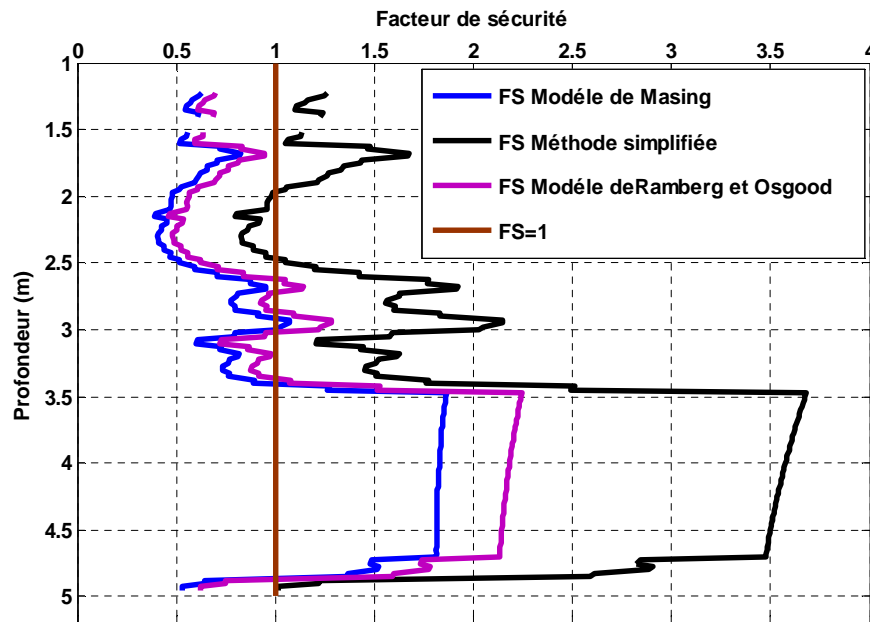


Figure 4.38. Profils de F_s obtenus par la méthode dynamique et simplifiée

(Woodward Marine)

4.2.6 Site de la zone pétrochimique de Skikda (Algérie)

Dans Suite à la demande de la société nationale de raffinage de pétrole de la wilaya de Skikda (NAFTEC), Le laboratoire des travaux publics de l'Est (L.T.P.E), a procédé une reconnaissance géotechnique des sols servant d'assiette pour la réhabilitation et l'adaptation de La raffinerie de la wilaya de Skikda. Le terrain d'étude se trouve à l'intérieur de la zone industrielle de Skikda, une partie à l'intérieur de la raffinerie et l'autre à l'extérieur, il possède une topographie généralement. Le laboratoire a réalisé deux sondages carottés BH33 et BH34 de profondeur 25m et 14m respectivement à l'aide d'une sondeuse hydraulique ABYSS2050 munie du système SPT, en vue d'établir des coupes géologiques des terrains rencontrés et

aussi de réaliser les essais de S.P.T pour les couche de nature sableuse. La reconnaissance géotechnique détecté un horizon sableux rouge à jaunâtre saturé qui s'étend jusqu'à 14m ayant un diamètre moyen D50 variant de 0.11 à 1mm. La valeur moyenne du poids volumique est prise égale à 20KN/m³ en dessus de la nappe phréatique et 21.5KN/m³ en dessous de la nappe. Cette nappe se trouve à 1.2m par rapport à la surface du sol, la magnitude du séisme est égale à 6.8 et l'accélération maximale vaut 0.55g. Les profiles du nombre de coups standard mesuré et du pourcentage en fines sont présentés sur la figure 4.39.

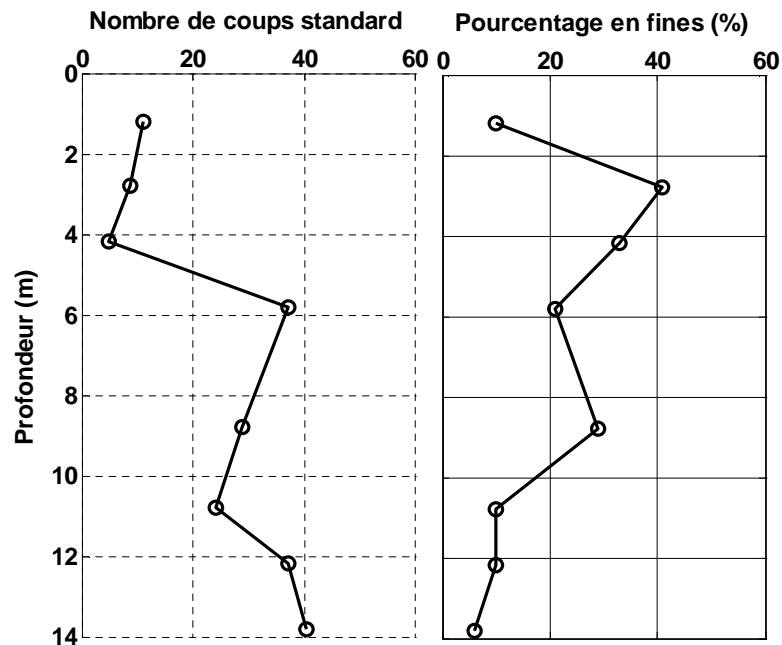


Figure 4.39. Nombre de coups standard et pourcentage des fines
(Zone pétrochimique de Skikda)

4.2.6.1. Évaluation du potentiel de liquéfaction par la méthode simplifiée

Le rapport de contrainte cyclique (CSR) est calculé par la formule de Seed et Idriss(1971) illustrée par l'équation (2.5), et pour l'estimation du rapport de résistance cyclique (CRR), nous avons utilisé la méthode de Idriss et Boulanger (2008) basée sur les résultats de l'essai SPT (section 2.3.3.1.1). Sur la figure 4.40, on présente les variations du facteur de sécurité en fonction de la profondeur. Cette figure montre un très fort risque de liquéfaction avec un LPI=43.7% (tableau 2.4).

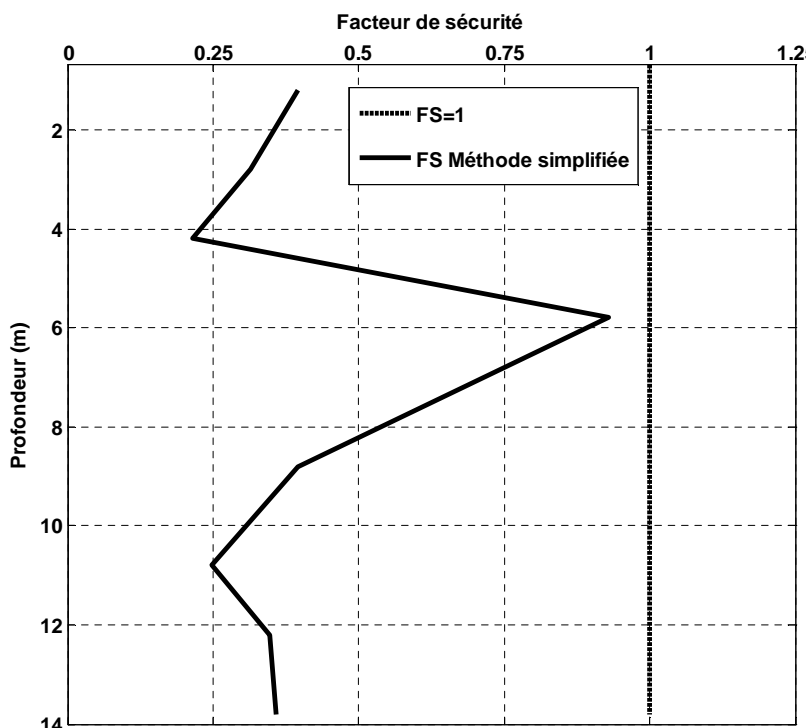


Figure 4.40. Profile du facteur de sécurité en fonction de la profondeur méthode simplifiée (Zone pétrochimique de Skikda)

4.2.6.2. Évaluation du potentiel de liquéfaction par la méthode dynamique

Pour l'évaluation du potentiel de liquéfaction, nous avons utilisé l'accélérogramme du séisme de Boumerdes du 21/05/2003 enregistré à partir de la station Dar Beida ayant une magnitude de 6.8 et une accélération maximale de 0.55g. Cet accélérogramme est présenté sur la figure 4.25.

En fonction de la valeur de la période fondamentale et la précision ERS qui est fixée à 1%, chaque couche est divisée en deux sous-couches, ce qui donne un nombre total de 16 couches nécessaire à l'analyse linéaire équivalente.

Les valeurs du module de cisaillement à petites déformations G_{\max} , sont calculées à l'aide de l'équation (1.13) où la vitesse de l'onde de cisaillement V_s est calculée à l'aide de l'équation 4.4.

À l'issue de la procédure itérative de l'analyse linéaire équivalente décrite dans la section 1.5, on calcule la contrainte de cisaillement cyclique engendrée par le séisme (section 1.4) et on en déduit le rapport de contrainte cyclique (CSR_D) à l'aide de la relation 4.2. La variation de CSR_D avec la profondeur est présentée sur la figure 4.441. Cette figure montre une très faible résistance au cisaillement du sol comparée à la contrainte de cisaillement engendrée par le séisme pour toutes les couches du massif.

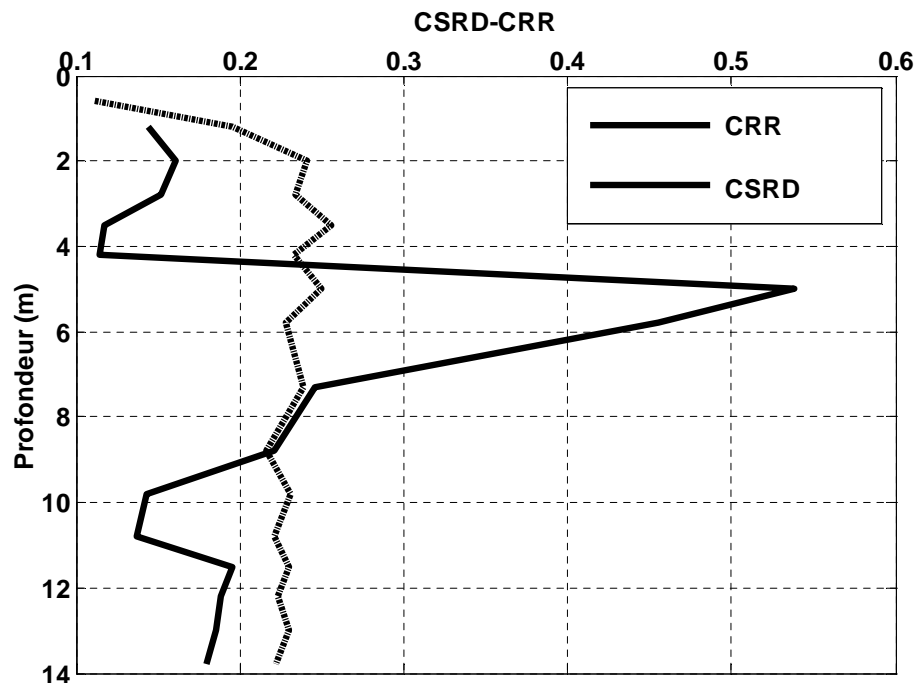


Figure 4.41. Profils CSRD et CRR en fonction de la profondeur
(Zone pétrochimique de Skikda)

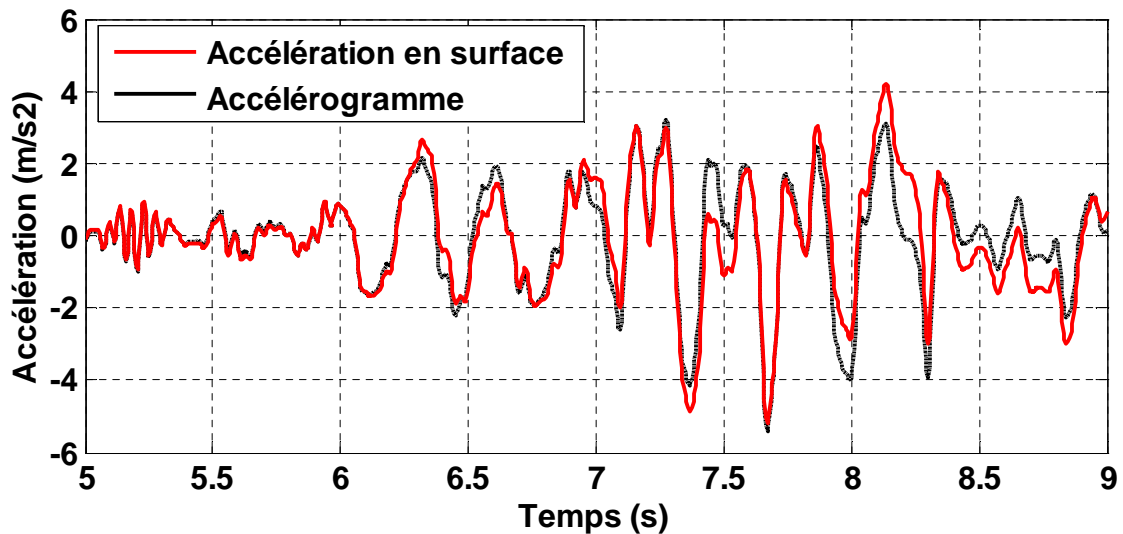


Figure 4.42. Accélération au substratum et en surface modèle RO (Zone pétrochimique de Skikda)

La figure 4.42, montre une faible atténuation du signal sismique en champs libre (en surface) en terme d'accélération maximale du signal d'environ de 1.04 en considérant le rapport des accélérations maximales entre surface/ substratum. Les courbes de variation de G et D en fonction de γ pour la dernière couche, sont présentées sur les figures 4.43 et 4.44. La variation de G est toujours caractérisée par un palier horizontal pour les petites déformations suivie d'une dégradation importante qui converge vers la valeur du module de cisaillement effectif.

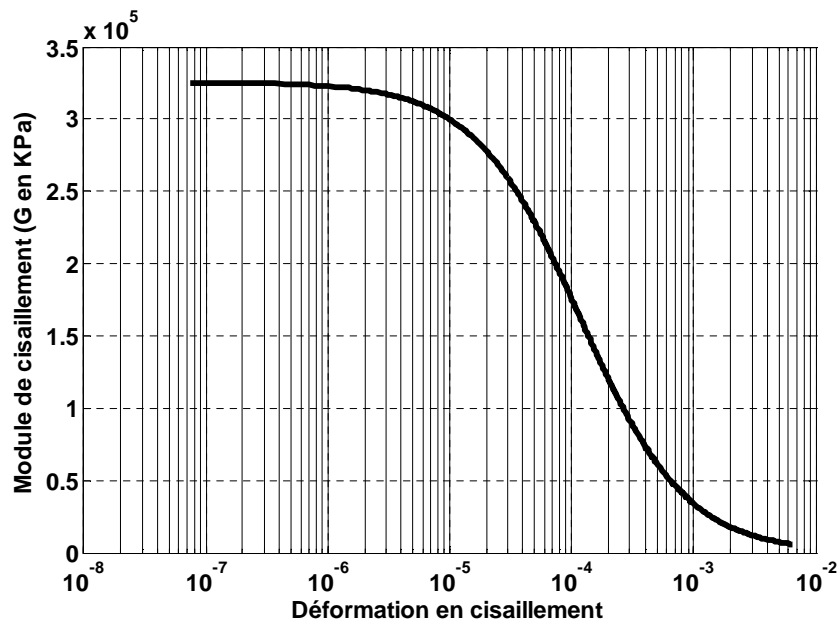


Figure 4.43. Dégradation de G en fonction de γ modèle de Masing
(Zone pétrochimique de Skikda)

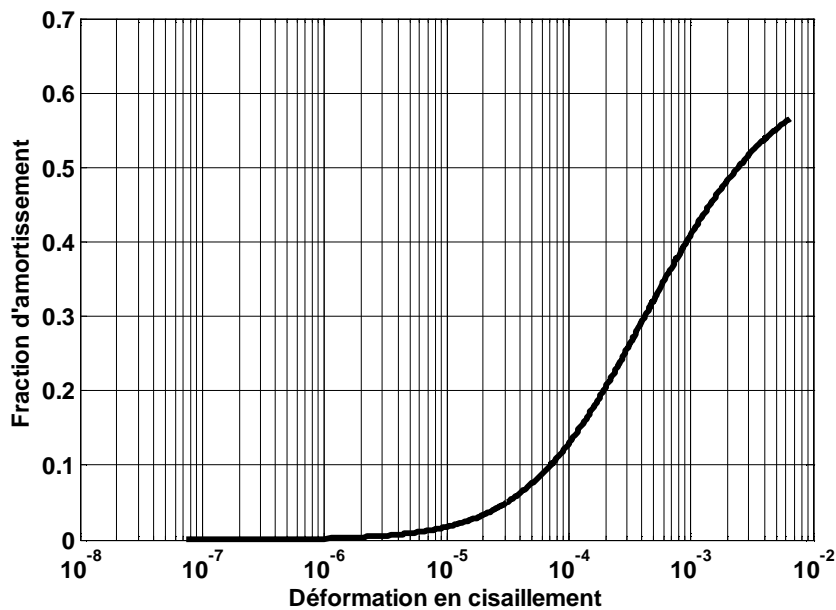


Figure 4.44. Augmentation de D en fonction de γ modèle de Masing
(Zone pétrochimique de Skikda)

Et enfin, le potentiel de liquéfaction est exprimé en termes de facteur de sécurité F_s à l'aide de l'équation (4.3). Le CSRD pour ce site a été calculé à l'aide d'une étude dynamique menée par une analyse linéaire équivalente associée aux modèles hyperboliques de Ramberg et Osgood (1943) et Masing (1926) définis dans la section 1.4, quant à l'évaluation du CRR, nous avons utilisé la méthode de Idriss et Boulanger (2008) basée sur les résultats de l'essai SPT (section 2.3.3.1.1). Les profils du facteur de sécurité déterminé par la méthode dynamique et simplifiée sont présentés sur la figure 4.45. Cette figure, montre

que les valeurs du facteur de sécurité obtenues par la méthode simplifiée sont inférieures à celles déterminées par la méthode dynamique associée aux modèles hyperboliques de Ramberg et Osgood (1943) et Masing (1926). Et par conséquent, le cas le plus défavorable pour ce site est donné par la méthode simplifiée. Ce qui montre que la sous-estimation ou la surestimation du risque de liquéfaction par les méthodes dynamique et simplifiée est lié au séisme appliqué et plus précisément, à son accélération maximale. Les profils de F_s obtenus par la méthode dynamique indiquent aussi un très fort risque de liquéfaction avec un LPI=17.7%.

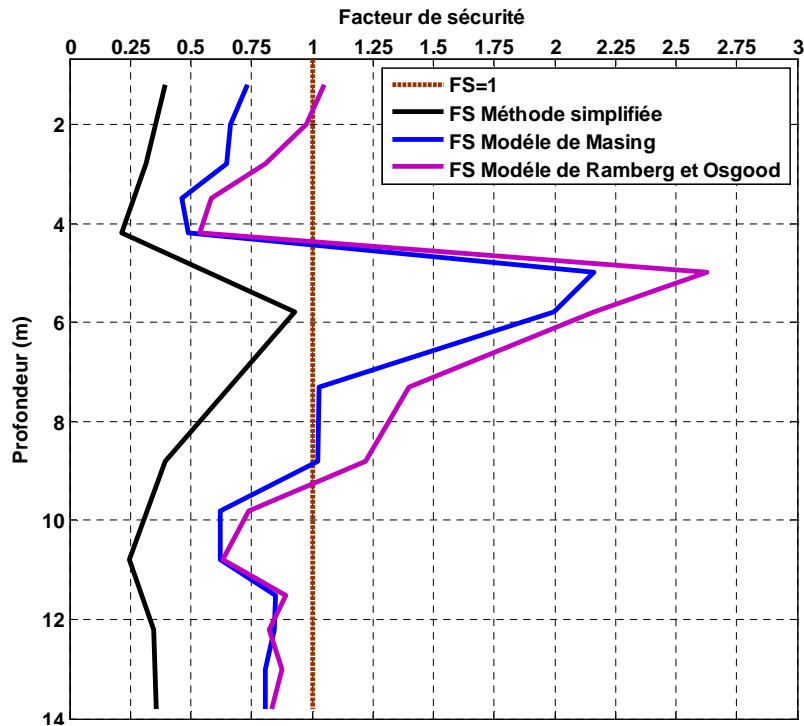


Figure 4.45. Profils de F_s obtenus par la méthode dynamique et simplifiée
(Zone pétrochimique de Skikda)

4.2.7 Site de Wufeng à Taiwan (Chine)

Wufeng se localise au sud de Taichung à Taiwan. Le séisme de Chi-Chi Taiwan du 21/09/1999 a induit des dégâts significatifs dans le village de Wufeng tel que, liquéfaction, glissement et des failles importantes ont apparues en surface. Le NCREE (National Center for Research on Earthquake Engineering) a mené plusieurs programmes d'investigation basés sur les essais insitu CPT, SPT et mesure de la vitesse de l'onde de cisaillement (VS). La géologie de Wufeng se compose d'une plaine alluviale traversée par plusieurs rivières et délimitée à l'est par la faille de Chelungpu, la stratigraphie du sol est généralement sableuse limoneuse jusqu'à environ 20m avec un pourcentage des fines de 5 à 37% et argileuse au-delà.

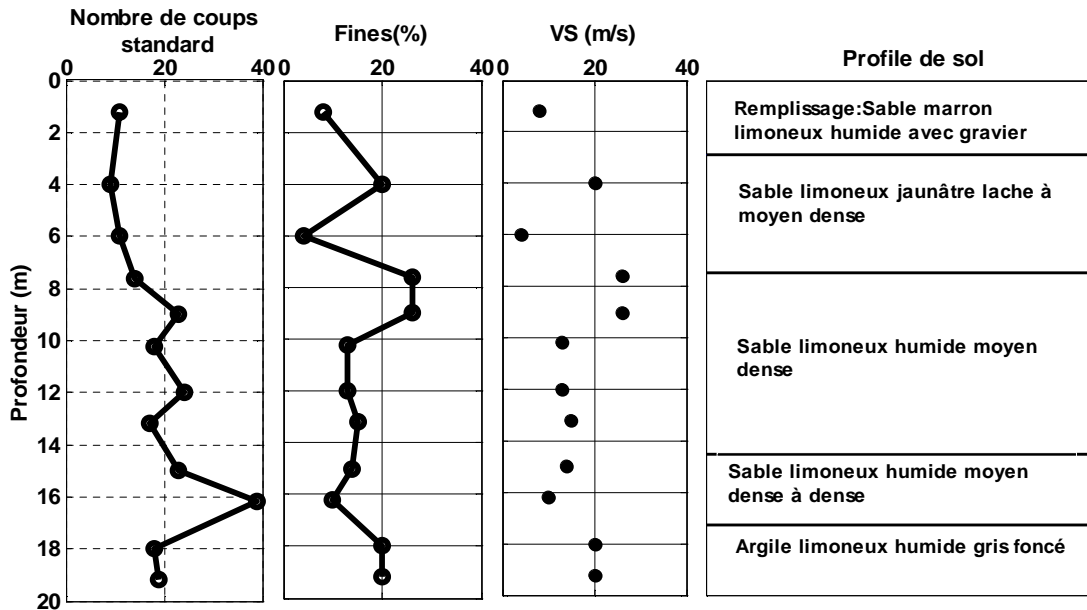


Figure 4.46. Nombre de coups standard et pourcentage des fines
(Wufeng Taiwan)

4.2.7.1. Évaluation du potentiel de liquéfaction par la méthode simplifiée

Le rapport de contrainte cyclique (CSR) est calculé par la formule de Seed et Idriss(1971) illustrée par l'équation (2.5), et pour l'estimation du rapport de résistance cyclique (CRR), nous avons utilisé la méthode de Idriss et Boulanger (2008) basée sur les résultats de l'essai SPT (section 2.3.3.1.1). La nappe phréatique est à 1.4m par rapport à la surface, l'accélération maximale en surface est égale à 0.54g. La variation du facteur de sécurité en fonction de la profondeur est présentée sur la figure 4.50. Cette figure montre un très fort risque de liquéfaction avec un LPI=61.8% (tableau 2.4).

4.2.7.2. Évaluation du potentiel de liquéfaction par la méthode dynamique

Pour l'évaluation du potentiel de liquéfaction, nous avons utilisé l'accélérogramme du séisme de Chi-Chi Taiwan du 25/09/1999 enregistré à partir de la station TCUO80 composante nord ayant une magnitude de 7.6 et une accélération maximale de 0.54g. Cet accélérogramme est présenté sur la figure 4.47.

En fonction de la valeur de la période fondamentale et la précision ERS qui est fixée à 1%, chaque couche est divisée en deux sous-couches, ce qui donne un nombre total de 24 couches nécessaire à l'analyse linéaire équivalente.

Les valeurs du module de cisaillement à petites déformations G_{max} , sont calculées à l'aide de l'équation (1.13) où la vitesse de l'onde de cisaillement V_s est donnée par le profile de la figure 4.46.

À l'issue de la procédure itérative de l'analyse linéaire équivalente décrite dans la section 1.5, on calcule la contrainte de cisaillement cyclique engendrée par le séisme (section 1.4) et on en déduit le rapport de contrainte cyclique (CSR) à l'aide de la relation 4.2.

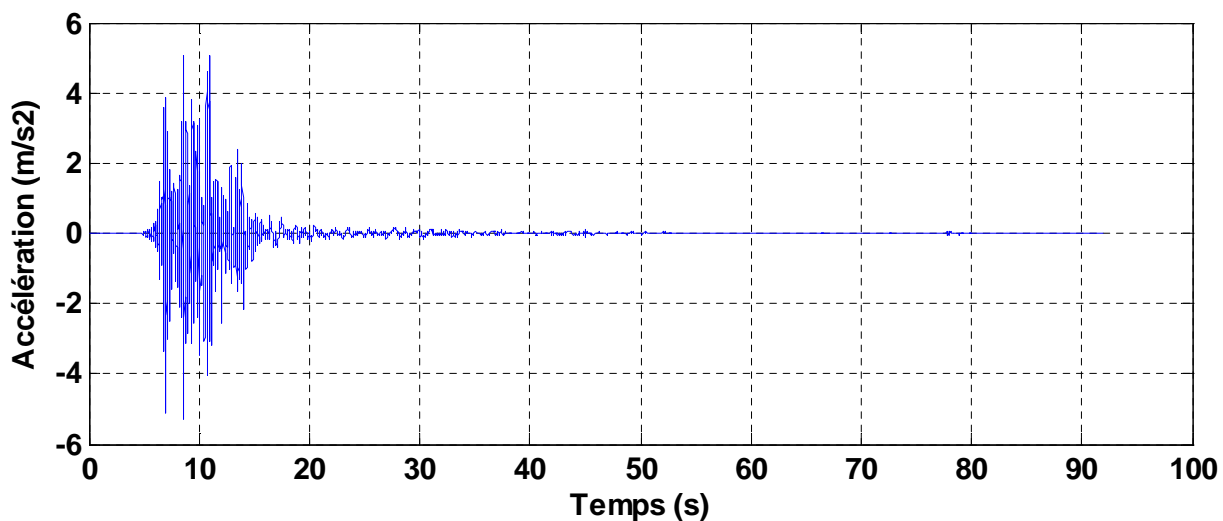


Figure 4.47. Accélérogramme du séisme de Chi-Chi Taiwan station TCUO80_N

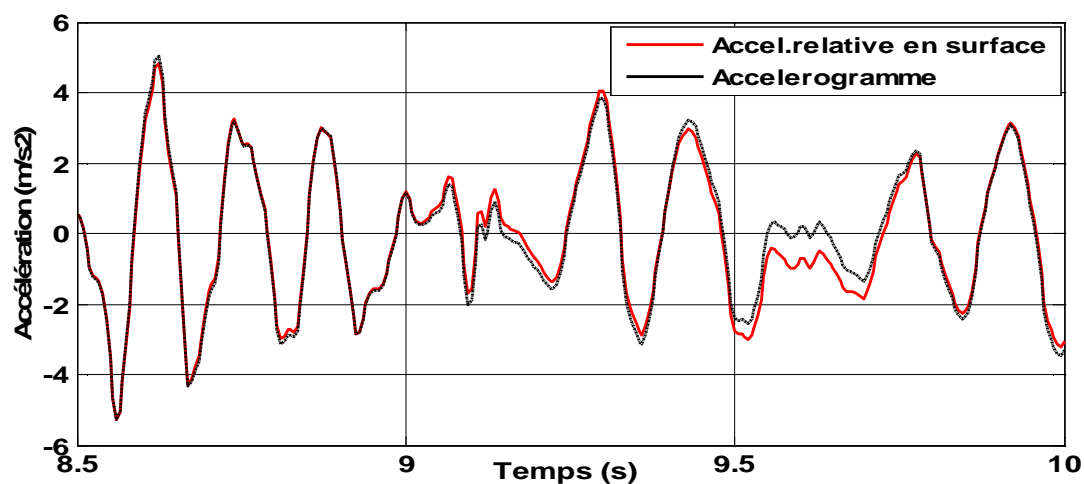


Figure 4.48. Accélération au substratum et en surface modèle RO (Wufeng Taiwan)

La figure 4.48, montre une faible atténuation du signal sismique en champs libre (en surface) en terme d'accélération maximale du signal d'environ de 1.06 en considérant le rapport des accélérations maximales entre surface/ substratum. Les courbes de variation de G et D en fonction de γ pour la dernière couche, sont présentées sur les figures 4.49 et 4.50. La variation de G est toujours caractérisée par un palier horizontal pour les petites déformations suivie d'une dégradation importante qui converge vers la valeur du module de cisaillement effectif.

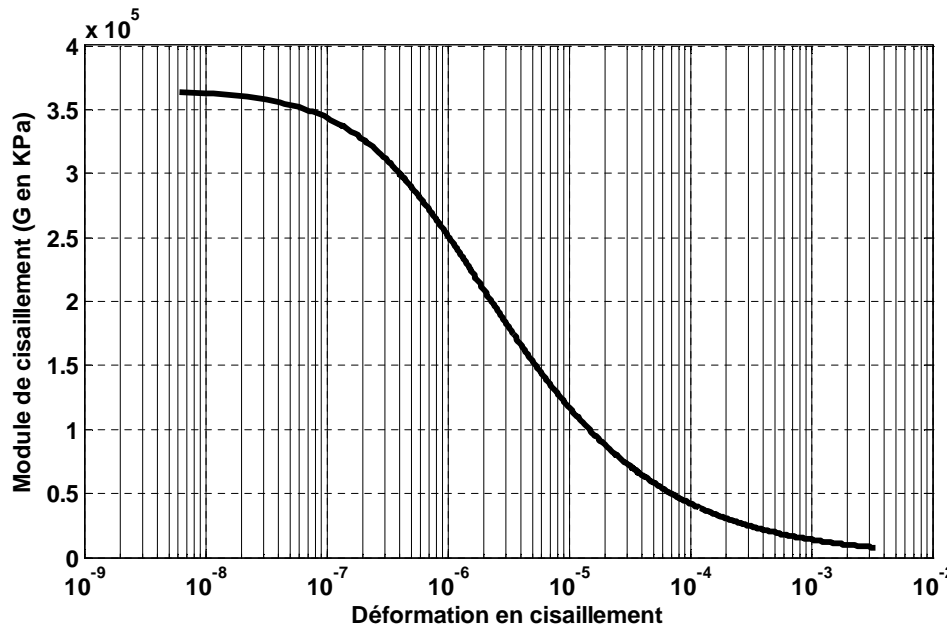


Figure 4.49. Dégradation de G en fonction de γ modèle de Masing
(Wufeng Taiwan)

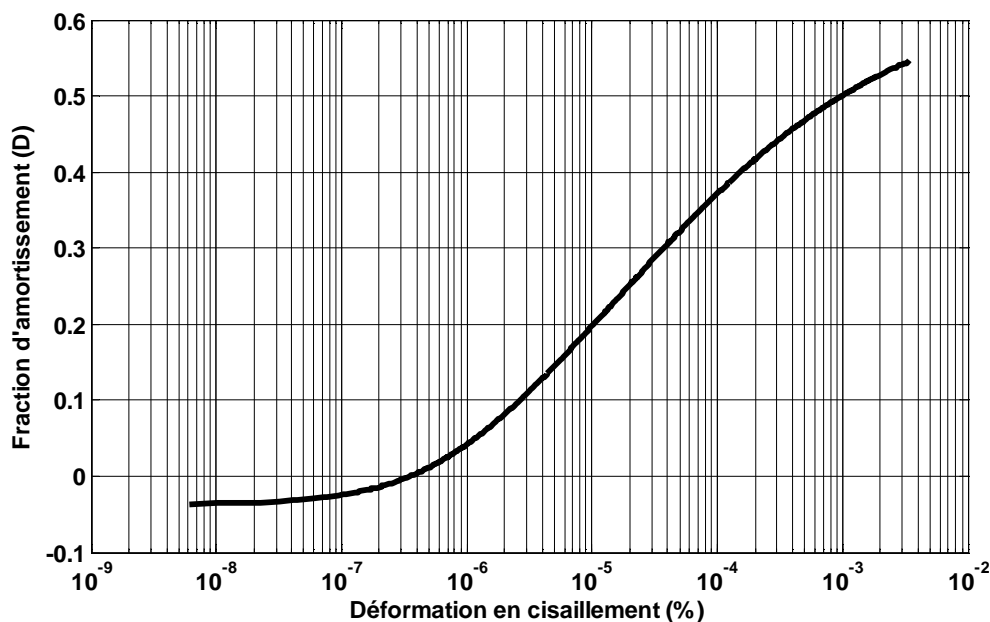


Figure 4.50. Augmentation de D en fonction de γ modèle de Masing
(Wufeng Taiwan)

Et enfin, le potentiel de liquéfaction est exprimé en termes de facteur de sécurité F_s à l'aide de l'équation (4.3). Le CSRD pour ce site a été calculé à l'aide d'une étude dynamique menée par une analyse linéaire équivalente associée aux modèles hyperboliques de Ramberg et Osgood (1943) et Masing (1926) définis dans la section 1.4, quant à l'évaluation du CRR, nous avons utilisé la méthode de Idriss et Boulanger (2008) basée sur les résultats de l'essai SPT (section 2.3.3.1.1). Les profils du facteur de sécurité déterminé par la méthode dynamique et simplifiée sont présentés sur la figure 4.51. Cette figure, montre

que les valeurs du facteur de sécurité obtenues par la méthode simplifiée sont inférieures à celles déterminées par la méthode dynamique associée aux modèles hyperboliques de Ramberg et Osgood (1943) et Masing (1926). Et par conséquent, le cas le plus défavorable pour ce site est donné par la méthode simplifiée. Ce qui montre que la sous-estimation ou la surestimation du risque de liquéfaction par les méthodes dynamique et simplifiée est lié au séisme appliqué et plus précisément, à son accélération maximale. Les profils de F_s obtenus par la méthode dynamique indiquent aussi un très fort risque de liquéfaction avec un LPI=18.5%.

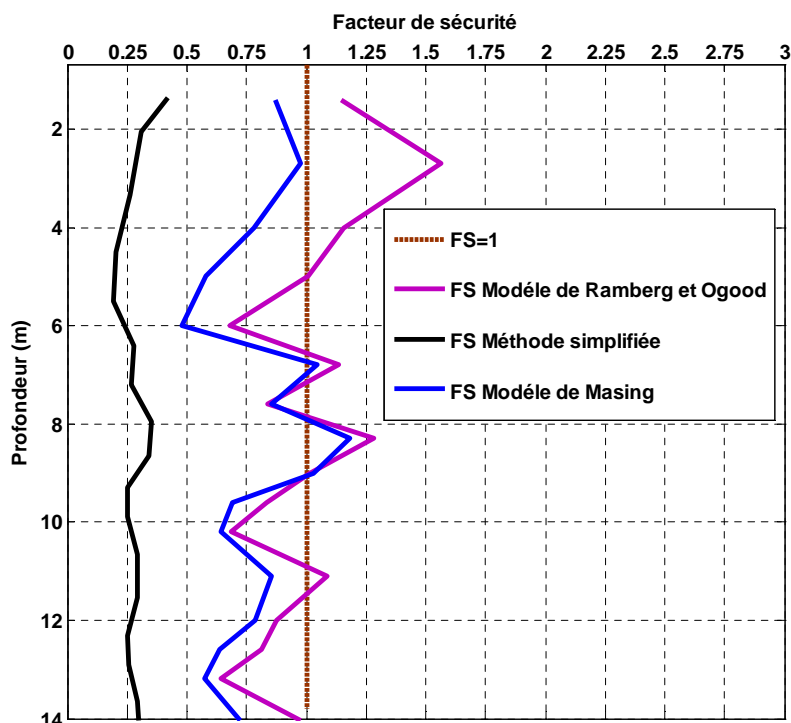


Figure 4.51. Profils de F_s obtenus par la méthode dynamique et simplifiée (Wufeng Taiwan)

4.2.8 Site de Yuanlin Taiwan (Chine)

Yuanlin se localise approximativement à 15km de la faille de Chelungpu. Le séisme de Chi-Chi Taiwan du 25/09/1999 a induit des dégâts significatifs dans le village de Yuanlin tel que, liquéfaction, glissement et des failles importantes ont apparues en surface. Le NCREE (National Center for Research on Earthquake Engineering) a mené plusieurs programmes d'investigation basés sur les essais insitu CPT, SPT et mesure de la vitesse de l'onde de cisaillement (VS). La stratigraphie du sol est généralement sableuse limoneuse intercalée par de petites couches argileuses avec un pourcentage des fines de 4 à 32%.

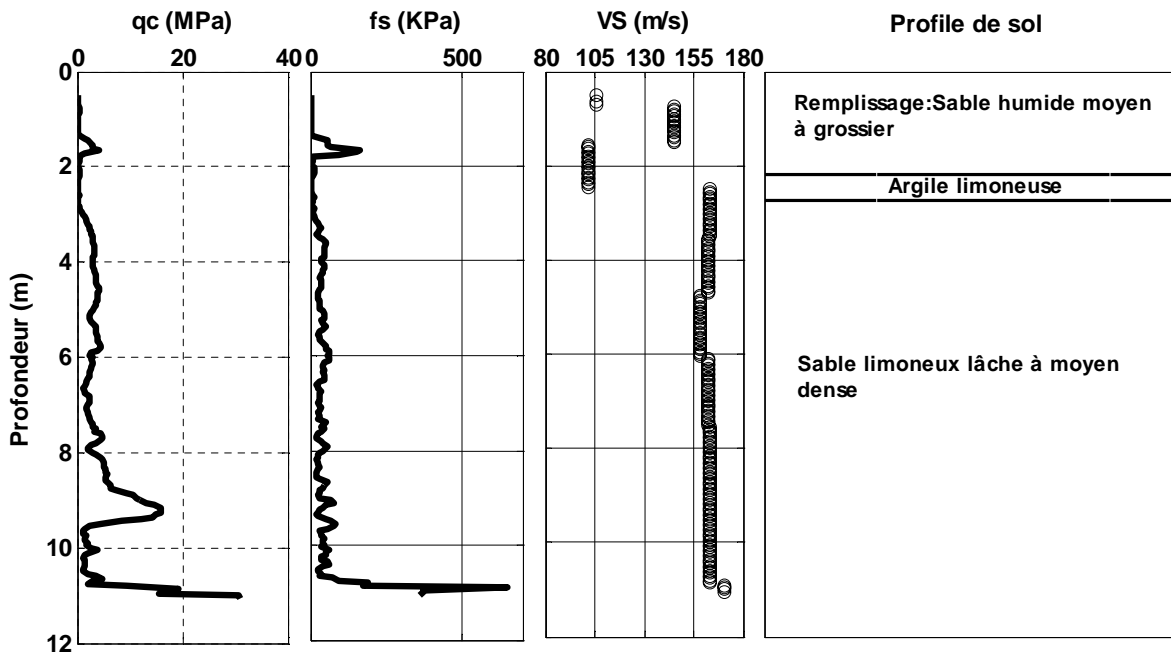


Figure 4.52. Résistance de pointe et frottement latéral en fonction de la profondeur
(Yuanlin Taiwan)

4.2.8.1. Évaluation du potentiel de liquéfaction par la méthode simplifiée

Le rapport de contrainte cyclique (CSR) est calculé par la formule de Seed et Idriss(1971) illustrée par l'équation (2.5), et pour l'estimation du rapport de résistance cyclique (CRR), nous allons utiliser la méthode de Robertson et Wride (1998) basée sur les résultats de l'essai CPT (section 2.3.3.2). L'accélération maximale du séisme utilisée pour le calcul du CSR est prise égale à 0.11g, la profondeur de la nappe phréatique est à 1.4m par rapport à la surface, la valeur moyenne du poids volumique est prise égale à 18.5 KN/m³ au dessus de la nappe et 20.1KN/m³ en dessous de la nappe (NCREE, 2001). Le pourcentage des fines est d'environ 4-27%. La variation du facteur de sécurité en fonction de la profondeur est présentée sur la figure 4.57. Cette figure montre un faible risque de liquéfaction avec un LPI=0.70% (tableau 2.4).

4.2.8.2. Évaluation du potentiel de liquéfaction par la méthode dynamique

Pour ce site, nous avons utilisé l'accélérogramme du séisme de Chi-Chi Taiwan du 25/09/1999 enregistré à partir de la station TCU075 composante est ayant une magnitude de 7.6 et une accélération maximale de 0.11g. Cet accélérogramme est présenté sur la figure 4.53 le long de sa plage d'enregistrement.

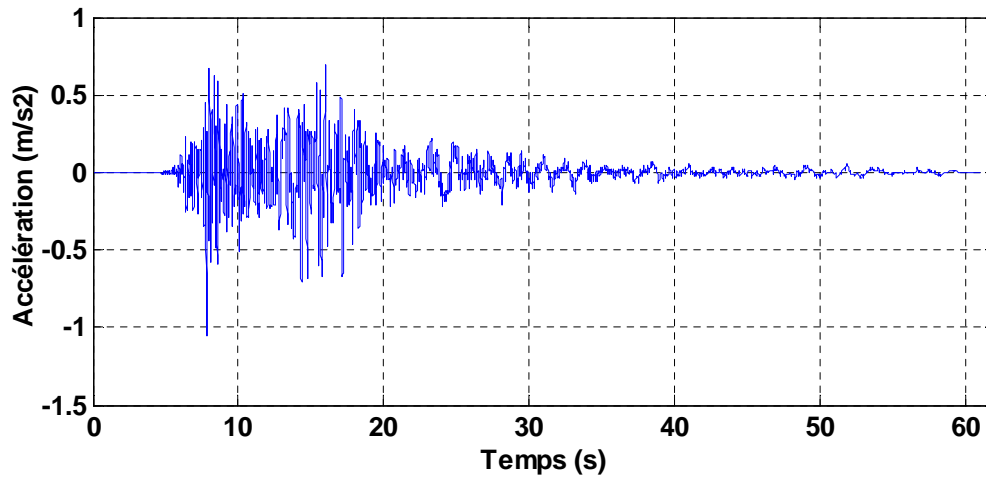


Figure 4.53. Accélérogramme du séisme Santa Chi-Chi Taiwan station TCU075-E

En fonction de la valeur de la période fondamentale et la précision ERS qui est fixée à 1%, chaque couche est divisée en deux sous-couches ce qui se traduit par un nombre de couches total utilisé dans l'analyse égale à 180. Les valeurs du module de cisaillement à petites déformations G_{\max} , sont calculées à l'aide de l'équation (1.13) où la vitesse de l'onde de cisaillement V_s est calculée à partir du profil de la figure 4.52. À l'issue de la procédure itérative de l'analyse linéaire équivalente décrite dans la section 1.5, on calcule la contrainte de cisaillement cyclique engendrée par le séisme (section 1.4) et on en déduit le rapport de contrainte cyclique (CSR) à l'aide de la relation 4.2.

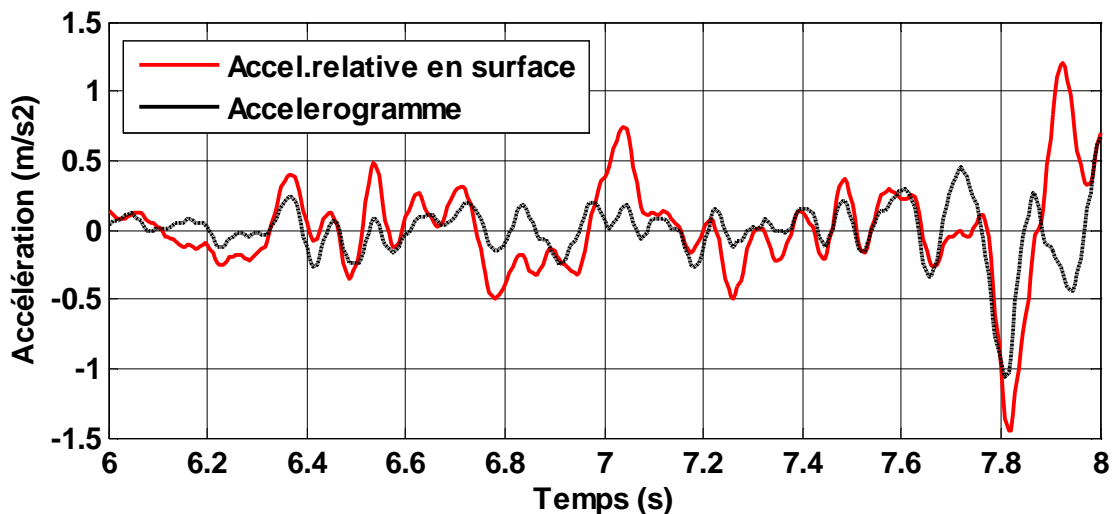


Figure 4.54. Accélération au substratum et en surface (Yuanlin Taiwan)

La figure 4.35, montre une amplification du signal sismique en champs libre (en surface) d'environ de 1.38 en considérant le rapport des accélérations maximales entre substratum-surface.

Les courbes de variation de G et D en fonction de γ pour la dernière couche, sont présentées sur les figures 4.55 et 4.56. La variation de G est toujours caractérisée par un palier horizontal pour les petites

déformations suivie d'une dégradation importante qui converge vers la valeur du module de cisaillement effectif.

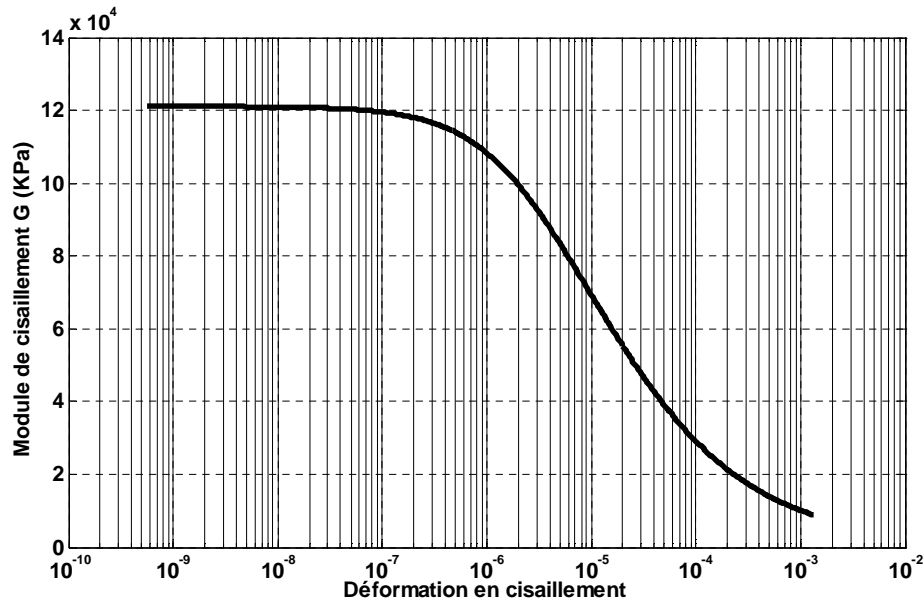


Figure 4.55. Dégradation de G en fonction de γ modèle de Masing (Yuanlin Taiwan)

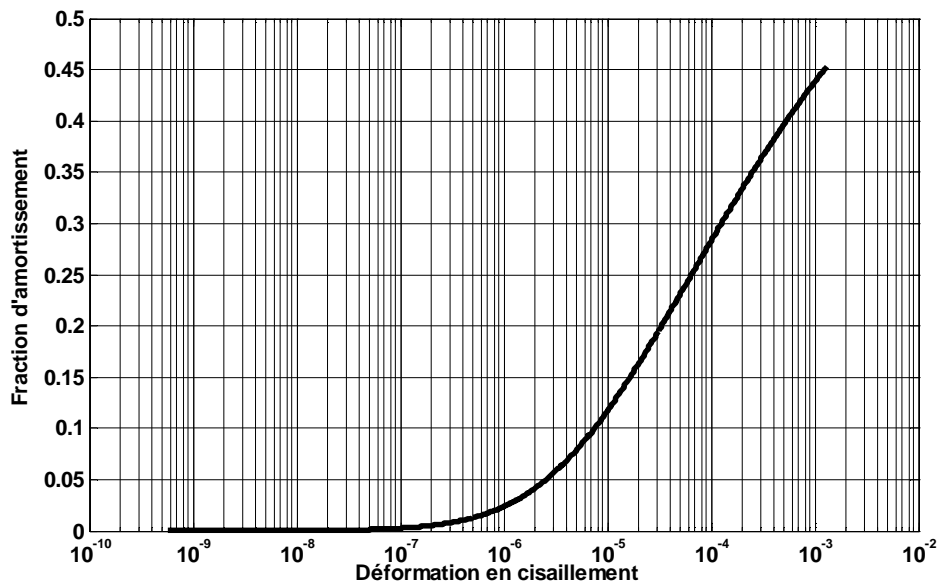


Figure 4.56. Augmentation de D en fonction de γ modèle de Masing (Yuanlin Taiwan)

Et enfin, le potentiel de liquéfaction est exprimé en termes de facteur de sécurité F_s à l'aide de l'équation (4.3). Le CSR_D pour ce site a été calculé à l'aide d'une étude dynamique menée par une analyse linéaire équivalente associée aux modèles hyperboliques de Ramberg et Osgood (1943) et Masing (1926) définis dans la section 1.4, quant à l'évaluation du CRR, nous avons utilisé la méthode de Robertson et Wride (1998) basée sur les résultats de l'essai CPT (section 2.3.3.3). Les profils du facteur de sécurité déterminé

par la méthode dynamique et simplifiée sont présentés sur la figure 4.57. Cette figure, montre que les valeurs du facteur de sécurité obtenues par la méthode simplifiée sont supérieures à celles déterminées par la méthode dynamique associée aux modèles hyperboliques de Ramberg et Osgood (1943) et Masing (1926). Et par conséquent, le cas le plus défavorable pour ce site est donné par la méthode dynamique.. Les profils de F_s obtenus par la méthode dynamique indiquent un fort risque de liquéfaction avec un $LPI=2.1\%$.

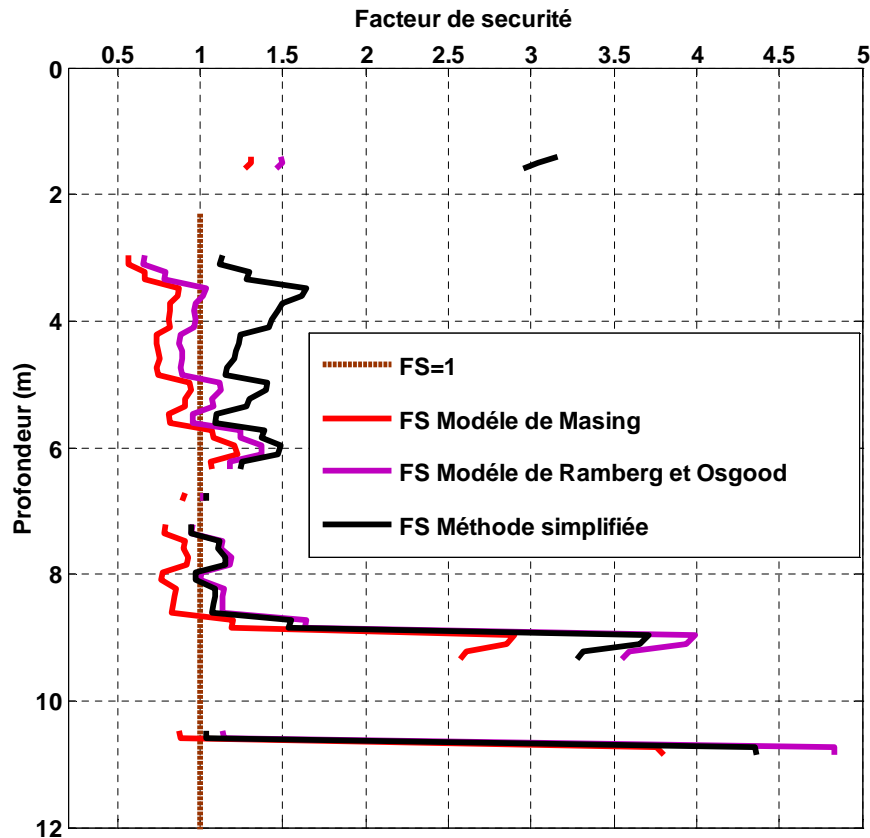


Figure 4.57. Profils de F_s obtenus par la méthode dynamique et simplifiée
(Yuanlin Taiwan)

4.3 Corrections proposées pour l'évaluation du potentiel de liquéfaction

D'après les résultats obtenus de l'étude des sites ci-dessus, on constate que le risque de liquéfaction est sous-estimé par la méthode simplifiée pour des sites et surestimé pour d'autres comparé aux méthodes dynamiques. Cette différence entre méthode simplifiée et dynamique n'est pas liée au type d'essai in situ utilisé pour estimer le potentiel de liquéfaction, car pour les sites étudiés, on voit bien que les résultats se ressemblent quant à la surestimation ou la sous-estimation du risque quelque soit l'essai in situ utilisé (CTP, SPT ou V_s). Alors, on peut conclure que le paramètre qui gouverne cette différence entre méthode simplifiée et dynamique ne peut être que le séisme pour la méthode dynamique et l'accélération maximale pour la méthode simplifiée, car les résultats pour les différents sites varient quand la valeur de l'accélération maximale du séisme varie. De plus, les résultats montrent aussi que le signal sismique au

substratum peut être amplifié ou atténué en surface, ce qui implique que ce même signal sismique varie en passant d'une couche à une autre jusqu'en surface, c'est-à-dire que, chaque couche aura son propre vecteur accélération, et par conséquent, l'accélération maximale engendrée par le séisme varie en passant d'une couche à une autre. Selon les hypothèses de la méthode simplifiée (Seed et Idriss, 1971), cette accélération est constante que ça soit en surface ou en profondeur alors que réellement, elle ne l'est pas. Alors, il est indispensable de porter une correction à la procédure simplifiée de manière à tenir compte de la variabilité de l'accélération maximale en profondeur, cette correction peut être réalisée sous deux formes :

- Corriger la sollicitation, c'est-à-dire, la valeur du rapport de contrainte cyclique (CSR) donnée par la formule de Seed et Idriss (1971).
- Corriger la résistance, c'est-à-dire, la valeur du rapport de résistance cyclique (CRR) par introduction d'un nouveau coefficient correcteur qui tient compte de l'accélération maximale du séisme.

4.3.1 Correction proposée pour la sollicitation (CSR)

D'après les résultats obtenus, la différence entre méthode simplifiée et dynamique est fonction de l'accélération maximale du séisme utilisé. C'est-à-dire qu'ils existent des valeurs de a_{max} pour les quelles la méthode simplifiée sous-estime le risque de liquéfaction et des valeurs pour les quelles, elle le surestime. À cet effet, et en vue de définir le seuil qui nous permettra de juger si la méthode simplifiée sous-estime ou surestime le risque de liquéfaction comparée à la méthode dynamique, nous avons calculé le facteur de sécurité contre la liquéfaction par la méthode dynamique en utilisant trente huit (38) accélérogrammes, et par la méthode simplifiée en utilisant l'accélération maximale de chaque accélérogramme en considérant le site de Marinat district. Pour chaque cas, on retient la valeur minimale du facteur de sécurité et la valeur maximale de l'accélération maximale du séisme pour représenter le cas le plus défavorable. Les résultats de cette analyse sont présentés sur la figure 4.58. Cette figure montre que quand l'accélération maximale est inférieure à 0.30g, la méthode simplifiée sous-estime le risque de liquéfaction, et quand l'accélération maximale est supérieure à 0.30g, la méthode simplifiée surestime le risque de liquéfaction comparée à la méthode dynamique. Et afin qu'elle soit fiable, la méthode simplifiée doit toujours surestimer le risque de liquéfaction ou donner le cas le plus défavorable comparée à la méthode dynamique. Par exemple, pour un cas spécifique, si la méthode simplifiée indique que le sol n'est pas liquéfiable alors que la méthode dynamique indique le contraire, pour ce cas, et pour des raisons de sécurité, on doit retenir les résultats donnés par la méthode dynamique et vice versa.

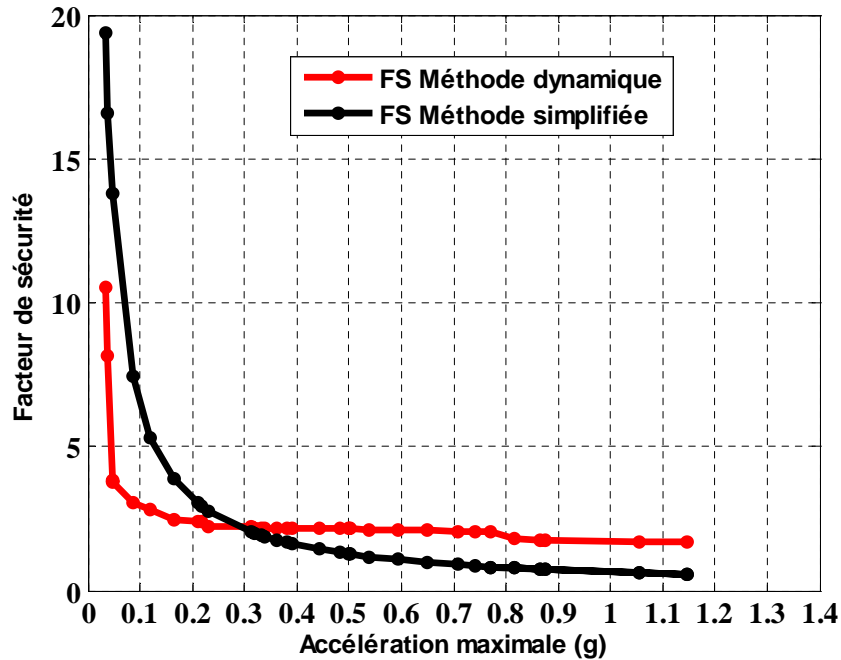


Figure 4.58. Variation du facteur de sécurité en fonction de l'accélération maximale du séisme (Marinat district)

Cette idée est pratiquement applicable, car on alloue plus de sécurité aux ouvrages si on retient le cas le plus défavorable donné par l'une des deux méthodes. Mais dans notre cas, la figure 4.58 montre que la méthode simplifiée est fiable uniquement pour des valeurs de l'accélération maximale supérieures à 0.30g. Et comme la méthode simplifiée est la plus utilisée en pratique, elle doit toujours être la plus sécuritaire comparée aux méthodes exactes. Pour cette raison, et pour des valeurs de a_{\max} inférieures à 0.30g, une correction doit être appliquée à la méthode simplifiée en multipliant le rapport de contrainte cyclique CSR par un coefficient correcteur de contrainte noté, RC, pour la rendre la plus fiable dans cette plage comparée à la méthode dynamique. Ce coefficient, RC, est défini comme étant le rapport entre le rapport de contrainte cyclique CSRD estimé par une analyse linéaire équivalente et le rapport de contrainte cyclique évalué par la méthode simplifiée (Seed et Idriss, 1971), CSR, donné par la relation (2.5), il tient compte de la variabilité de l'accélération maximale des différentes couches du massif et fournit une correction adéquate pour la formule simplifiée de CSR (Eq 2.5) qui utilise une valeur constante de a_{\max} pour l'ensemble du massif. Ce RC peut être exprimé par :

$$\frac{\text{CSR}_D}{\text{CSR}} \geq \text{RC} \quad (4.6)$$

Afin de déterminer la forme mathématique de RC, on utilise le graphe qui illustre la variation de RC en fonction de l'accélération maximale du séisme (a_{\max}) présenté sur la figure 4.59.

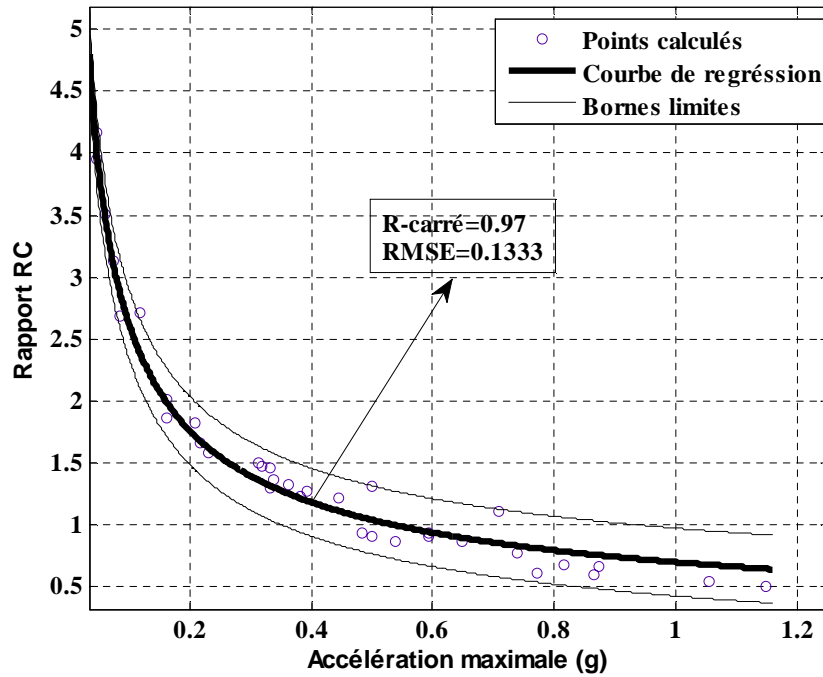


Figure 4.59. Variation de RC en fonction de l'accélération maximale du séisme

À partir de la figure 4.59, l'expression du rapport RC peut être exprimée par la fonction suivante :

$$RC = 0.696 \left(\frac{a_{max}}{g} \right)^{-0.577} \quad (4.7)$$

Pour $a_{max} > 0.30g$, RC est pris égale à 1.

Et enfin, le rapport de contrainte cyclique CSR (Eq 2.5) est corrigé conformément à la relation suivante :

$$\begin{cases} CSR = 0.65 \times \left(\frac{a_{max}}{g} \right) \times \left(\frac{\sigma_{v0}}{\sigma_{v0}'} \right) \times r_d & \text{si } a_{max} > 0.30g \\ CSR = 0.65 \times \left(\frac{a_{max}}{g} \right) \times \left(\frac{\sigma_{v0}}{\sigma_{v0}'} \right) \times r_d \times RC & \text{si } a_{max} \leq 0.30g \end{cases} \quad (4.8)$$

En reprenant l'analyse avec les mêmes trente huit (38) accélérogrammes et en introduisant la correction proposée, on aura les résultats présentés sur la figure 4.60. Cette figure montre qu'avec la correction proposée, la méthode simplifiée devient la plus sécuritaire et donnera le cas le plus défavorable quelle que soit la valeur de l'accélération maximale du séisme utilisé.

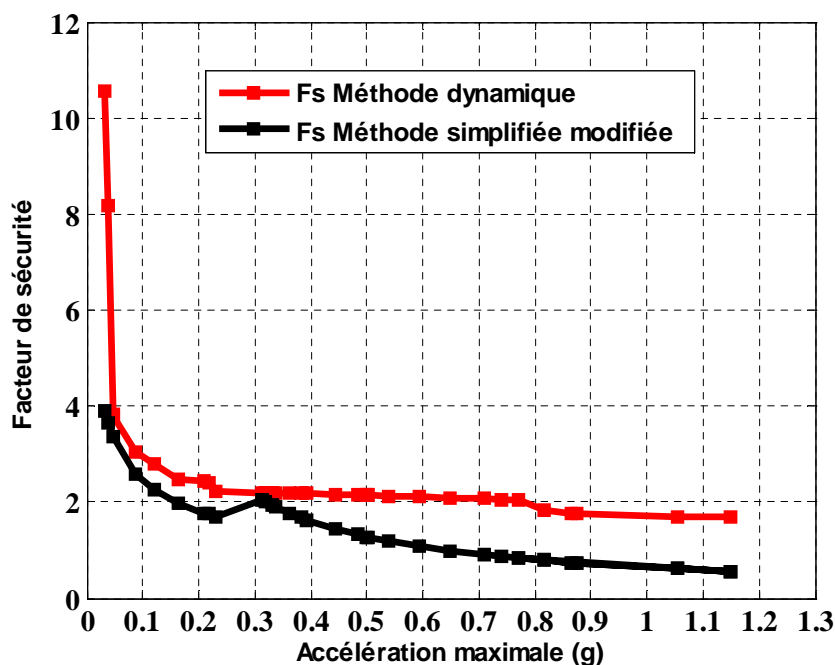


Figure 4.60. Variation de du facteur de sécurité en fonction de l'accélération maximale du séisme (correction proposée)

4.3.2 Correction proposée pour la résistance (CRR)

Afin de fixer le seuil à partir duquel la méthode simplifiée sous-estime ou surestime le risque de liquéfaction comparée à la méthode dynamique, nous avons calculé pour cette proposition le facteur de sécurité contre la liquéfaction par la méthode dynamique en utilisant quarante huit (48) accélérogrammes, et par la méthode simplifiée en utilisant l'accélération maximale de chaque accélérogramme en considérant le site de Treasure Island. Pour chaque cas, on retient la valeur minimale du facteur de sécurité et la valeur maximale de l'accélération maximale du séisme pour représenter le cas le plus défavorable. Les résultats de cette analyse sont présentés sur la figure 4.61. Cette figure montre que la méthode simplifiée sous-estime le risque de liquéfaction pour $a_{\max} < 0.30g$ et le surestime pour $a_{\max} > 0.30g$.

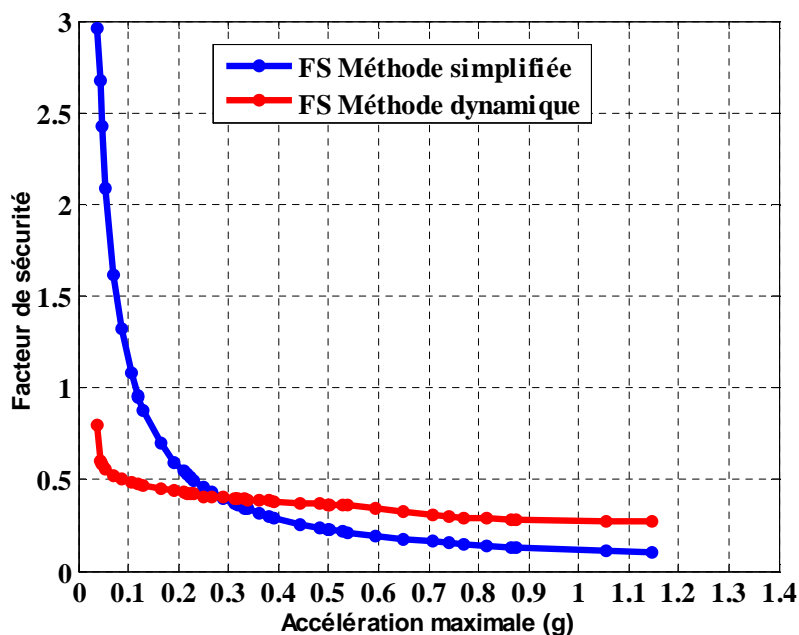


Figure 4.61. Variation du facteur de sécurité en fonction de l'accélération maximale du séisme (Treasure Island)

La figure 4.61 montre que la méthode simplifiée est fiable uniquement pour des valeurs de l'accélération maximale supérieures à 0.30g. Pour cette raison, et pour des valeurs de a_{\max} inférieures à 0.30g, une correction doit être appliquée au terme de résistance de la méthode simplifiée en multipliant le rapport de résistance cyclique CRR par un facteur de correction sismique noté, ECF, pour la rendre la plus fiable dans cette plage comparée à la méthode dynamique. Ce coefficient, ECF, est défini comme étant le rapport entre le rapport de contrainte cyclique CSR estimé par la méthode simplifiée (Seed et Idriss, 1971) et le rapport de contrainte cyclique CSR_d évalué par une analyse linéaire équivalente, il tient compte de la variabilité de l'accélération maximale des différentes couches du massif et fournit une correction adéquate pour les modèles empiriques utilisés dans la littérature pour le calcul de CRR qui n'ont jamais été corrigés pour l'effet de la variabilité de a_{\max} pour l'ensemble des couches du massif. ECF peut être exprimé par :

$$\frac{\text{CSR}}{\text{CSR}_d} \leq \text{ECF} \quad (4.9)$$

Afin de définir le modèle mathématique de ECF, on utilise le graphe qui illustre la variation de ECF en fonction de l'accélération maximale du séisme (a_{\max}) présenté sur la figure 4.62.

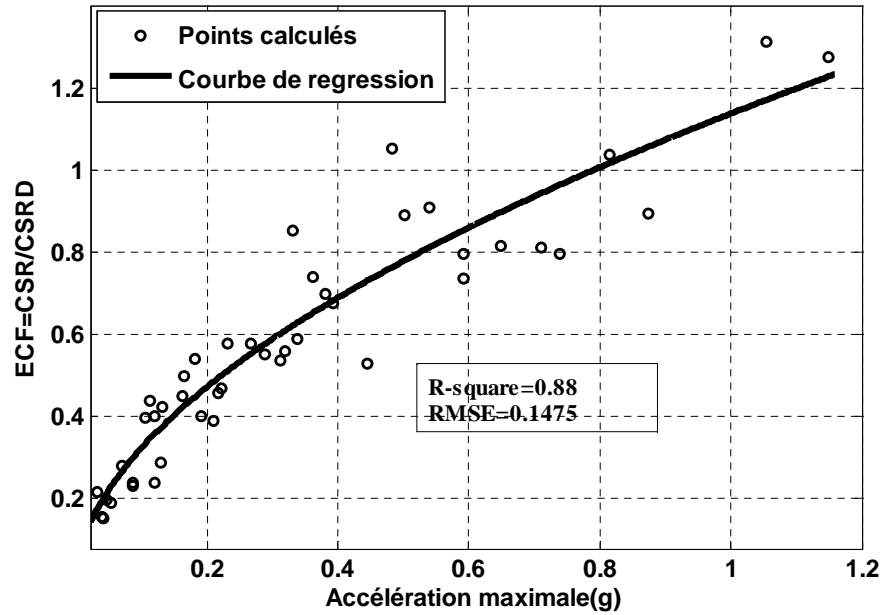


Figure 4.62. Variation de ECF en fonction de l'accélération maximale du séisme

À partir de la figure 4.62, l'expression du rapport ECF peut être exprimée par la fonction suivante :

$$\begin{cases} ECF = 1.219 \times \left(\frac{a_{max}}{g}\right)^{0.624} & \text{si } a_{max} \leq 0.30g \\ ECF = 1 & \text{si } a_{max} > 0.30g \end{cases} \quad (4.10)$$

Et enfin, le rapport de résistance cyclique CRR est corrigé conformément à la relation suivante :

$$\begin{cases} CRR = CRR_{7.5} \cdot MSF \cdot K_{\sigma} \cdot K_{\alpha} & \text{si } a_{max} > 0.30g \\ CRR = CRR_{7.5} \cdot MSF \cdot K_{\sigma} \cdot K_{\alpha} \times ECF & \text{si } a_{max} \leq 0.30g \end{cases} \quad (4.11)$$

En reprenant l'analyse avec les mêmes quarante huit (48) accélérogrammes et en introduisant la correction par le ECF proposée, on aura les résultats présentés sur la figure 4.63. Cette figure montre qu'avec la correction proposée, la méthode simplifiée devient la plus sécuritaire et donnera le cas le plus défavorable quelle que soit la valeur de l'accélération maximale du séisme utilisé.

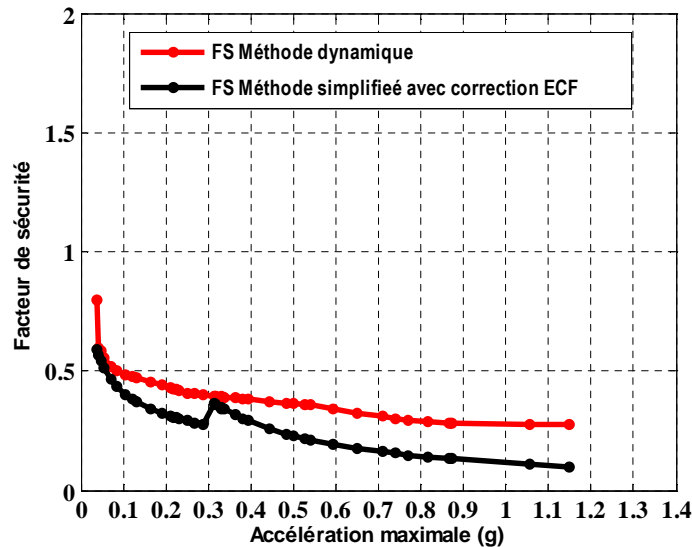


Figure 4.63. Variation de du facteur de sécurité en fonction de l'accélération maximale du séisme (correction proposée, ECF)

4.4 Conclusion

Les cas étudiés montrent que la récente méthode simplifiée peut sous-estimer ou surestimer le risque de liquéfaction selon la valeur de l'accélération maximale du séisme utilisée comparée aux méthodes dynamiques. De plus, lorsque le cas le plus défavorable n'est pas donné par la récente méthode simplifiée, on trouve toujours que la valeur de la contrainte de cisaillement cyclique calculée par la méthode dynamique ($(\tau_{\max})_d$) est supérieure à celle calculée par la méthode simplifiée ($(\tau_{\max})_r$). L'hypothèse de la procédure simplifiée de Seed et Idriss (1971) suppose que l'accélération maximale en surface est la même pour tout le profil du sol en allant en profondeur et que la contrainte de cisaillement cyclique calculée par la méthode dynamique doit être toujours inférieure à celle estimée par la méthode simplifiée, alors que la méthode dynamique indique que ces deux hypothèses ne sont pas toujours vérifiées. À cet effet, la procédure simplifiée a été soumise à plusieurs corrections liées au terme de résistance (CRR) et le facteur de réduction des contraintes (r_d) pour améliorer sa fiabilité, et aucune de ces corrections n'a tenu compte de l'effet de la variabilité de l'accélération maximale du séisme le long du profil du sol et le cas où $((\tau_{\max})_d) > ((\tau_{\max})_r)$, et c'est pour cette raison que la divergence dans l'évaluation du risque de liquéfaction entre méthode simplifiée et dynamique a eu lieu. Alors, l'analyse présentée dans cette étude a permis d'une part de fixer le seuil qui définit la plage dans laquelle la récente méthode simplifiée n'est pas fiable et ne peut être appliquée, et d'autre part, de proposer une correction adéquate sous deux formes différentes, l'une liée à la sollicitation et l'autre à la résistance, qui prennent en charge la variabilité de l'accélération maximale le long des couches du massif de sol et le cas où $((\tau_{\max})_d) > ((\tau_{\max})_r)$ tout en permettant d'utiliser une seule valeur de l'accélération maximale en surface pour estimer le risque de liquéfaction.

Chapitre V

Validation de la correction proposée pour l'évaluation du potentiel de liquéfaction

5.1 Introduction

Pour valider les deux formes de la correction proposée, au premier lieu, on va commencer par la réévaluation du potentiel de liquéfaction des sites pour lesquels la méthode simplifiée a sous-estimé le risque de liquéfaction afin de montrer que la correction proposée a bien ajusté les résultats de la méthode simplifiée à ceux de la méthode dynamique pour les sites témoins étudiés. Au second lieu, on va utiliser des bases de données historiques réelles de liquéfaction incluant plusieurs sites à travers le monde qui ont été touché par des séismes et où la liquéfaction s'est produite ou non. Parmi ces sites, on va sélectionner pour la validation des corrections proposées, les sites liquéfiés ayant une accélération maximale du séisme inférieure à 0.30g et où la récente méthode simplifiée indiquait une non-liquéfaction, c'est-à-dire un facteur de sécurité supérieur à un.

5.2 Validation de la correction proposée pour la sollicitation (CSR)

Pour cette validation, on va d'abord utiliser les sites témoins de Marinat district, Moss Landing et Treasure Island pour lesquels la méthode simplifiée a sous-estimé le risque de liquéfaction, puis, on va exploiter les informations fournies par les bases de données historiques réelles de liquéfaction basées sur les essais in-situ CPT, SPT et Vs dont on va retenir les cas liquéfiés ayant une accélération maximale en surface inférieure à 0.30g et dont la récente méthode simplifiée a indiqué une non-liquéfaction.

5.2.1 Validation : application aux sites, Marinat district, Moss Landing et Treasure Island

Pour valider cette correction, on va prendre les sites de Marinat district, Moss Landing et Treasure Island comme exemple, pour les quels la méthode simplifiée sous-estime le risque de liquéfaction pour l'accélérogramme utilisé comparée à la méthode dynamique. Les facteurs de sécurité pour ces trois sites ont été recalculés en utilisant la correction proposée. Les résultats sont présentés sur les figures 5.1, 5.2 et 5.3 pour les sites de Marinat district, Moss Landing et Treasure Island respectivement. En comparant les courbes du facteur de sécurité obtenues par une analyse linéaire équivalente associée aux deux modèles hyperboliques et celles calculées par la version corrigée de la méthode simplifiée, il est bien visible que les valeurs les plus petites et le cas le plus défavorable sont toujours donnés par la méthode simplifiée corrigée.

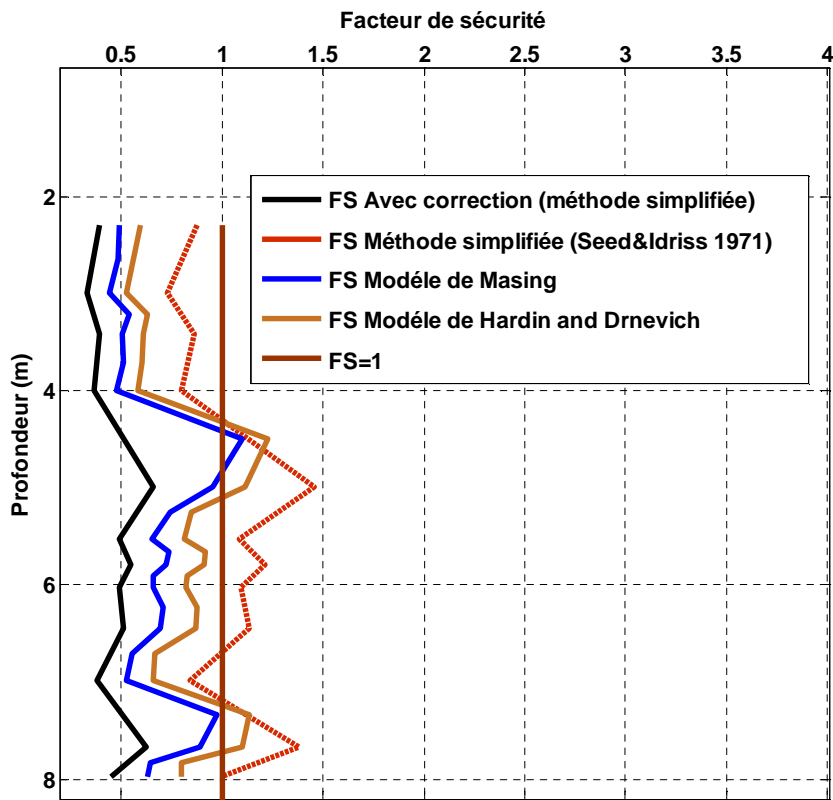


Figure 5.1: Facteur de sécurité obtenu méthode dynamique et simplifiée avec correction (RC) en fonction de la profondeur (Marinat district)

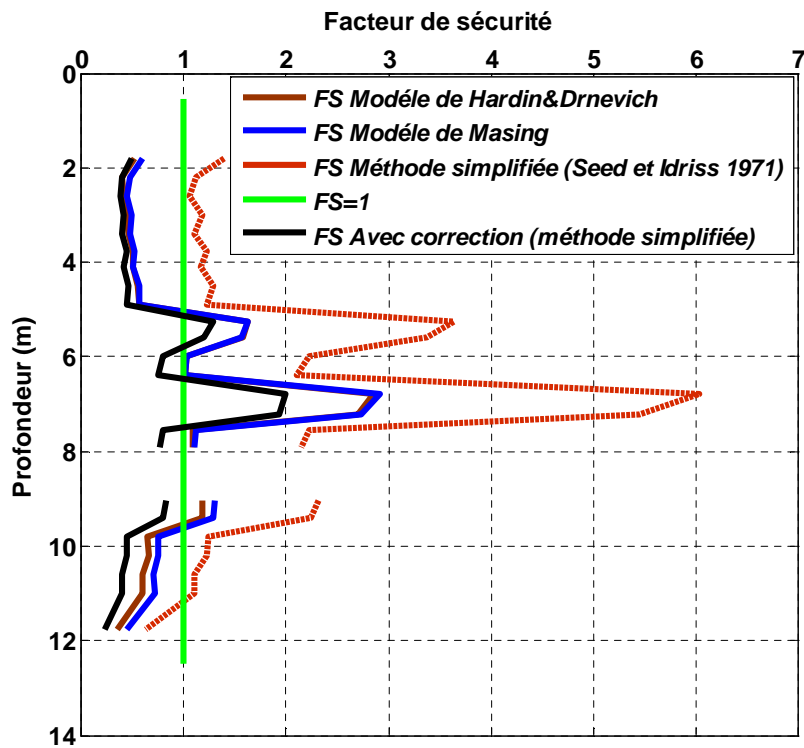


Figure 5.2: Facteur de sécurité obtenu méthode dynamique et simplifiée avec correction (RC) en fonction de la profondeur (Moss Landing)

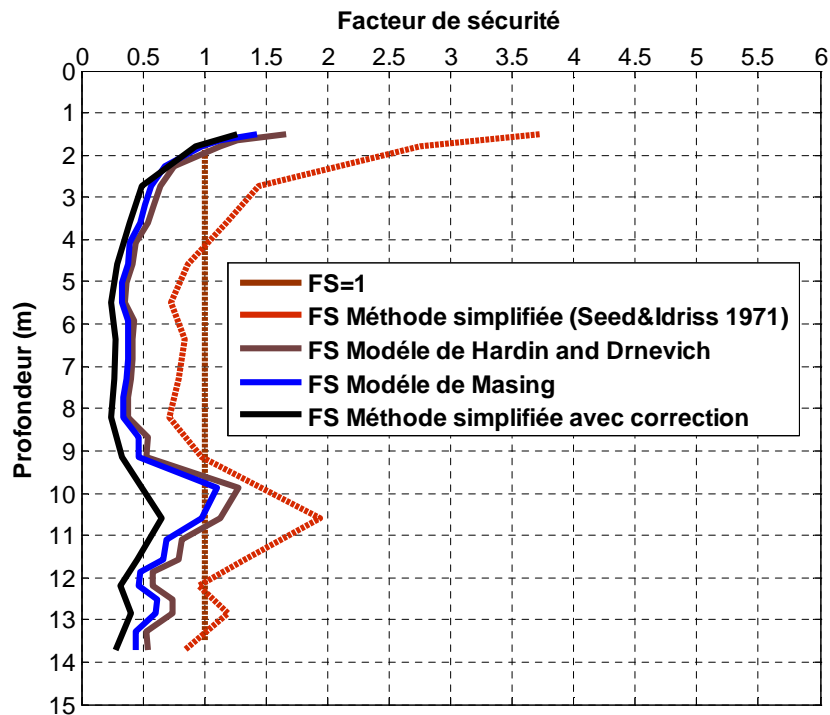


Figure 5.3: Facteur de sécurité obtenu méthode dynamique et simplifiée avec correction (RC) en fonction de la profondeur (Treasure Island)

En complément de cette validation, nous allons utiliser trois bases de données historiques réelles de liquéfaction basées sur l'essai de la vitesse de l'onde de cisaillement (Andrus et al., 2003), SPT (Hwang et Yang, 2001) et CPT (Song et al., 2007) dont la première comprend 230 cas, la deuxième 287 et la troisième 206 cas parmi lesquels nous avons retenu les cas liquéfiés ayant une accélération maximale en surface inférieure à $0.30g$ et dont la récente méthode simplifiée indique une non liquéfaction qui sont en nombre de, 29 dans la première base, 91 dans la deuxième et 15 dans la troisième base. Pour chaque cas, nous avons calculé le facteur de sécurité avec la méthode simplifiée corrigée et la récente méthode simplifiée. Les résultats sont présentés sur les tableaux 5.1, 5.2 et 5.3. Dans cette table, les données en ombre de la première colonne indiquent si le sol est liquéfié ou non, et les données en ombre des autres colonnes représentent le CSR et le facteur de sécurité calculés par la méthode simplifiée corrigée et la récente méthode simplifiée utilisés pour la validation de la correction proposée. En examinant les résultats, on peut conclure que la méthode simplifiée corrigée indique que tous les cas présentés sont liquéfiés ($FS_{MSM} < 1$), alors que la récente méthode simplifiée indique le contraire ($FS_{SM} > 1$) (en gras sur le tableau), et enfin, il est bien visible que la base de données historique des cas réels confirme la validité de la correction proposée.

La correction du CSR donnée par la formule de Seed et Idriss (1971) va se répercuter sur les modèles donnant le CRR, car ces modèles sont établis à base des valeurs de CSR calculé par la récente méthode

simplifiée, et en modifiant le CSR cela implique aussi que les modèles de CRR existant dans la littérature doivent être reproduits en fonction du CSR corrigé.

Cas historique No.	Site	MI	Liq ? Y=1 N=0	Nappe, (m)	a _{max} (g)	Fin e (%)	Profondeur (m)	σ _v (Kpa)	σ' _v (Kpa)	rd	V _s (m/s)	V _{s1} (m/s)	CSR _{SM}	(V _{s1}) _{es} (m/s)	CRR for ml=7,5 σ' _v =1atm	CRR	FS _{SM}	CSR _{M5M}	FS _{M5M}
134	Bay Farm Island, Loop	7	1	3,5	0,27	10	3,80	66,70	61,40	0,98	125	142	0,18	142,84	0,071	0,13	0,73	0,27	0,50
135	Bay Farm Island, Loop S-R1	7	1	3,5	0,27	10	4,30	75,60	68,20	0,98	98	107	0,19	107,90	0,039	0,07	0,38	0,28	0,25
136	Bay Farm Island, Loop R1-R2	7	1	3,5	0,27	10	4,30	75,60	68,20	0,98	113	124	0,19	124,82	0,052	0,10	0,51	0,28	0,34
142	Marina District, No. 2	7	1	2,9	0,15	8	6,40	117,00	82,20	0,94	120	129	0,12	129,49	0,057	0,10	0,86	0,25	0,41
143	Marina District, No. 3	7	1	2,9	0,15	12	6,40	117,00	82,20	0,94	105	113	0,12	114,21	0,043	0,08	0,66	0,25	0,32
144	Marina District, No. 4	7	1	2,9	0,15	3	3,90	69,90	59,60	0,98	120	137	0,11	137,00	0,064	0,12	1,09	0,23	0,53
146	Marina District, school	7	1	2,7	0,15	2	3,50	62,30	54,10	0,98	112	130	0,11	130,00	0,057	0,11	0,98	0,23	0,47
147	Port of Oakland, POO7-1	7	1	3,0	0,24	3	7,20	131,50	90,40	0,94	148	152	0,21	152,00	0,082	0,15	0,71	0,33	0,45
148	Port of Oakland, POO7-2	7	1	3,0	0,24	3	6,40	115,70	82,90	0,95	157	165	0,21	165,00	0,103	0,19	0,90	0,33	0,57
149	Port of Oakland, POO7-2	7	1	3,0	0,24	3	7,20	131,80	90,70	0,94	151	155	0,21	155,00	0,086	0,16	0,75	0,33	0,47
150	Port of Oakland, POO7-2, S-R1	7	1	3,0	0,24	3	7,00	127,40	88,50	0,95	147	152	0,21	152,00	0,082	0,15	0,71	0,33	0,45
151	Port of Oakland, POO7-2, R1-R2	7	1	3,0	0,24	3	7,00	127,40	88,50	0,95	181	186	0,21	186,00	0,16	0,29	1,39	0,33	0,88
152	Port of Oakland, POO7-3	7	1	3,0	0,24	10	6,20	112,70	81,30	0,95	176	185	0,21	186,70	0,163	0,30	1,43	0,33	0,90
178	Tl Fire Station, Redpath	7	1	1,4	0,13	24	6,90	127,10	73,30	0,95	129	142	0,14	145,20	0,073	0,14	0,97	0,32	0,43
179	Tl Fire Station, Gibbs et al.	7	1	1,4	0,13	24	5,80	107,00	63,70	0,96	133	150	0,14	153,42	0,084	0,16	1,13	0,32	0,50
180	Tl Fire Station, 1992	7	1	1,4	0,13	24	5,30	98,40	59,60	0,96	131	149	0,14	152,38	0,083	0,16	1,11	0,32	0,49
181	Tl Fire Station	7	1	1,4	0,13	24	5,30	98,40	59,60	0,96	133	152	0,13	155,50	0,087	0,16	1,26	0,29	0,56
182	Tl Fire Station, B1-B4	7	1	1,4	0,13	24	5,50	101,30	60,90	0,96	137	155	0,14	158,64	0,092	0,17	1,24	0,32	0,55
183	Tl Fire Station, B2-B3	7	1	1,4	0,13	24	5,50	101,30	60,90	0,96	129	146	0,14	149,29	0,079	0,15	1,05	0,32	0,47
184	Tl Fire Station, B2-B4	7	1	1,4	0,13	24	5,50	101,30	60,90	0,96	132	146	0,14	149,29	0,079	0,15	1,05	0,32	0,47
185	Tl Fire Station, B4-B5	7	1	1,4	0,13	24	5,50	101,30	60,90	0,96	131	148	0,14	151,35	0,081	0,15	1,09	0,32	0,48
186	Tl Fire Station, Portable	7	1	1,4	0,13	24	5,80	97,00	63,50	0,96	130	145	0,14	148,26	0,077	0,14	1,03	0,32	0,46
188	Tl Perimeter, UM05	7	1	2,4	0,14	5	4,60	83,70	83,70	0,97	151	169	0,12	169,00	0,111	0,20	1,69	0,26	0,78
189	Tl Perimeter, UM06	7	1	1,4	0,14	5	2,90	53,40	53,40	0,98	123	157	0,12	157,00	0,089	0,17	1,42	0,26	0,66
190	Tl Perimeter, UM09	7	1	2,7	0,14	14	4,60	83,10	64,80	0,97	143	160	0,11	161,85	0,097	0,18	1,66	0,24	0,77

194	Bay Bridge Toll Plaza, S-R1	7	1	3,0	0,24	~9	6,40	116,00	62,50	0,95	143	150	0,21	155,40	0,087	0,16	0,78	0,33	0,49
195	Bay Bridge Toll Plaza, R1-R2	7	1	3,0	0,24	~9	6,40	116,00	82,50	0,95	144	151	0,21	156,46	0,089	0,16	0,77	0,33	0,49
196	Bay Bridge Toll Plaza, SFO BB-1	7	1	3,0	0,24	~9	6,50	117,80	83,40	0,95	148	155	0,21	160,74	0,095	0,17	0,83	0,33	0,52
197	Bay Bridge Toll Plaza, SFO BB-2	7	1	3,0	0,24	~13	7,50	98,90	92,40	0,94	148	151	0,21	156,46	0,089	0,16	0,77	0,33	0,48

Tableau 5.1: Base de données historique basée sur l'essai Vs des cas liquéfiés et non liquéfiés des sables propre lâche et sable silteux établie suite au séisme de Loma Prieta 1989 (modifiée par Andrus et al.,2003)

CSR_{SM} : Rapport de contrainte cyclique calculé par la méthode simplifiée

CSR_{MSM} : Rapport de contrainte cyclique calculé par la méthode simplifiée corrigée ($CSR_{MSM}=RC \cdot CSR_{SM}$)

FS_{SM} : Facteur de sécurité calculé par la méthode simplifiée

FS_{MSM} : Facteur de sécurité calculé par la méthode simplifiée corrigée

Liquéfaction? :

1: Liquéfaction

0: Non liquéfaction

Site	Sondage SPT	Liquéfaction	Profondeur (m)	N	Fines (%)	D50 (mm)	Nappe (m)	Rapport d'énergie SPT (%)	PGA (g)	rd	CSR _{SM}	(N ₁) ₆₀	C _N	σ'v (Kpa)	DN ₁₆₀	(N ₁) _{60cs}	CRR pour ml=7, 5 σ'v =1at m	CRR	FS _{SM}	CSR _{MSM}	FS _{MSM}
Taichung Harbour	BH-01	1	7,7	11	16	0,22	3,8	60	0,165	0,915	0,132	10,19	1,24	66,20	3,576	13,77	0,146	0,275	2,080	0,372	0,739
	BH-02	1	8,1	9	16	0,19	3,1	60	0,165	0,907	0,136	8,48	1,26	63,99	3,576	12,06	0,133	0,250	1,838	0,383	0,653
	BH-03	1	5,7	8	16	0,17	2,8	60	0,165	0,945	0,139	8,82	1,47	46,74	3,576	12,40	0,135	0,263	1,890	0,392	0,671
	BH-03	1	8,1	11	19	0,17	2,8	60	0,165	0,907	0,148	10,71	1,30	59,93	4,298	15,01	0,156	0,297	2,010	0,417	0,713
	BH-04	1	3,7	9	11	0,19	2,3	60	0,165	0,962	0,128	11,57	1,71	34,38	1,612	13,18	0,141	0,280	2,188	0,361	0,777
	BH-05	1	10	8	45	0,08	3	60	0,165	0,85	0,145	7,25	1,21	69,17	5,606	12,86	0,139	0,260	1,791	0,408	0,636
	BH-06	1	7,7	7	18	0,17	3	60	0,165	0,915	0,142	6,72	1,28	61,65	4,090	10,81	0,124	0,233	1,643	0,400	0,583
	BH-07	1	5,7	6	15	0,18	2,4	60	0,165	0,945	0,143	6,62	1,47	46,67	3,261	9,88	0,117	0,226	1,580	0,403	0,561
	BH-07	1	7,7	9	48	0,08	2,4	60	0,165	0,915	0,15	8,89	1,32	58,23	5,613	14,50	0,152	0,290	1,933	0,423	0,686
	BH-08	1	7,7	6	13	0,18	3,8	60	0,165	0,915	0,134	5,7	1,27	62,95	2,508	8,21	0,106	0,198	1,481	0,377	0,526
	BH-09	1	3,7	9	17	0,16	1,3	60	0,165	0,962	0,153	12,63	1,87	28,85	3,851	16,48	0,169	0,335	2,188	0,431	0,777
	BH-10	1	3,7	7	28	0,1	1,6	60	0,165	0,962	0,148	9,93	1,89	28,23	5,271	15,20	0,158	0,312	2,111	0,417	0,750
BH-11	1	7,7	7	19	0,17	2,4	60	0,165	0,915	0,151	6,96	1,33	57,47	4,298	11,26	0,127	0,241	1,597	0,425	0,567	
BH-12	1	8,2	7	17	0,18	3,1	60	0,165	0,905	0,163	7,04	1,34	56,17	3,851	10,89	0,124	0,236	1,450	0,459	0,515	
Taichung Harbour N°03	B-1	1	2,7	4	22	0,18	2,7	60	0,165	0,969	0,105	5,52	1,84	29,83	4,768	10,29	0,120	0,238	2,264	0,296	0,804
	B-1	1	7,2	6	22	0,18	2,7	60	0,165	0,925	0,148	6,16	1,37	53,90	4,768	10,93	0,125	0,238	1,607	0,417	0,570
	B-2	1	7,2	6	13	0,14	2,8	60	0,165	0,925	0,145	6,05	1,34	55,88	2,508	8,56	0,108	0,205	1,413	0,408	0,502
	B-2	1	10,2	6	13	0,14	2,8	60	0,165	0,847	0,145	5,32	1,18	72,26	2,508	7,83	0,103	0,192	1,321	0,408	0,469
	B-3	1	11,7	10	13	1,2	2,8	60	0,165	0,825	0,146	8,44	1,13	79,76	2,508	10,95	0,125	0,230	1,573	0,411	0,558
	B-4	1	16	11	20	0,3	2,8	60	0,165	0,76	0,152	8,79	1,07	88,97	4,478	13,27	0,142	0,259	1,705	0,428	0,605
	B-5	1	5,7	5	40	0,08	2,8	60	0,165	0,945	0,14	5,58	1,49	45,62	5,576	11,16	0,126	0,245	1,748	0,394	0,620
	B-5	1	8,7	7	42	0,08	2,8	60	0,165	0,893	0,152	6,86	1,31	59,16	5,591	12,45	0,136	0,258	1,696	0,428	0,602
	B-6	1	5,7	4	30	0,024	2,8	60	0,165	0,945	0,136	4,31	1,44	48,93	5,363	9,67	0,116	0,222	1,634	0,383	0,580
	B-6	1	7,2	5	30	0,024	2,8	60	0,165	0,925	0,144	4,99	1,33	57,04	5,363	10,35	0,121	0,229	1,587	0,406	0,563
	B-6	1	11,7	6	48	0,075	2,8	60	0,165	0,825	0,144	4,96	1,10	83,13	5,613	10,57	0,122	0,224	1,554	0,406	0,552
B-7	1	8,7	6	44	0,08	2,8	60	0,165	0,893	0,148	5,68	1,26	63,39	5,602	11,28	0,127	0,239	1,616	0,417	0,574	

Chiuanshi ng	DH-13	1	3,8	3	24	0,138	1,4	60	0,165	0,962	0,217	5,04	2,24	20,13	4,985	10,02	0,118	0,234	1,079	0,611	0,383
	DH-14	1	4,8	9	29	0,129	1,4	60	0,165	0,954	0,214	13,4	1,99	25,63	5,320	18,72	0,191	0,379	1,769	0,603	0,628
	DH-14	1	4,8	9	29	0,129	1,4	60	0,165	0,954	0,214	13,4	1,99	25,63	5,320	18,72	0,191	0,379	1,769	0,603	0,628
	DH-15	1	12,8	15	25	0,138	1,3	60	0,165	0,808	0,174	13,11	1,17	74,37	5,072	18,18	0,186	0,347	1,993	0,490	0,707
	DH-16	1	8,8	5	31	0,125	1,3	60	0,165	0,891	0,193	5,31	1,42	50,37	5,400	10,71	0,123	0,236	1,223	0,544	0,434
	DH-17	1	7,8	10	46	0,094	1,3	60	0,165	0,913	0,209	11,88	1,58	40,25	5,609	17,49	0,179	0,354	1,692	0,589	0,601
Chanbing Industrial Park	BS-2-2	1	3	3	6	0,08	1,1	60	0,124	0,967	0,12	5	2,22	20,45	0,028	5,03	0,086	0,171	1,424	0,399	0,429
	BS-5-1	1	3	5	12	0,19	1,1	60	0,124	0,967	0,119	8,22	2,19	21,02	2,073	10,29	0,120	0,238	1,998	0,395	0,602
	BS-7-1	1	9	12	4	0,22	1,1	60	0,124	0,886	0,127	11,86	1,32	58,16	0,000	11,86	0,131	0,249	1,964	0,422	0,591
	BS-10-1	1	3	2	36	0,1	1,1	60	0,124	0,967	0,118	3,26	2,17	21,38	5,525	8,78	0,110	0,217	1,842	0,392	0,555
	BS-10-1	1	4	2	36	0,1	1,1	60	0,124	0,96	0,127	2,93	1,95	26,47	5,525	8,45	0,108	0,213	1,677	0,422	0,505
	BS-12-1	1	4	5	21	0,14	1,1	60	0,124	0,96	0,126	7,27	1,94	26,87	4,633	11,90	0,132	0,261	2,070	0,419	0,623
	BS-13-1	1	4	4	30	0,1	1,1	60	0,124	0,96	0,124	5,73	1,91	27,69	5,363	11,09	0,126	0,249	2,009	0,412	0,605
	BS-15-1	1	3	2	9	0,2	1,1	60	0,124	0,967	0,118	3,28	2,19	21,12	0,719	4,00	0,080	0,159	1,351	0,392	0,407
	BS-16-1	1	6	2	33	0,16	1,1	60	0,124	0,942	0,13	2,39	1,59	39,78	5,461	7,85	0,104	0,201	1,549	0,432	0,466
BS-21-1	1	3	7	5	0,2	1,1	60	0,124	0,967	0,121	11,8	2,25	19,99	0,002	11,80	0,131	0,259	2,143	0,402	0,645	
Yuanlin Jen	NO.1	1	7,5	7	47	0,091	0,6	60	0,211	0,919	0,247	8,14	1,55	42,01	5,611	13,75	0,146	0,287	1,162	0,604	0,475
	NO.2	1	3	4	26	0,135	0,5	60	0,211	0,967	0,235	6,94	2,31	18,87	5,148	12,09	0,133	0,264	1,122	0,574	0,459
	NO.3	1	3	6	30	0,127	1,2	60	0,211	0,967	0,195	9,58	2,13	22,29	5,363	14,94	0,156	0,308	1,580	0,477	0,647
	NO.4	1	4,5	7	26	0,135	1,1	60	0,211	0,957	0,222	9,85	1,88	28,69	5,148	15,00	0,156	0,309	1,392	0,543	0,570
	NO.5	1	12	9	39	0,108	0,9	60	0,211	0,82	0,222	8,33	1,23	66,32	5,566	13,90	0,147	0,277	1,246	0,543	0,510
	NO.6	1	12	10	28	0,131	0,6	60	0,211	0,82	0,238	9,76	1,30	59,64	5,271	15,03	0,156	0,298	1,252	0,582	0,512
	NO.7	1	13,5	7	47	0,091	0,6	60	0,211	0,798	0,226	6,29	1,20	70,36	5,611	11,90	0,132	0,246	1,087	0,552	0,445
	NO.7	1	12	7	48	0,089	0,6	60	0,211	0,82	0,232	6,67	1,27	62,57	5,613	12,28	0,135	0,254	1,094	0,567	0,448
	NO.8	1	12	8	41	0,104	0,6	60	0,211	0,82	0,234	7,69	1,28	61,49	5,584	13,27	0,142	0,269	1,150	0,572	0,470
	NO.8	1	13,5	7	42	0,102	0,6	60	0,211	0,798	0,228	6,34	1,21	69,26	5,591	11,93	0,132	0,246	1,081	0,557	0,442
	NO.9	1	19,5	9	46	0,093	1	60	0,211	0,708	0,196	6,6	0,98	105,64	5,609	12,21	0,134	0,240	1,225	0,479	0,501
	NO.10	1	12	12	13	0,162	0,6	60	0,211	0,82	0,231	11,4	1,27	62,95	2,508	13,91	0,147	0,278	1,204	0,565	0,493
NO.10	1	13,5	13	14	0,16	0,6	60	0,211	0,798	0,223	11,53	1,18	72,22	2,905	14,44	0,151	0,283	1,267	0,545	0,518	
NO.11	1	4,5	4	32	0,123	1,1	60	0,211	0,957	0,221	5,61	1,87	28,88	5,433	11,04	0,125	0,248	1,124	0,540	0,460	
NO.12	1	3	3	38	0,11	1,1	60	0,211	0,967	0,203	4,94	2,20	20,95	5,554	10,49	0,122	0,241	1,185	0,496	0,485	

Yuanlin Jen	NO.12	1	6	7	11	0,167	1,1	60	0,211	0,942	0,232	8,82	1,68	35,79	1,612	10,43	0,121	0,239	1,031	0,567	0,422
	NO.13	1	6	7	14	0,16	2,1	60	0,211	0,942	0,193	7,79	1,48	45,87	2,905	10,70	0,123	0,238	1,232	0,472	0,504
	BH-09	1	8,8	7	37	0,11	0,8	60	0,211	0,891	0,228	7,22	1,38	53,40	5,541	12,76	0,138	0,265	1,162	0,557	0,475
	BH-10	1	8,2	8	10	0,45	2	60	0,211	0,905	0,202	7,98	1,33	57,10	1,149	9,13	0,112	0,212	1,050	0,494	0,429
	BH-11	1	8,8	4	30	0,1	1,7	60	0,211	0,891	0,208	3,94	1,31	58,56	5,363	9,30	0,113	0,214	1,028	0,508	0,421
	BH-12	1	5,8	3	34	0,1	2,5	60	0,211	0,944	0,182	3,31	1,47	46,67	5,486	8,80	0,110	0,211	1,160	0,445	0,475
	BH-13	1	10,3	11	28	0,11	2,3	60	0,211	0,846	0,191	9,87	1,20	70,57	5,271	15,14	0,157	0,294	1,542	0,467	0,631
	BH-14	1	10,3	10	45	0,1	3,4	60	0,211	0,846	0,176	8,59	1,15	76,99	5,606	14,20	0,149	0,277	1,573	0,430	0,644
	BH-15	1	9,2	12	49	0,078	1,9	60	0,211	0,88	0,203	11,49	1,28	61,97	5,614	17,10	0,175	0,333	1,642	0,496	0,672
	BH-17	1	11,8	10	24	0,2	4,5	60	0,211	0,823	0,165	7,88	1,05	91,49	4,985	12,86	0,139	0,253	1,532	0,403	0,627
	BH-18	1	13,3	10	30	0,11	0,6	60	0,211	0,801	0,214	8,58	1,14	77,17	5,363	13,94	0,147	0,273	1,276	0,523	0,522
	BH-19	1	8,8	4	46	0,11	2,1	60	0,211	0,891	0,199	3,86	1,29	61,01	5,609	9,47	0,114	0,215	1,082	0,486	0,443
	BH-20	1	13,3	16	11	0,34	1,5	60	0,211	0,801	0,2	13,29	1,11	82,34	1,612	14,90	0,155	0,286	1,429	0,489	0,585
	BH-21	1	14,8	11	12	0,21	0,7	60	0,211	0,778	0,208	8,94	1,08	86,01	2,073	11,01	0,125	0,229	1,100	0,508	0,450
	BH-22	1	4,3	4	10	0,25	2,5	60	0,211	0,958	0,167	4,87	1,62	38,33	1,149	6,02	0,092	0,179	1,069	0,408	0,438
	BH-23	1	7,3	5	23	0,31	2,5	60	0,211	0,923	0,208	5,31	1,42	50,37	4,884	10,19	0,119	0,229	1,100	0,508	0,450
	BH-24	1	14,8	14	17	0,17	1,7	60	0,211	0,778	0,187	10,81	1,03	95,29	3,851	14,66	0,153	0,278	1,485	0,457	0,608
	BH-25	1	11,8	12	13	0,3	0,8	60	0,211	0,823	0,215	10,81	1,20	70,01	2,508	13,32	0,142	0,266	1,239	0,526	0,507
	BH-26	1	2,8	4	18	0,18	1	60	0,211	0,969	0,197	6,53	2,18	21,32	4,090	10,62	0,122	0,242	1,230	0,482	0,503
	BH-28	1	10,3	6	31	0,11	1,4	60	0,211	0,846	0,207	5,6	1,24	65,22	5,400	11,00	0,125	0,235	1,134	0,506	0,464
	BH-29	1	7,3	11	9	0,49	2	60	0,211	0,923	0,199	11,32	1,37	53,65	0,719	12,04	0,133	0,254	1,276	0,486	0,522
	BH-30	1	3,8	6	17	0,17	1,1	60	0,211	0,962	0,208	8,65	1,92	27,33	3,851	12,50	0,136	0,270	1,297	0,508	0,530
	BH-32	1	7,3	12	18	0,21	2	60	0,211	0,923	0,201	12,54	1,39	52,02	4,090	16,63	0,170	0,331	1,646	0,491	0,673
	BH-33	1	5,8	5	19	0,5	1,4	60	0,211	0,944	0,211	5,94	1,58	40,25	4,298	10,24	0,120	0,234	1,109	0,516	0,454
BH-34	1	12,8	5	26	0,11	3,4	60	0,211	0,808	0,178	7,95	2,12	22,47	5,148	13,10	0,141	0,279	1,566	0,435	0,641	
BH-35	1	4,3	9	26	0,14	2,5	60	0,211	0,958	0,165	10,65	1,58	40,57	5,148	15,80	0,163	0,323	1,956	0,403	0,800	
BH-41	1	11,8	18	12	0,61	0,9	60	0,211	0,823	0,213	16,15	1,20	70,57	2,073	18,22	0,186	0,350	1,642	0,521	0,672	
BH-42	1	8,8	8	25	0,12	2	60	0,211	0,891	0,201	7,76	1,29	60,38	5,072	12,83	0,139	0,263	1,308	0,491	0,535	
BH-43	1	10,3	14	15	0,38	0,4	60	0,211	0,846	0,228	13,7	1,30	59,33	3,261	16,96	0,174	0,332	1,457	0,557	0,596	
BH-44	1	8,8	5	24	0,4	1,4	60	0,211	0,891	0,219	5,13	1,37	53,97	4,985	10,11	0,119	0,226	1,034	0,535	0,423	

Yuanlin Jen	BH-46	1	11,8	12	17	0,22	2,1	60	0,211	0,823	0,194	10,27	1,14	77,56	3,851	14,12	0,149	0,276	1,420	0,474	0,581
	BH-47	1	11,8	11	31	0,13	2,1	60	0,211	0,823	0,194	9,41	1,14	77,63	5,400	14,81	0,155	0,286	1,475	0,474	0,604
	BH-48	1	14,3	14	14	0,5	7,3	60	0,211	0,786	0,143	9,57	0,91	121,58	2,905	12,48	0,136	0,240	1,680	0,350	0,687
	BH-50	1	4,3	4	18	0,19	2,1	60	0,211	0,958	0,177	5,02	1,67	36,07	4,090	9,11	0,112	0,220	1,243	0,433	0,509

Tableau 5.2: Base de données historique basée sur l'essai SPT des cas liquéfiés et non liquéfiés
au séisme de Taiwan Chi-Chi 1999 (Hwang et Yang, 2001)

CSR_{SM} : Rapport de contrainte cyclique calculé par la méthode simplifiée

CSR_{MSM} : Rapport de contrainte cyclique calculé par la méthode simplifiée corrigée ($CSR_{MSM}=RC \cdot CSR_{SM}$)

FS_{SM} : Facteur de sécurité calculé par la méthode simplifiée

FS_{MSM} : Facteur de sécurité calculé par la méthode simplifiée corrigée

Liquéfaction? :

1: Liquéfaction

0: Non liquéfaction

Cas No.	M _w	Séisme	Site	Liq.	Profondeur (m)	Nappe (m)	v _{tot} (kN/m ³)	FC. %	σ'v0 (kPa)	qc (MPa)	qc1 (MPa)	(qc1)cs (MPa)	a _{max} (g)	CSR _{SM}	FS _{SM}	CRR	CSR _{MSM}	FS _{SMC}
35	6,00	1981 Westmorland, CA	Kombloom Road	2	3,00	2,50	18,00	62,00	49,10	1,70	2,40	8,60	0,28	0,10	1,38	0,138	0,145	0,951
36	6,00		Radio Tower	1	3,30	2,00	19,00	64,00	49,90	1,10	1,60	5,60	0,18	0,07	1,30	0,091	0,131	0,694
38	6,00		Vail Canal	2	5,10	3,00	18,00	12,00	712,00	56,00	6,60	9,00	0,26	0,11	1,35	0,149	0,167	0,892
40	6,00		VVildl1 site	2	3,00	1,90	18,00	60,00	432,00	15,00	2,20	7,80	0,23	0,09	1,35	0,122	0,146	0,831
42	6,60	1987 Superstition Hills, CA	Wildlife site	2	3,00	1,90	18,00	60,00	43,20	1,50	2,20	7,50	0,21	0,11	1,12	0,123	0,188	0,654
59	6,60	1987 Edgecumbe, New Zealand	Whatakane saw min/board mill	1	4,10	1,40	15,00	35,00	35,40	2,30	3,60	12,90	0,27	0,20	1,18	0,236	0,296	0,796
75	7,00	1989 Loma Prieta, CA	Jefferson Ranch	1	3,00	1,70	18,00	4,00	412,00	6,10	9,00	9,00	0,21	0,14	1,03	0,144	0,240	0,601
94	7,00		ML, Sandholdt Rd	2	2,50	1,80	18,00	2,00	38,10	6,60	10,10	10,10	0,25	0,15	1,06	0,159	0,232	0,684
96	7,00		ML, Sandholdt Rd	1	2,70	1,70	18,00	4,00	38,80	70,00	10,60	10,60	0,25	0,16	1,06	0,170	0,248	0,684
113	7,00		ML, State Beach Access Rd	2	2,30	2,30	18,00	1,00	41,40	6,60	9,80	9,80	0,25	0,13	1,22	0,159	0,201	0,788
119	7,00		ML, Harbor Office	1	4,10	1,90	18,00	14,00	52,20	6,20	8,40	13,10	0,25	0,18	1,36	0,245	0,279	0,878
124	7,00		ML, Marine Laboratory	1	3,60	2,20	18,00	3,00	51,10	8,30	11,40	11,40	0,25	0,16	1,15	0,184	0,248	0,743
130	7,00		Port of Richmond	2	6,30	2,50	18,00	30,00	76,10	2,30	2,70	8,20	0,16	0,12	1,12	0,134	0,240	0,559
180	7,60	1999 Chi-Chi, Taiwan	Yualin	1	7,00	1,70	19,00	19,00	81,00	5,20	5,80	11,70	0,18	0,19	1,03	0,196	0,356	0,550
184	7,60		Yualin	1	3,00	2,30	19,00	30,00	50,10	2,30	3,20	9,90	0,18	0,14	1,19	0,167	0,262	0,636

Tableau 5.3: Base de données historique basée sur l'essai CPT des cas liquéfiés et non liquéfiés (Song et al., 2007)

CSR_{SM} : Rapport de contrainte cyclique calculé par la méthode simplifiée CSR_{MSM} : Rapport de contrainte cyclique calculé par la méthode simplifiée corrigée (CSR_{MSM}=RC. CSR_{SM}) FS_{SM} : Facteur de sécurité calculé par la méthode simplifiée FS_{MSM} : Facteur de sécurité calculé par la méthode simplifiée corrigée Liquéfaction? : 1: Liquéfaction 0: Non liquéfaction

5.3 Correction proposée pour la résistance (CRR)

Pour cette validation, on va d'abord utiliser les sites témoins de Woodward Marine et Treasure Island pour lesquels la méthode simplifiée a sous-estimé le risque de liquéfaction, puis, on va exploiter les informations fournies par les bases de données historiques réelles de liquéfaction basées sur les essais in-situ CPT, SPT et V_s dont on va retenir les cas liquéfiés ayant une accélération maximale en surface inférieure à $0.30g$ et dont la récente méthode simplifiée a indiqué une non-liquéfaction.

5.3.1 Validation : application aux sites, Woodward Marine , Treasure Island et Yuanlin

Pour valider cette correction, on va prendre les sites de Woodward Marine et Treasure Island, pour lesquels la méthode simplifiée sous-estime le risque de liquéfaction pour l'accélérogramme utilisé comparée à la méthode dynamique. Les facteurs de sécurité pour ces deux sites ont été recalculés en corrigeant le CRR par le ECF proposé. Les résultats sont présentés sur les figures 5.4, 5.5 et 5.6 pour les sites de Woodward Marine , Treasure Island et Yuanlin respectivement. En comparant les courbes du facteur de sécurité obtenues par une analyse linéaire équivalente associée aux deux modèles hyperboliques et celles calculées par la correction proposée (ECF) de la méthode simplifiée, il est bien visible que les valeurs les plus petites et le cas le plus défavorable sont toujours donnés par la méthode simplifiée corrigée.

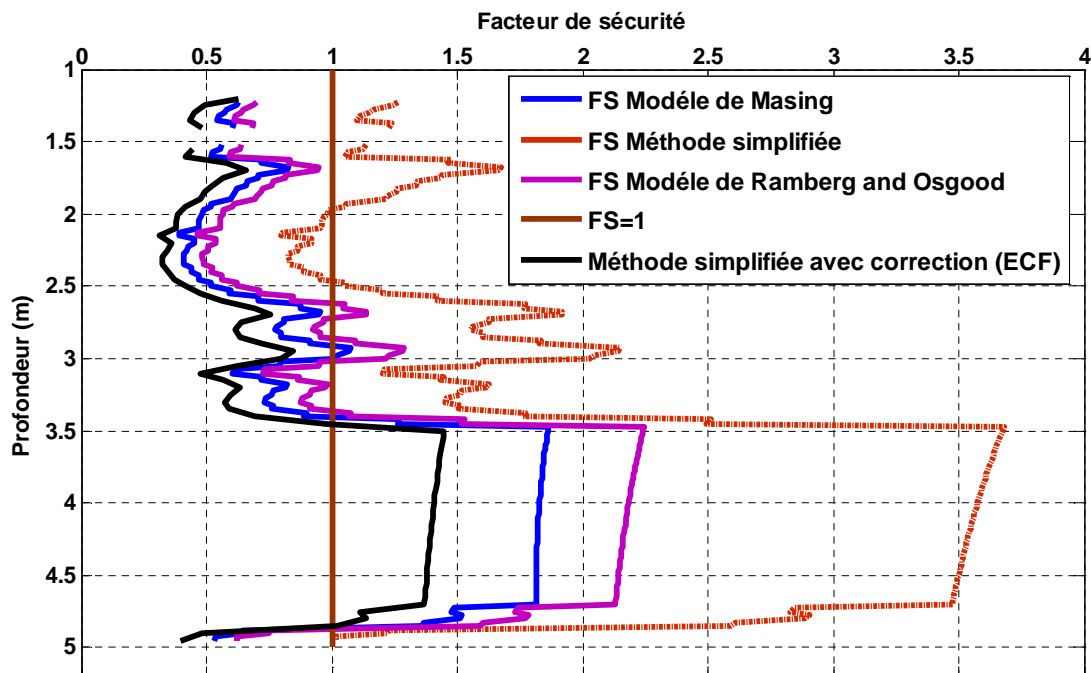


Tableau 5.4: Facteur de sécurité obtenu méthode dynamique et simplifiée avec correction (ECF) en fonction de la profondeur (Woodward Marine)

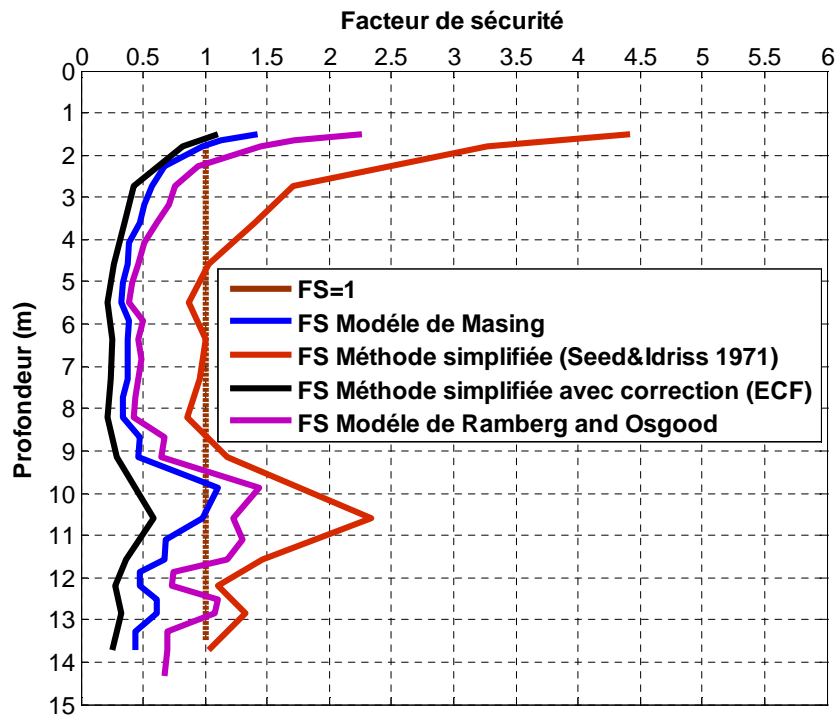


Tableau 5.5: Facteur de sécurité obtenu méthode dynamique et simplifiée avec correction (ECF) en fonction de la profondeur (Treasure Island)

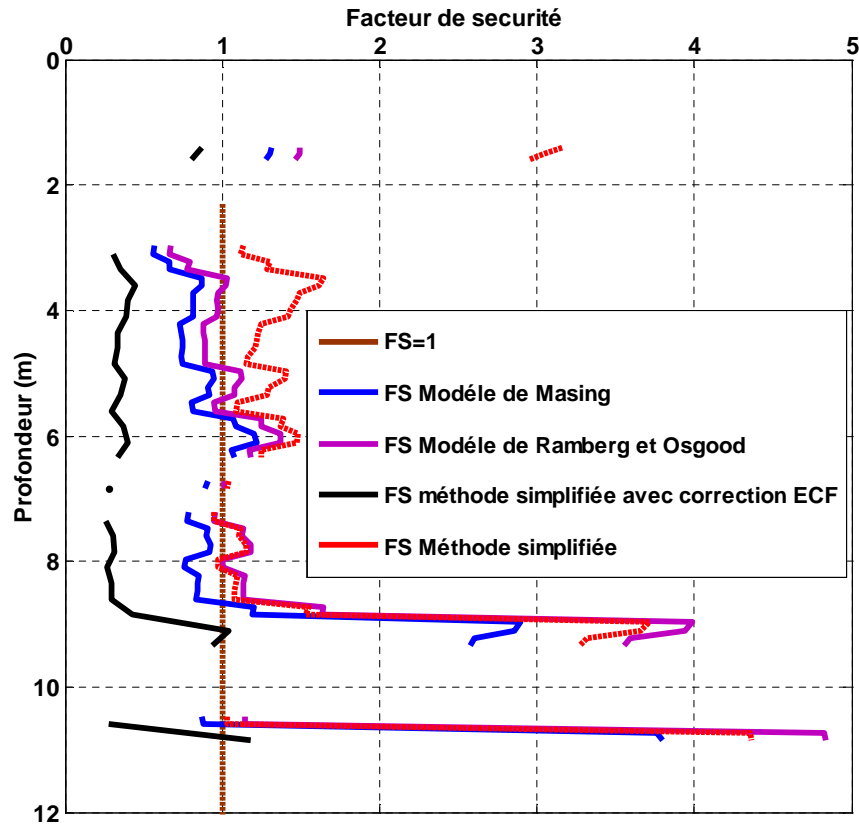


Tableau 5.6: Facteur de sécurité obtenu méthode dynamique et simplifiée avec correction (ECF) en fonction de la profondeur (Yuanlin Taiwan)

Additionnellement à cette validation, nous allons utiliser des bases de données historiques réelles de liquéfaction basées sur les essais, SPT (Cetin et al., 2016), V_s (Andrus et al., 1999) et CPT (Song et al., 2007) , dont la première inclue 210 cas, la deuxième, 210 cas et la troisième, 206 cas parmi les quelles nous avons retenu respectivement, 26, 16 et 15 cas liquéfiés avec des accélérations maximales en surface inférieures à 0.30g et un facteur de sécurité calculé par la récente méthode simplifiée supérieure à 1. Pour chaque cas, nous avons calculé le facteur de sécurité en utilisant la méthode simplifiée avec correction (ECF) et la récente méthode simplifiée. Les résultats sont présentés sur les tableaux 5.4, 5.5 et 5.6. En examinant les résultats des trois tableaux, on peut conclure que la méthode simplifiée corrigée indique que tout les cas présentés sont liquéfiés ($FS_{MSM} < 1$), alors que la récente méthode simplifiée indique le contraire ($FS_{SM} > 1$) (en gras sur le tableau), et enfin, il est bien visible que les bases de données historiques des cas réels confirment la validité de la correction proposée.

La correction de la procédure simplifiée par le ECF permet de préserver le CSR tel qu'il est, c'est-à-dire, sans correction, et par conséquent, il n'est pas nécessaire de recourir à la révision des modèles du CRR existants dans la littérature, mais il suffit seulement de prendre le modèle existant et de lui appliquer une correction par le biais de ECF similairement à MSF, k_α et k_σ .

Cas	Séisme	Site	Liq?	Profondeur (m)	Nappe (m)	σ_v (Kpa)	σ'_v (Kpa)	a_{max} (g)	rd	CSR	M_w	FC %	N	Cs	C_R	C_B	C_E	C_N	$(N_1)_{60}$	$(N_1)_{60CS}$	CRR pour $m_l=7,5$ $\sigma'_v=1atm$	CRR_{SM}	FS_{SM}	CRR_{SMC}	FS_{SMC}
6	1964 Niigata	Arayamotomachi	Oui	3,3	1	56	34	0,09	0,94	0,09	7,6	5	4,4	1	0,86	1	1,22	1,72	7,9	8,4	0,107	0,15	1,664	0,041	0,452
24	1975 Haicheng	Panjin Ch. F. P.	Oui	8	1,5	148	85	0,13	0,86	0,13	7	67	8,1	1	1	1	0,83	1,09	7,4	10,9	0,124	0,154	1,187	0,053	0,404
25	1975 Haicheng	Ying Kou G. F. P.	Oui	7	1,5	130	76	0,2	0,89	0,2	7	48	12,4	1	0,98	1	1	1,16	14	17,9	0,183	0,235	1,176	0,105	0,525
26	1975 Haicheng	Ying Kou P. P.	Oui	7,5	1,5	139	80	0,2	0,81	0,18	7	20	10,3	1	0,99	1	1	1,12	11,4	13,6	0,145	0,183	1,016	0,082	0,454
30	1976 Tangshan	Coastal Region	Oui	4,5	1,1	83	50	0,13	0,95	0,13	7,6	12	9,45	1	0,9	1	1	1,43	12,2	13,5	0,144	0,177	1,364	0,060	0,465
47	1978 Miyagiken-Oki	Nakamura 4	Oui	4	0,5	75	40	0,12	0,98	0,14	6,5	5	5,6	1	0,89	1	1	1,59	7,9	8,4	0,107	0,203	1,448	0,066	0,471
58	1978 Miyagiken-Oki	Hiyori-18	Oui	3,3	2,4	57	49	0,24	0,98	0,18	7,7	20	9,1	1	0,86	1	1,09	1,43	12,2	14,4	0,151	0,18	1,002	0,090	0,500
70	1978 Miyagiken-Oki	Yuriage Br-2	Oui	2,4	1,3	43	32	0,24	1	0,21	7,7	7	11,4	1	0,82	1	1,12	1,79	18,7	19,5	0,2	0,278	1,324	0,139	0,662
81	1979 Imperia' Valley	Radio Tower B1	Oui	4,3	2	72	50	0,18	0,97	0,16	6,53	43,5	4,45	1	0,86	1	1,13	1,42	6,2	9,7	0,116	0,203	1,27	0,085	0,530
83	1979 Imperia' Valley	River Park A	Oui	1,1	0,3	18	10	0,16	0,99	0,18	6,53	91	2,65	1	0,66	1	1,13	2	4	7,3	0,1	0,297	1,65	0,115	0,641
86	1981 WestMorland	Kornbloom B	Oui	4	2,7	68	55	0,19	0,9	0,14	5,9	83	5,4	1	0,85	1	1,13	1,36	7,1	10,6	0,122	0,263	1,88	0,114	0,812
87	1981 WestMorland	Radio Tower B1	Oui	4,3	2	72	50	0,17	0,89	0,14	5,9	43,5	4,45	1	0,86	1	1,13	1,42	6,2	9,7	0,116	0,258	1,841	0,104	0,744
91	1981 WestMorland	Wildlife B	Oui	4,7	0,9	86	49	0,23	0,89	0,23	5,9	26,2	7,85	1	0,88	1	1,13	1,44	11,3	14,1	0,149	0,333	1,448	0,162	0,705
95	1983 Nihonkai-Chubu	Takeda Ele.Sch.	Oui	4,5	0,4	80	40	0,12	0,85	0,13	7,1	0	7,85	1	0,9	1	1,22	1,6	13,8	14,3	0,15	0,235	1,806	0,076	0,587
97	1983 Nihonkai-Chubu	Aomori Station	Oui	5,8	0	108	52	0,12	0,86	0,14	7,7	3	9	1	0,94	1	1,22	1,4	14,4	15	0,156	0,183	1,31	0,059	0,424
122	1987 Superstition Hills	Wildlife B	Oui	4,7	0,9	86	49	0,2	0,82	0,19	6,54	26,2	7,85	1	0,88	1	1,13	1,44	11,3	14,1	0,149	0,261	1,372	0,117	0,613

132	1989 Loma Prieta	P007-2	Oui	6,2	3	118	88	0,22	0,86	0,17	6,93	3	12,7	1	0,93	1	0,92	1,08	12,8	13,3	0,142	0,179	1,055	0,085	0,499
133	1989 Loma Prieta	P007-3	Oui	6	3	115	86	0,22	0,83	0,16	6,93	5	16,2	1	0,92	1	0,92	1,09	16,4	17	0,174	0,221	1,383	0,105	0,655
134	1989 Loma Prieta	POR-2&3&4	Oui	4,9	3,5	79	65	0,15	0,78	0,09	6,93	50	3,15	1	0,89	1	0,92	1,24	3,5	6,8	0,097	0,135	1,499	0,050	0,560
135	1989 Loma Prieta	Sandholdt UC-B10	Oui	3,2	1,7	58	43	0,26	0,99	0,22	6,93	2	9,15	1	0,81	1	1,25	1,53	14,3	14,8	0,154	0,246	1,12	0,129	0,588
138	1989 Loma Prieta	State Beach UC-B2	Oui	4,7	2,7	91	71	0,24	0,99	0,2	6,93	1	13,3	1	0,88	1	1,25	1,19	17,4	18	0,184	0,249	1,245	0,125	0,623
139	1989 Loma Prieta	Treasure Island	Oui	5,3	1,5	91	55	0,18	0,88	0,17	6,93	20	5,05	1	0,9	1	1,13	1,36	7,7	9,8	0,117	0,172	1,013	0,072	0,423
140	1989 Loma Prieta	WoodMarine UC-B4	Oui	1,8	1	31	24	0,25	0,99	0,21	6,93	35	5,75	1	0,72	1	1	2	8,3	11,9	0,132	0,256	1,219	0,131	0,626
143	1989 Loma Prieta	Marine Laboratory UC-B2 Yes	Oui	3,5	2,5	63	53	0,26	0,99	0,2	6,93	3	13	1	0,83	1	1	1,38	14,9	15,4	0,16	0,237	1,187	0,125	0,623
144	1989 Loma Prieta	Marine Laboratory_F1-F7	Oui	4,6	1,5	89	59	0,25	0,99	0,24	6,93	3	13,8	1	0,87	1	1,25	1,31	19,8	20,4	0,211	0,304	1,265	0,156	0,650
210	1995 Hyogo ken-Na nbu	Torishima Dike	Oui	4,8	0	86	39	0,25	0,81	0,29	6,9	20	8,5	1	0,91	1	1,22	1,61	15,2	17,5	0,179	0,298	1,029	0,153	0,527

Tableau 5.7: Base de données historique basée sur l'essai SPT des cas liquéfiés et non liquéfiés mise à jours par Cetin et al.(2016)

CRR_{SM} : Rapport de résistance cyclique calculé par la récente méthode simplifiée

CRR_{MSM} : Rapport de résistance cyclique calculé par la correction proposée ($CRR_{MSM}=ECF \cdot CRR_{SM}$)

FS_{SM} : Facteur de sécurité calculé par la récente méthode simplifiée

FS_{MSM} : Facteur de sécurité calculé par la méthode simplifiée avec correction (ECF)

Liq? : Oui= Liquéfaction Non= Non liquéfaction

Site	ML	Liq.? 1 = Y 0 = N	Nappe (m)	a _{max} (g)	FC (%)	Profondeur (m)	σ' _v (Kpa)	σ _v (Kpa)	rd	V _s (m/s)	V _{sl} (m/s)	CSR	(V _{sl}) _{cs} (m/s)	K _σ	CRR for ml=7,5 σ'v=1atm	MSF	CRR _{SM}	FS _{SM}	CRR _{MSM}	FS _{MSM}
SEISME DE DALY CITY, CALIFORNIA , 1957																				
Niigata, Railway Station	7,5	1	2	0,16	<5	3,2	56,7	45,2	0,98	131	160	0,13	166,18	1,077	0,105	1,8	0,2	1,57	0,08	0,60
Niiqata, Site C2	7,5	1	1,2	0,16	<5	4	73,4	46,5	0,97	118	147	0,15	152,24	1,066	0,083	1,8	0,16	1,06	0,06	0,41
SEISME DE HAICHENG, PRC, 1976																				
Cliemical Fibre	7,3	1	1,5	0,12	61	8,6	159,7	90,3	0,92	147	151	0,13	156,46	1,01	0,089	1,8	0,16	1,24	0,05	0,40
Paper Mill	7,3	1	1	0,12	72	3	54,7	35,2	0,98	122	158	0,12	163,99	1,099	0,101	1,8	0,2	1,67	0,06	0,54
EARTHQUAK SEISME DE LOMA PRETA, CALIFORNIA, 1989																				
Harbor Offtee. UC- 12	7	1	1,9	0,25	15	4,1	74,3	52,6	0,97	150	176	0,22	178,79	1,071	0,135	1,8	0,26	1,18	0,13	0,61
Marina District, No. 4	7	1	2,9	0,15	<5	3,9	69,9	59,6	0,98	120	137	0,11	141,93	1,042	0,07	1,8	0,13	1,19	0,05	0,44
Port of Oakland, P007-2	7	1	3	0,24	<5	6,4	115,7	82,9	0,95	157	165	0,21	171,73	1,02	0,117	1,8	0,21	1,02	0,11	0,50
Port of Oakland, P007-3	7	1	3	0,24	10	6,2	112,7	81,3	0,95	176	185	0,21	186,7	1,026	0,163	1,8	0,3	1,43	0,21	0,98
Port of Richmond, POR-2	7	1	3,5	0,16	57	5,8	102,9	80,9	0,96	145	152	0,13	157,52	1,02	0,09	1,8	0,17	1,27	0,15	0,71
Port of Richmond, POR-2. S-R1	7	1	3,5	0,16	57	6,1	109,4	84,1	0,95	143	150	0,13	155,4	1,016	0,087	1,8	0,16	1,23	0,07	0,51
Port of Richmond. POR-2, R1- R2	7	1	3,5	0,16	57	6,1	109,4	84	0,95	135	141	0,13	146,02	1,015	0,074	1,8	0,14	1,05	0,06	0,48
Port of Richmond, POR-4	7	1	3,5	0,16	>32	5,2	93,4	76,3	0,96	128	137	0,12	141,93	1,022	0,07	1,8	0,13	1,07	0,05	0,42

State Beach, UC-16	7	1	2,3	0,25	1	5,5	99,8	68,2	0,96	162	179	0,22	179	1,043	0,135	1,8	0,25	1,15	0,05	0,42
Ti Perimeter, UM05	7	1	2,4	0,14	5	4,6	83,7	62,5	0,97	151	169	0,12	169	1,047	0,111	1,8	0,21	1,74	0,13	0,58
Ti Perimeter, UM06	7	1	1,4	0,14	5	2,9	53,4	38,7	0,98	123	157	0,12	157	1,085	0,089	1,8	0,17	1,46	0,08	0,63
Ti Perimeter, UM09	7	1	2,7	0,14	14	4,6	83,1	64,8	0,97	143	160	0,11	161,85	1,041	0,097	1,8	0,18	1,66	0,06	0,51

Tableau 5.8: Base de données historique basée sur l'essai Vs des cas liquéfiés et non liquéfiés (Andrus et al.,1999)

CRR_{SM} : Rapport de résistance cyclique calculé par la récente méthode simplifiée

CRR_{MSM} : Rapport de résistance cyclique calculé par la correction proposée ($CRR_{MSM}=ECF \cdot CRR_{SM}$)

FS_{SM} : Facteur de sécurité calculé par la récente méthode simplifiée

FS_{MSM} : Facteur de sécurité calculé par la méthode simplifiée avec correction (ECF)

Liq? : 1= Liquéfaction 0= Non liquéfaction

Cas No.	M _w	Séisme	Site	Liq.	Profondeur (m)	Nappe (m)	V _{tot} (kN/m ³)	FC. %	σ'v0 (kPa)	qc (MPa)	qc1 (MPa)	(qc1)cs (MPa)	a _{max} (g)	CSR	CRR _{SM}	FS _{SM}	CRR _{MSM}	FS _{MSM}
35	6	1981 Westmorland, CA	Kombloom Road	2	3	2,5	18	62	49,1	1,7	2,4	8,6	0,28	0,1	0,138	1,38	0,076	0,760
36	6		Radio Tower	1	3,3	2	19	64	49,9	1,1	1,6	5,6	0,18	0,07	0,091	1,3	0,038	0,544
38	6		Vail Canal	2	5,1	3	18	12	712	56	6,6	9	0,26	0,11	0,149	1,35	0,078	0,710
40	6		VVild lite site	2	3	1,9	18	60	432	15	2,2	7,8	0,23	0,09	0,122	1,35	0,059	0,658
42	6,6	1987 Superstition Hills, CA	Wildlife site	2	3	1,9	18	60	43,2	1,5	2,2	7,5	0,21	0,11	0,123	1,12	0,057	0,516
59	6,6	1987 Edgecumbe, New Zealand	Whatakane saw min/board mill	1	4,1	1,4	15	35	35,4	2,3	3,6	12,9	0,27	0,2	0,236	1,18	0,127	0,635
75	7	1989 Loma Prieta, CA	Jefferson Ranch	1	3	1,7	18	4	412	6,1	9	9	0,21	0,14	0,144	1,03	0,066	0,474
94	7		ML, Sandholdt Rd	2	2,5	1,8	18	2	38,1	6,6	10,1	10,1	0,25	0,15	0,159	1,06	0,082	0,544
96	7		ML, Sandholdt Rd	1	2,7	1,7	18	4	38,8	70	10,6	10,6	0,25	0,16	0,17	1,06	0,087	0,544
113	7		ML, State Beach Access Rd	2	2,3	2,3	18	1	41,4	6,6	9,8	9,8	0,25	0,13	0,159	1,22	0,081	0,626
119	7		ML, Harbor Office	1	4,1	1,9	18	14	52,2	6,2	8,4	13,1	0,25	0,18	0,245	1,36	0,126	0,698
124	7		ML, Marine Laboratory	1	3,6	2,2	18	3	51,1	8,3	11,4	11,4	0,25	0,16	0,184	1,15	0,094	0,590
130	7		Port of Richmond	2	6,3	2,5	18	30	76,1	2,3	2,7	8,2	0,16	0,12	0,134	1,12	0,052	0,435
180	7,6	1999 Chi-Chi, Taiwan	Yualin	1	7	1,7	19	19	81	5,2	5,8	11,7	0,18	0,19	0,196	1,03	0,082	0,431
184	7,6		Yualin	1	3	2,3	19	30	50,1	2,3	3,2	9,9	0,18	0,14	0,167	1,19	0,070	0,498

Tableau 5.9: Base de données historique basée sur l'essai CPT des cas liquéfiés et non liquéfiés (Song et al., 2007)

CRR_{SM} : Rapport de résistance cyclique calculé par la récente méthode simplifiée, CRR_{MSM} : Rapport de résistance cyclique calculé par la correction proposée (CRR_{MSM}=ECF. CRR_{SM}), FS_{SM} : Facteur de sécurité calculé par la récente méthode simplifiée FS_{MSM} : Facteur de sécurité calculé par la méthode simplifiée avec correction (ECF), Liq? : 0= Non Liquéfaction, 1= forte liquéfaction, 2= moyenne liquéfaction

5.4 Conclusion

L'application de la correction proposée que ça soit via RC ou ECF aux sites témoins étudiés montre que les profils des facteurs de sécurité obtenus par la méthode simplifiée corrigée sont ajustés à ceux obtenus par la méthode dynamique, autrement dit, à l'aide de cette correction, le cas le plus défavorable est toujours donné par la méthode simplifiée.

Les bases de données historiques montrent d'une part, que la prédiction du phénomène de liquéfaction par la récente méthode simplifiée réduit sa fiabilité pour certains cas où l'accélération maximale du séisme est inférieure à 0.30g du fait que cette méthode détecte pour les cas présentés sur les tableaux ci-dessus une non liquéfaction pour des sites qui ont été réellement liquéfiés, et d'autre part, les cas étudiés montrent que l'application de la correction proposée garantit la fiabilité de la procédure simplifiée quel que soit le séisme utilisé.

Conclusion générale

Les sites étudiés dans le cadre de cette thèse, ont montré que la récente méthode simplifiée peut surestimer ou sous-estimer le potentiel de liquéfaction selon la valeur de l'accélération maximale du séisme utilisé comparée à la méthode dynamique. En d'autres termes, le cas le plus défavorable n'est pas toujours donné par la récente méthode simplifiée.

Ainsi, les résultats donnés par cette méthode peuvent ne pas être fiables, sauf si on se fixe une valeur de référence de l'accélération maximale du séisme qui est de 0,3g qui va nous permettre de déterminer les limites d'utilisation de la récente méthode simplifiée et de proposer une correction adéquate pour qu'elle soit utilisée au-delà de ces limites. Ainsi, les conclusions qui peuvent être tirées de l'étude présentée dans le cadre de cette thèse peuvent être illustrées comme suit :

- La récente procédure simplifiée est basée sur l'hypothèse que la contrainte de cisaillement cyclique engendrée par le séisme calculée par la méthode dynamique est toujours inférieure à celle évaluée par la méthode simplifiée
- L'utilisation de cette procédure simplifiée est limitée par la satisfaction de cette l'hypothèse
- La satisfaction de cette l'hypothèse est garantie pour les séismes ayant une accélération maximale supérieure à 0.30g.
- La fiabilité de la récente méthode simplifiée n'est pas garantie quelque soit le séisme utilisé vu qu'elle peut sous-estimer le risque de liquéfaction comparée à la méthode dynamique pour certains cas.
- Une nouvelle amélioration doit être apportée à la récente méthode simplifiée pour qu'elle puisse donner le cas le plus défavorable peu importe le site ou le séisme utilisé.
- Le concept utilisé pour cette amélioration doit être basé sur une analyse comparative entre les méthodes simplifiée et exacte (dynamique) qui facilite l'ajustement des résultats de la méthode simplifiée à ceux de la méthode exacte via une correction adéquate.
- A l'aide de la correction proposée dans le cadre de ce travail, la fiabilité de la récente procédure simplifiée est garantie peu importe le séisme utilisé, vu que le cas le plus défavorable est toujours donné par cette méthode.

Références bibliographiques

- Amini, F. and Qi, G. Z. (2000) 'Liquefaction testing of stratified silty sands', *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 126(3), pp. 208–217. doi: 10.1061/(ASCE)1090-0241(2000)126:3(208).
- Andrus, R. D. and Stokoe II, K. H. (2000) 'A Liquefaction Evaluation Procedure Based on Shear Wave Velocity', *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, pp. 1015–1025.
- Andrus, R. D. et al. (2003) *Guidelines for Evaluating Liquefaction Resistance Using Shear Wave Velocity Measurement and Simplified Procedures*. Gaithersbur: National Institute of Standards and Technology GCR 03-854. Available at: <https://nehrpsearch.nist.gov/article/PB2003-105809/XAB>.
- Andrus, R. D. et al. (2004b) 'Comparing liquefaction evaluation methods using penetration-VS relationships', *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 24(9–10), pp. 713–721. doi: 10.1016/j.soildyn.2004.06.001.
- Andrus, R. D., Stokoe, K. H. and Chung, R. M. (1999) *Draft guidelines for evaluating liquefaction resistance using shear wave velocity measurements and simplified procedures*, Nistir ; 6277. Available at: <http://www.fire.nist.gov/bfrlpubs/build99/art021.html>.
- Andrus, R. D., Stokoe, K. H. and Juang, C. H. (2004a) 'Guide for shear-wave-based liquefaction potential evaluation', *Earthquake Spectra*, 20(2), pp. 285–308. doi: 10.1193/1.1715106.
- Bardet, J. P. and Kapuskar, M. (1991) *Site investigation of the Marina District of San Francisco in September 1990*. California: Report to the National Science Foundation, University of Southern California.
- Bardet, J. P. and Tobida, T. (2001) 'NERA A Computer Program for Nonlinear Earthquake site Response Analyses of Layered Soil Deposits', *University of Southern California*, (January), pp. 1–46. Available at: <http://scholar.google.com/scholar?hl=en&btnG=Search&q=intitle:EERA+?+A+computer+program+for+Equivalent-linear+Earthquake+site+Response+Analyses+of+layered+soil+deposits#0>.
- Bardet, J. P., Ichii, K. and Lin, C. H. (2000) 'EERA a Computer Program for Equivalent-linear Earthquake site Response Analyses of Layered Soil Deposits', *University of Southern California*, (August), p. 40.
- Bellotti R, Jamiolkowski M, Presti D, O. D. (1996) 'Anisotropy of small strain stiffness in Ticino sand', *Géotechnique*, 46(1), pp. 115–131. doi: 10.1680/geot.1996.46.1.115.
- Berg, G. V and Housner, G. W. (1961) 'Integrated velocity and displacement of strong earthquake ground motion', *Bulletin of the Seismological Society of America*, 51(2), pp. 175–189. Available at: <http://authors.library.caltech.edu/47785/1/175.full.pdf> (Accessed: 4 January 2061).
- Bolton, M. D. (1986) 'The strength and dilatancy of sands', *Géotechnique*, 36(1), pp. 65–78. doi: 10.1680/geot.1986.36.1.65.
- Bonilla, M. G. (1992) 'Geologic and historical factors affecting earthquake damage', in *The Loma Prieta, California, earthquake of October 17, 1989—Marina District* (ed.). California: US geological survey professional paper 1551-F, pp. F7–F34.
- Borcherdt, R.-D. (1970) 'Effects of local geology on ground motion near San Francisco Bay.', *Bull. Seism. Soc. Am.*, pp. 29–81. Available at: <http://www.bssaonline.org/content/60/1/29.short>.

- Borja, B. R. I. *et al.* (1999) 'Nonlinear Ground response at Lotung LSST Site', *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 125(3), pp. 187–197. doi: 10.1061/(ASCE)1090-0241(1999)125:3(187).
- Bouafia Ahmed (2010) *Calcul pratique des fondations et des soutènements*. Edited by OPU. Alger: OPU.
- Boulanger, R. W. (2003) 'High Overburden Stress Effects in Liquefaction Analyses', *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 129(12), pp. 1071–1082. doi: 10.1061/(ASCE)1090-0241(2003)129:12(1071).
- Boulanger, R. W. (2003) 'Relating K_α to Relative State Parameter Index', *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 129(8), pp. 770–773. doi: 10.1061/(ASCE)1090-0241(2003)129:8(770).
- Boulanger, R. W. and Idriss, I. M. (2014) *CPT and SPT Based Liquefaction Triggering Procedures, Center for Geotechnical Modeling*. Rep. No. UCD/CGM-14. Davis, California: Center for Geotechnical Modeling.
- Boulanger, R. W., Mejia, L. H. and Idriss, I. M. (1997) 'Liquefaction at Moss Landing during Loma Prieta earthquake', *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 123(5), pp. 453–467. doi: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(1997\)123:5\(453\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(1997)123:5(453)).
- Cetin, K. O. *et al.* (2004) 'Standard Penetration Test-Based Probabilistic and Deterministic Assessment of Seismic Soil Liquefaction Potential', *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 130(12), pp. 1314–1340. doi: 10.1061/(ASCE)1090-0241(2004)130:12(1314).
- Cetin, K. O. *et al.* (2016) *Summary of SPT based field case history data of CETIN (2016) database*. Ankara: METU / GTENG 08/16-01 Middle East Technical University. Available at:
- Chopra, A. K. (2007) 'Dynamics of structures : theory and applications to earthquake engineering', *Pearson Education*, p. 874. doi: 10.1002/9781118599792.
- Cubrinovski, M., Rees, S. and Bowman, E. (2010) 'Effects of Non-plastic Fines on Liquefaction Resistance of Sandy Soils', *Geotechnical, Geological and Earthquake Engineering*, 17, pp. 125–144. doi: 10.1007/978-90-481-9544-2_6.
- Dobry, R. *et al.* (1982) *Prediction of Pore Water Pressure Buildup and Liquefaction of Sands During Earthquakes by the Cyclic Strain Method, Building Science Series (Final)*. Washington, DC: National Bureau of Standards, US Department of Commerce, US Governmental Printing Office, NBS BSS 138.
- Fahey, M. and Carter, J. P. (1993) 'A finite element study of the pressuremeter test in sand using a nonlinear elastic plastic model', *Canadian Geotechnical Journal*, 30(2), pp. 348–362. doi: 10.1139/t93-029.
- Gérardin, M. and Rixen, D. J. (2014) *Mechanical vibrations: theory and application to structural dynamics*. 3rd edn. United Kingdom: John Wiley & Sons, Ltd. Available at: <http://download.libgen.io/get.php?md5=833855050A2543CF52AE627068188259&key=UUUAR75F5KTY4J35>.
- Ghahremani, M. and Ghalandarzadeh, A. (2006) 'Effect of plastic fines on cyclic resistance of sands', *Geotechnical Special Publication*, (150), pp. 406–412. doi: 10.1061/40862(194)54.
- Golesorkhi, R. (1989) *Factors Influencing the Computational Determination of Earthquake-Induced Shear Stresses in Sandy Soils*. University of California , Berkeley.

- Haldar, A. and Tang, W. H. (1979) 'Probabilistic evaluation of liquefaction potential', *Journal of the Geotechnical Engineering Division ASCE*, 105(2), pp. 145–163. Available at: <http://cedb.asce.org/CEDBsearch/record.jsp?dockey=0008591>.
- Hara, A. (1980) *Dynamic deformation characteristics of soils and seismic response analyses of the ground*. Tokyo, Japan: University of Tokyo (Dissertation).
- Harder, L. F. and Boulanger, R. (1997) 'Application of K_σ and K_α Correction Factors', in *Proc. NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils, Rep. NCEER-97-0022*. National Center for Earthquake Engineering Research, pp. 167–190.
- Hardin, B. and Drnevich, V. (1972a) 'Shear Modulus and Damping in Soils: Design Equations and Curves', *Journal of Soil Mechanics & Foundations Div*, 98(sm7), pp. 667–692. Available at: <https://trid.trb.org/view.aspx?id=126413>.
- Hardin, B. O. (1978) 'the Nature of Stress-Strain Behavior for Soils', in *From Volume I of Earthquake Engineering and Soil Dynamics--Proceedings of the ASCE Geotechnical Engineering Division Specialty Conference, June 19-21, 1978, Pasadena, California. Sponsored by Geotechnical Engineering Division of ASCE in cooperation with*, pp. 3–90. Available at: https://www.researchgate.net/publication/285121076_The_Nature_of_Stress-Strain_Behavior_for_Soils (Accessed: 19 August 2006).
- Hardin, B. O. and Black, W. L. (1968) 'Vibration Modulus of Normally Consolidated Clay', *Journal of Soil Mechanics & Foundations Div*, 94(SM 2), pp. 353–369. Available at: <http://trid.trb.org/view.aspx?id=126917>.
- Hardin, B. O. and Drnevich, V. P. (1972b) 'Shear Modulus and Damping in Soils: Measurement and Parameter Effects.', *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division*, 98(SM6), pp. 603–624. doi: 10.1016/0022-4898(73)90212-7.
- Hardin, B. O. and Richart Jr, F. E. (1963) 'Elastic wave velocities in granular soils', *Journal of Soil Mechanics & Foundations Div*, 89(SM1), pp. 33–65. Available at: <https://trid.trb.org/view.aspx?id=140078> (Accessed: 2 January 2017).
- Hardin, B. O. and Richart, J. F. E. (1963) 'Elastic wave velocities in granular soils', *ASCE Proceedings Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 89(SM1, Part 1), pp. 33–65. Available at: <https://trid.trb.org/view.aspx?id=140078>.
- Hashash, Y. M. A., Phillips, C. and Groholski, D. R. (2010) 'Recent Advances in Non-Linear Site Response Analysis', in *Proceedings of the 5th International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, pp. 1–22. Available at: <http://scholarsmine.mst.edu/cgi/viewcontent.cgi?article=2952&context=icrageesd> (Accessed: 5 February 2010).
- Hegazy, Y. A. and Mayne, P. W. (1995) 'Statistical correlations between VS and cone penetration data for different soil types', in *Proceedings of the International Symposium on Cone Penetration Testing, CPT*, pp. 173–178.
- Holtz, R. D. and Kovacs, W. D. (1981) *An Introduction to Geotechnical Engineering*. Prentice Hall. Available at: <http://b-ok.org/md5/C61279101F33697962085F19CA7DB942>.
- Holzer, T. L., O'Rourke, T. D. and Bonilla, M. G. (1990) *Effects of the Loma Prieta earthquake on the Marina District, San Francisco*. US Geological Survey, Reston, VA. Open-file report. Available at: <https://pubs.er.usgs.gov/publication/ofr90253>.

- Hunt, R. E. (1986) *Geotechnical engineering analysis and evaluation*. 1st Editio. New York, NY USA: McGraw Hill Book Company. Available at: <https://trid.trb.org/view.aspx?id=274664>.
- Hwang, J. H. and Yang, C. W. (2001) ‘Verification of critical cyclic strength curve by Taiwan Chi-Chi earthquake data’, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 21(3), pp. 237–257. doi: 10.1016/S0267-7261(01)00002-1.
- Hynes, M. E., Olsen, R. S. and D. E. Yule (1998) ‘The influence of confining stress on Liquefaction Resistance’, in *NIST SPECIAL PUBLICATION SP*. Gaithersburgh; MD: National Institute of Standards and Technology, pp. 167–184.
- Hynes, M. E., Olsen, R. S. and Yule, D. E. (1999) ‘The influence of confining stress on Liquefaction Resistance’, in *nternational workshop, Physics and mechanics of soil liquefaction; 1998; Baltimore; MD*. Baltimore; pp. 145–152
- Idriss, I. M. (1999) ‘An update to the Seed-Idriss simplified procedure for evaluating liquefaction potential’, in *Proc., TRB Worshop on New Approaches to Liquefaction, Pubbl. n. FHWA-RD-99-165*. Federal Highway Administration.
- Idriss, I. M. and Boulanger, R. W. (2003a) ‘Estimating K_α for use in evaluating cyclic resistance of sloping ground’, in *8th US–Japan Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures against Liquefaction, Report MCEER-03-0003, MCEER*. SUNY Buffalo, NY, pp. 449–468. Available at: <https://ubir.buffalo.edu/xmlui/bitstream/handle/10477/844/03-0003.pdf?sequence=2#page=467>.
- Idriss, I. M. and Boulanger, R. W. (2008) *Soil liquefaction during earthquakes*. Oakland, California: Earthquake Engineering Research Institute. Available at: <http://b-ok.org/dl/1129142/46a2fd>.
- Idriss, I. M. and Seed, H. B. (1968) ‘Seismic Response of Horizontal Soil Layers’, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 94(4), pp. 1003–1031. Available at: <http://www.resolutionmineeis.us/sites/default/files/references/idriss-seed-1968.pdf>.
- Idriss, I. M., Singh, R. D. and Dobry, R. (1978) ‘Nonlinear behavior of soft clays during cyclic loading’, *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 104(12), pp. 1427–1447. Available at: <http://cedb.asce.org/cgi/WWWdisplay.cgi?8504>.
- Ishibashi, I. (1992) ‘Discussion of “Effect of Soil Plasticity on Cyclic Response” by Mladen Vucetic and Ricardo Dobry (January, 1991, Vol. 117, No. 1)’, *Journal of Geotechnical Engineering*, 118(5), p. 830–832. Available at: [http://sci-hub.bz/10.1061/\(ASCE\)0733-9410\(1992\)118:5\(830.2\)](http://sci-hub.bz/10.1061/(ASCE)0733-9410(1992)118:5(830.2)).
- Ishibashi, I. and Zhang, X. (1993) ‘Unified Dynamic Shear Moduli and Damping Ratios of Sands and Clay’, *Soils and Foundations*, 33, pp. 182–191. Available at: https://www.jstage.jst.go.jp/article/sandf1972/33/1/33_1_182/pdf.
- Ishihara, K. (1977) ‘Simple Method of Analysis for Liquefaction of Sand Deposits During Earthquakes’, *Soils and Foundations*, 17(3), pp. 1–17
- Ishihara, K. (1996) *Soil behavior in earthquake geotechnics, Department of Civil Engineering Science University of Tokyo*. Oxford New York: Clarendon Press. Available at: http://gen.lib.rus.ec/search.php?req=Soil+Behaviour+in+Earthquake+Geotechnics+&lg_topic=libgen&open=3&view=simple&res=25&phrase=1&column=title.
- Iwan, W. D. (1967) ‘On a Class of Models for the Yielding Behavior of Continuous and Composite Systems’, *Journal of Applied Mechanics*, 34(3), pp. 612–617. doi: 10.1115/1.3607751.

- Iwasaki, T. *et al.* (1982) 'Microzonation for soil liquefaction potential using simplified methods', in *Third International Earthquake Microzonation Conference Proceedings*, pp. 1319–1330. doi: 10.1017/S000748530002229X.
- Iwasaki, T., Arakawa, T. and Tokida, K. I. (1984) 'Simplified procedures for assessing soil liquefaction during earthquakes', *International Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 3(1), pp. 49–58. doi: 10.1016/0261-7277(84)90027-5.
- Iwasaki, T., Tatsuoka, F. and Takagi, Y. (1978) 'Shear moduli of sands under cyclic torsional shear loading', *Journal of Soils and Foundations*, 18(1), pp. 39–56. Available at: https://www.jstage.jst.go.jp/article/sandf1972/18/1/18_1_39/pdf (Accessed: 19 August 2003).
- Joyner, W. B. and Chen, A. T. F. (1975) 'Calculation of nonlinear ground response in earthquakes', *Bulletin of the Seismological Society of America*, 65(5), pp. 1315–1336.
- Juang, C. *et al.* (2001) 'Probability-based liquefaction evaluation using shear wave velocity measurements', in *Proc., 4th Int. Conf. Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*. San Diego, pp. 26–31.
- Juang, C. H. *et al.* (2000b) 'CPT-based liquefaction analysis, Part 2: Reliability for design', *Géotechnique*, 50(5), pp. 593–599. doi: 10.1680/geot.2000.50.5.593.
- Juang, C. H., Fang, S. Y. and Khor, E. H. (2006) 'First-Order Reliability Method for Probabilistic Liquefaction Triggering Analysis Using CPT', *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 132(3), pp. 337–350. doi: 10.1061/(ASCE)1090-0241(2006)132:3(337).
- Juang, C. H., Rosowsky, D. V and Tang, W. H. (1999) 'Reliability-Based Method for Assessing Liquefaction Potential of Soils', *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, pp. 684–689. doi: 10.1061/(ASCE)1090-0241(1999)125:8(684).
- Juang, C., Jiang, T. and Andrus, R. D. (2002) 'Assessing probability-based methods for liquefaction potential evaluation', *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 128(7), p. 580–589. Available at: [http://ascelibrary.org/doi/abs/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2002\)128:7\(580\)](http://ascelibrary.org/doi/abs/10.1061/(ASCE)1090-0241(2002)128:7(580)) (Accessed: 20 February 2007).
- Kayen, R. *et al.* (1992) 'Evaluation of SPT-, CPT-, and shear wave-based methods for liquefaction potential assessment using Loma Prieta data', in *U.S. National Center for Earthquake Engineering Research (NCEER). Proceedings from the fourth Japan-U.S. workshop on earthquake resistant design of lifeline facilities and countermeasures for soil liquefaction*. New York, U.S: National Center for Earthquake Engineering Research (NCEER), pp. 177–204.
- Kirar, B., Maheshwari, B. K. and Muley, P. (2016) 'Correlation between shear wave velocity (vs) and SPT resistance (N) for Roorkee region', *International Journal of Geosynthetics and Ground Engineering*, 2(9), p. 11. doi: <https://doi.org/10.1007/s40891-016-0047-5>.
- Kokusho, T. (1980) 'Cyclic triaxial test of dynamic soil properties for wide strain range.', *Soils and Foundations*, 20(2), pp. 45–60. doi: 10.3208/sandf1972.20.2_45.
- Kramer, S. L. (1996) 'Geotechnical Earthquake Engineering', *Prentice-Hall, Inc.*, p. 653. doi: 10.1007/978-3-540-35783-4.
- Kramer, S. L. (1996) 'Geotechnical Earthquake Engineering', *Prentice-Hall, Inc.*, p. 653. doi: 10.1007/978-3-540-35783-4.
- Lai, S.-Y., Hsu, S.-C. and Hsieh, M.-J. (2004) 'Discriminant model for evaluating soil liquefaction potential using core penetration test data', *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 30(12), pp. 1271–1282.

- Lai-Yao, S., Chang, W.-J. and Lin, P.-S. (2006) 'Logistic Regression Model for Evaluating Soil Liquefaction Probability Using CPT Data', *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 132(6), pp. 694–704. doi: 10.1061/(ASCE)1090-0241(2006)132:6(694).
- Lanzo, G., Vucetic, M. and Doroudian, M. (1997) 'Reduction of Shear Modulus at Small Strains in Simple Shear', *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 123(11), pp. 1035–1042. doi: 10.1061/(ASCE)1090-0241(1997)123:11(1035).
- Lasley, S. J., Green, R. A. and Rodriguez-Marek, A. (2016) 'New Stress Reduction Coefficient Relationship for Liquefaction Triggering Analyses', *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 142(11), p. 6016013. doi: 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001530.
- Law, K. T., Cao, Y. L. and He, G. N. (1990) 'An energy approach for assessing seismic liquefaction potential', *Canadian Geotechnical Journal*, 27(3), pp. 320–329. doi: 10.1139/t90-043.
- Liao, S. S. C. and Whitman, R. V (1986) 'Overburden Correction Factors for SPT in Sand', *Journal of Geotechnical Engineering*, 112(3), pp. 373–377. doi: 10.1061/(ASCE)0733-9410(1986)112:3(373).
- Liao, S. S. C., Veneziano, D. and Whitman, R. V. (1988) 'Regression Models For Evaluating Liquefaction Probability', *Journal of Geotechnical Engineering*, 114(4), pp. 389–411. doi: 10.1061/(ASCE)0733-9410(1988)114:4(389).
- Lu, T., Huo, J. and Rong, M. (2012) 'Nonlinear Response Analysis of Soil Layers Under Severe Earthquake', *Procedia Environmental Sciences*, 12, pp. 940–948. doi: 10.1016/j.proenv.2012.01.369.
- Luna, R. and Fros, J. D. (1998) 'Spatial liquefaction analysis', *Journal of Computing in Civil Engineering*, 12(1), p. 48–56. doi: 10.1061/(ASCE)0887-3801(1998)12:1(48).
- Masing, G. (1926) 'Eigenspannungen und verfestigung beim messing', in *Proceedings, Second International Congress of Applied Mechanics*, pp. 332–335.
- Matasovic, N. and Vucetic, M. (1993) 'Cyclic characterization of liquefiable sands', *Journal of Geotechnical Engineering*, 119(11), pp. 1805–1822. doi: 10.1007/s12104-010-9280-3.
- McCALLUM, A. (2014) 'Cone penetration testing (CPT) in Antarctic firm: an introduction to interpretation', *Journal of Glaciology*, 60(219), pp. 83–93.
- Montgomery, J., Boulanger, R. W. and Jr, L. F. H. (2012) *Examination of the Ka overburden correction factor on liquefaction resistance*. Report No. UCD/CGM-12-02. Davis, California: Center for Geotechnical Modeling. Available at: https://faculty.engineering.ucdavis.edu/boulanger/wp-content/uploads/sites/71/2014/09/Montgomery_et_al_Ksigma_CGM-12-02_2012.pdf.
- Moss, R. E. *et al.* (2009) *Reinvestigation of liquefaction and nonliquefaction case histories from the 1976 Tangshan earthquake*. PEER Report 2009/102. URS Oakland, California: Pacific Earthquake Engineering Research Center. Available at: http://digitalcommons.calpoly.edu/cgi/viewcontent.cgi?article=1176&context=cenv_fac.
- Muley, P., Maheshwari, B. K. and Paul, D. K. (2012) 'Effect of Fines on Liquefaction Resistance of Solani Sand', *15 Wcee*, 6(2012), pp. 102–106..
- Mulilis, J. P., Chan, C. K. and Seed, H. B. (1975) *The Effects of Method of Sample Preparation on the Cyclic Stress-Strain Behavior of Sands*. Berkeley: College of Engineering, University of California.
- National Center for Research on Earthquake Engineering (NCREE) (2001) *National Advanced Project in Hazard Mitigation (NAPHM), and Taiwan Geotechnical Society (GST). Geotechnical reconnaissance report of the 921 Ji-Ji earthquake, Taiwan, 1999, in Chinese*.

- Newmark, N. M. (1959) 'A Method of Computation for Structural Dynamics', *Journal of the Engineering Mechanics Division*, 85(85), pp. 67–94. doi: 0.1016/j.compgeo.2015.08.008.
- Okur, D. V. and Ansal, A. (2007) 'Stiffness degradation of natural fine grained soils during cyclic loading', *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 27(9), pp. 843–854. doi: 10.1016/j.soildyn.2007.01.005.
- Olsen, R. S. (1997) 'Cyclic liquefaction based on the cone penetrometer test', in *NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils*. Buffalo, NY USA: National Center for Earthquake Engineering Research (Technical Report NCEER-97, -0022), pp. 225–276.
- Prakash, S. (1981) *Soil dynamics*. San Francisco, USA: McGraw-Hill Companies. Available at: <http://download.libgen.io/get.php?md5=7B67184FCECED397B902D5D449EF18D&key=245TV0AVHZHVHBDP>.
- Ramberg, W. and Osgood, W. R. (1943) 'Description of stress - strain curves by three parameters', *National Advisory Committee for Aeronautics, Washington D.C.*, p. Technical Note No. 902. Available at: <https://ntrs.nasa.gov/archive/nasa/casi.ntrs.nasa.gov/19930081614.pdf>.
- Rayleigh, J. and Lindsay, R. (1945) *The theory of sound*. 1st American ed. New York: Dover Publications.
- Robertson, P. K. (1990) 'Soil classification using the cone penetration test', *Canadian Geotechnical Journal*, 27(1), pp. 151–158. doi: 10.1139/t90-014.
- Robertson, P. K. (2009) 'Interpretation of cone penetration tests — a unified approach', *Canadian Geotechnical Journal*, 46(11), pp. 1337–1355. doi: 10.1139/T09-065.
- Robertson, P. K. and Cabal, K. L. (2015) *Guide to Cone Penetration Testing for Geotechnical Engineering*. 6th edn, *Gregg Drilling & Testing, Inc.* 6th edn. Signal Hill, California. Available at: <http://www.cpt-robertson.com/publications#>.
- Robertson, P. K. and Campanella, R. G. (1983a) 'Interpretation of cone penetration tests. Part I: Sand', *Canadian Geotechnical Journal*, 20(4), pp. 718–733. doi: 10.1139/T07-109.
- Robertson, P. K. and Campanella, R. G. (1983b) 'Interpretation of cone penetration tests. Part II: Clay', *Canadian Geotechnical Journal*, 20(4), pp. 734–745. doi: 10.1139/t83-079.
- Robertson, P. K. and Campanella, R. G. (1985) 'Liquefaction potential of sands using the CPT', *Journal of Geotechnical Engineering*, 111(3), pp. 384–403. doi: 10.1061/(ASCE)0733-9410(1985)111:3(384).
- Robertson, P. K., Woeller, D. J. and Finn, W. D. L. (1992) 'Seismic cone penetration test for evaluating liquefaction potential under cyclic loading', *Canadian Geotechnical Journal*, 29(4), pp. 686–695. doi: 10.1139/t92-075.
- Saxena, S. K. and Reddy, K. R. (1989) 'Dynamic moduli and damping ratios for Monterey No.0 sand by resonant column tests', *Soils and Foundations*, 29(2), pp. 37–51. doi: 10.3208/sandf1972.29.2_37.
- Schnabel, P. B., Lysmer, J. and Seed, H. B. (1972) *SHAKE: a computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites*, *Earthquake Engineering Research Center*. doi: UCB/EERC-72/12.
- Seed, B. and Lee, K. L. (1966) 'Liquefaction of Saturated Sands during Cyclic Loading', *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*. New York, NY USA, 92(SM6), pp. 105–134. Available at: <https://trid.trb.org/view.aspx?id=38714>.

- Seed, H. (1979) 'Soil liquefaction and cyclic mobility evaluation for level ground during earthquakes', *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 105(GT2), pp. 201–255. Available at: <http://worldcat.org/oclc/3519342>.
- Seed, H. B. (1981) 'Earthquake-Resistant Design of Earth Dams', in *Proceedings of the First International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering & Soil Dynamics*, pp. 1157–1173.
- Seed, H. B. (1983a) 'Earthquake-resistant design of earth dams', in *Symposium on Seismic Design of Embankments and Caverns (ed. T.R.Howard)*, ASCE. New York, pp. 41–64.
- Seed, H. B. (1984) *The influence of SPT procedures in soil liquefaction resistance evaluations*. Report No. UCB/EERC-84/15. Berkeley: University of California, Earthquake Engineering Research Center.
- Seed, H. B. and de Alba, P. (1986) 'Use of SPT and CPT tests for evaluating the liquefaction resistance of soils.', in *Proceedings of the Specialty Conference on the Use of in situ Tests in Geotechnical Engineering*. Virginia, United States: American Society of Civil Engineers, pp. 120–134. Available at: <http://cedb.asce.org/CEDBsearch/record.jsp?dockey=0048828>.
- Seed, H. B. and Idriss, I. M. (1970) 'Soil moduli and damping factors for dynamic response analysis', *Journal of Terramechanics*, p. 109. doi: 10.1016/0022-4898(72)90110-3.
- Seed, H. B. and Idriss, I. M. (1971) 'Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential', *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 97(9), pp. 1249–1273.
- Seed, H. B. and Idriss, I. M. (1982) *Ground motions and soil liquefaction during earthquakes*. Berkeley, California, U.S.A.: Earthquake Engineering Research Institute. Available at: <http://trove.nla.gov.au/work/21509188?q&versionId=25772685>.
- Seed, H. B. *et al.* (1985) 'Influence of SPT procedures in soil liquefaction resistance evaluations', *Journal of Geotechnical Engineering*, 111(12), pp. 1425–1445.
- Seed, H. B. *et al.* (1986) 'Moduli and Damping Factors for Dynamic Analyses of Cohesionless Soils', *Journal of Geotechnical Engineering*, 112(11), pp. 1016–1032. Available at: [http://ascelibrary.org/doi/abs/10.1061/\(ASCE\)0733-9410\(1986\)112:11\(1016\)](http://ascelibrary.org/doi/abs/10.1061/(ASCE)0733-9410(1986)112:11(1016)).
- Seed, H. B., Idriss, I. M. and Arango, I. (1983) 'Evaluation of Liquefaction Potential Using Field Performance Data', *Journal of Geotechnical Engineering*, 109(3), pp. 458–482. doi: 10.1061/(ASCE)0733-9410(1983)109:3(458).
- Seed, H. B., MORI, K. and CHAN, C. K. (1977) 'Influence of seismic history on liquefaction of sands', *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. New York, NY USA: Proc. Paper 11318 Proceeding, 103(GT4), pp. 257–270.
- Seed, H. *et al.* (1972) 'Soil conditions and building damage in 1967 Caracas earthquake', *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division*, 98(SM8), pp. 787–806. Available at: <http://trid.trb.org/view.aspx?id=126061>.
- Seed, R. B., Cetin, K. O. and Moss, R. E. S. (2001) 'Recent advances in soil liquefaction engineering and seismic site response evaluation', *Fourth International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics and Symposium in Honor of Professor W.D. Liam Finn*, pp. 1–45.
- Sherif, M. A., Ishibashi, I. and Gaddah, A. H. (1977) 'Damping ratio for dry sands', *ASCE J Geotech Eng Div*, pp. 743–756. doi: 10.1007/s10706-008-9192-5.

- Skempton, A. W. (1986) 'Standard penetration test procedures and the effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, ageing and overconsolidation', *Geotechnique*, 36(3), pp. 425–447. Available at: http://old.profs.semnan.ac.ir/ahadad/upload_file/25.946.file_ref.18.12.pdf.
- Song, J., Johnson, C. I. and Muhammad, K. (2007) 'Quantifying uncertainties in paleoliquefaction studies', *Urbana*. Urbana: Urbana, IL 61801, 51, p. 47.
- Stark, T. D. and Olson, S. M. (1995) 'Liquefaction resistance using CPT and field case histories', *Journal of Geotechnical Engineering*, 121(12), pp. 856–869. doi: 10.1061/(ASCE)0733-9410(1995)121:12(856).
- Stokoe, K. H., Lee, S. H. H. and Knox, D. P. (1985) 'Shear Moduli Measurements under True Triaxial Stresses', in Vijay Khosla (ed.) *Advances in the Art of Testing Soils Under Cyclic Conditions*. American Society of Civil Engineers, pp. 166–185.
- Sun, J. I., Golesorkhi, R. and Seed, H. B. (1988) *Dynamic moduli and damping ratios for cohesive soils*. Report N°.UCBtEEIC•8811 5. Berkeley: Earthquake Engineering Research Center, University of California. Available at: <https://nehrpsearch.nist.gov/static/files/NSF/PB91210922.pdf>.
- Suzuki, Y. *et al.* (1995) 'Field correlation of soil liquefaction based on CPT data', in *Proceedings of the International Symposium on Cone Penetration Testing*. (CPT. Vol. 95), pp. 583–588.
- Suzuki, Y., Sanematsu, T. and Tokimatsu, K. (1998) 'Correlation between SPT and seismic CPT', in *Proceedings, Conference on Geotechnical Site Characterization*, p. 1375–1380.
- Tokimatsu, K. and Akihiko UCHIDA (1990) 'Correlation between liquefaction resistance and shear wave velocity', *Soils and foundations*, 30(2), pp. 33–42. Available at: https://www.jstage.jst.go.jp/article/sandf1972/30/2/30_2_33/_pdf.
- Tokimatsu, K., Yamazaki, T. and Yoshimi, Y. (1986) 'SOIL LIQUEFACTION EVALUATIONS BY ELASTIC SHEAR MODULI', *Soils and Foundations*, 26(1), pp. 25–35. Available at: https://www.jstage.jst.go.jp/article/sandf1972/26/1/26_1_25/_pdf.
- Toprak, S. and Holzer, T. L. (2003) 'Liquefaction Potential Index: Field Assessment', *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 129(4), pp. 315–322. doi: 10.1061/(ASCE)1090-0241(2003)129:4(315).
- Ueng, T.-S. and Chen, J.-C. (1992) *Computational Procedures for Determining Parameters in Ramberg-Osgood Elastoplastic Model Based on Modulus and Damping Versus Strain*. UCRL-ID-111487. United States: Lawrence Livermore National Lab., CA (United States). Available at: <https://www.osti.gov/scitech/servlets/purl/6496483>.
- Unjoh, S. *et al.* (2012) 'Effect of earthquake ground motions on soil liquefaction', *Soils and Foundations*, 52(5), pp. 830–841. doi: 10.1016/j.sandf.2012.11.006.
- Vucetic, M. (1994) 'Cyclic Threshold Shear Strains in Soils', *Journal of Geotechnical Engineering*, 120(12), pp. 2208–2228. doi: 10.1061/(ASCE)0733-9410(1994)120:12(2208).
- Vucetic, M. and Dobry, R. (1991) 'Effect of soil plasticity on cyclic response', *Journal of Geotechnical Engineering*, 117(1), pp. 89–107. doi: 10.1061/(ASCE)0733-9410(1991)117:1(89).
- Wenshao Wang (1979) *Some findings in soil liquefaction*. Beijing, China: Earthquake Engineering Dept., Water Conservancy and Hydroelectric Power Scientific Research Institute.
- Wilson, E. L. and Clough, R. W. (1962) 'Dynamic response by step-by-step matrix analysis', in *Symposium on the Use of Computers in Civil Engineering, Lisbon, Portugal. Oct., 1962*. Lisbon, Portugal.

- Woods, R. D. (1978) 'Measurement of dynamic soil properties', in *From Volume I of Earthquake Engineering and Soil Dynamics--From Volume I of Earthquake Engineering and Soil Dynamics--Proceedings of the ASCE Geotechnical Engineering Division Specialty Conference, June 19-21, 1978, Pasadena, California. Sponsored by Geot.*, pp. 91–178. Available at: <https://trid.trb.org/view.aspx?id=74544> (Accessed: 6 January 2078).
- Woods, R. D. (1991) 'Field and Laboratory Determination of Soil Properties at Low and High Strains', in *International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*. St. Louis, Missouri: Missouri University of Science and Technology, pp. 1727–1741.
- Yamazaki, F. and Ansary, M. A. (1997) 'Horizontal-To-Vertical Spectrum Ratio of Earthquake Ground Motion for Site Characterization', *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 26(7), pp. 671–689. doi: 10.1002/(SICI)1096-9845(199707)26:7<671::AID-EQE669>3.3.CO;2-J.
- Yoshimi, Y., Tokimatsu, K. and Hosaka, Y. (1989) 'Evaluation of Liquefaction Resistance of Clean Sands Based on High-Quality Undisturbed Samples', *Soils and Foundations, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 29(1), pp. 93–104. doi: 10.1248/cpb.37.3229.
- Youd, T. and Idriss, I. (1997) 'Proceeding of the NCEER workshop on evaluation of liquefaction resistance of soils.', in *Technical report NCEER (Vol. 97)*. Buffalo, N.Y.: National Center for Earthquake Engineering Research (NCEER), p. 276.
- Youd, T. L. and Noble, K. S. (1997) 'Liquefaction criteria based on statistical and probabilistic analyses', in *NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils*. Buffalo, NY USA: National Center for Earthquake Engineering Research (Technical Report NCEER-97, -0022), pp. 201–216. Available at: <https://trid.trb.org/view.aspx?id=542973>.
- Youd, T. L. and Noble, S. K. (1997a) 'Magnitude scaling factors', in *NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils*. University, Brigham Young, Buffalo, NY USA: National Center for Earthquake Engineering Research (Technical Report NCEER-97, -0022), pp. 149–166. Available at: <https://trid.trb.org/view.aspx?id=542970>.
- Youd, T. L., Idriss, I. M., Andrus, R. D., Arango, I., Castro, G., Christian, J. T., Dobry, R., Finn, W. D. L., Harder, L. F. Jr., Hynes, M. E., Ishihara, K., Koester, J. P., Liao, S. S. C., Marcuson, W. F. III, Martin, G. R., Mitchell, J. K., Moriwaki, Y., K. H. I. (2001) 'Liquefaction Resistance of Soils: Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshops on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils', *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 127(10), pp. 817–833.