

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Mohamed Khider– Biskra
Faculté des Sciences et de la technologie
Département : Génie civil et hydraulique
Réf :



جامعة محمد خيضر بسكرة
كلية العلوم و التكنولوجيا
قسم : الهندسة المدنية و الري
المرجع :

Mémoire présenté en vue de l'obtention
du diplôme de
Magister en génie civil

Option : Interaction sol-structure

**INFLUENCE DES SYSTEMES D'ISOLATION
PARASISMIQUE ET DE L'INTERACTION SOL
STRUCTURE SUR LE POTENTIEL DE
LIQUEFACTION DES SOLS DE FONDATION**

Présenté par :
HASROURI Samah

Soutenu publiquement le : 14/12/2010

Devant le jury composé de :

Président :	Mr MELLAS Mekki	MC	Université de Biskra.
Directeur de mémoire :	Mr OUNIS Abdelhafid	MC	Université de Biskra.
Examineur :	Mr CHEBILI Rachid	MC	Université de Biskra.
Examineur :	Mr HAMADI Djamel	MC	Université de Biskra.

Dédicace

Je dédie ce travail à :

La mémoire de mon père,

Ma mère,

Mes frères et sœurs

A tous ceux qui me sont chers.

Remerciements :

Ce travail a été effectué sous la direction de mon directeur de recherche, Monsieur OUNIS Abdelhafid, à qui je tiens à exprimer l'hommage de ma profonde gratitude pour toute la confiance qu'il m'a témoigné, les encouragements, les conseils et l'aide qu'il n'a cessé de me prodiguer tout au long de cette période.

Je voudrais également adresser mes vifs remerciements au Président du Jury.

Je tiens aussi à remercier les membres du Jury : Messieurs

Il m'est particulièrement agréable de remercier toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

SOMMAIRE

INTRODUCTION

CHAPITRE I: SISMOLOGIE ET COMPORTEMENT DES SOLS

1.1- Sismologie.....	03
1.1.1- Définition	03
1.1.2 - Causes des séismes	03
1.1.3- ondes sismiques	03
1.1.4 - Zonage du risque sismique « zoning »	06
1.1.5- Sites types	07
1.1.6- Hypothèses pour le calcul sismique	08
1.2-Comportement des sols sous chargement cyclique	11
1.2.1- Paramètres des sols	11
1.2.2- Influence de la nature des sols sur le mouvement sismique	11
1.2.3- Comportement du sol	12
Conclusion	26

CHAPITRE II : PHENOMENE DE LIQUEFACTION

2.1- Introduction	27
2.2- Description physique du phénomène	27
2.3- Evaluation de la susceptibilité a la liquéfaction d'un sol	31
2.4- Estimation du potentiel de la liquéfaction	34
2.4.1- Prévision de la contrainte de cisaillement due au séisme	37
2.4.2. Evaluation de la résistance à la liquéfaction	42
2.5- Essais en place et estimation de la CRR	44
2.5.1- Essai de Pénétration Standard (SPT)	44
2.5.2-Essai de pénétration statique au cône (CPT)	51
2.5.3- Estimation du CRR à partir des essais géophysique en Vs.....	61
Conclusion	65

CHAPITRE III : INTERACTION SOL STRUCTURE

3.1- Introduction	67
3.2-Illustration de l'effet de l'interaction sol-structure	68
3.3 -Formulation de l'interaction sol structure	73
3.4-Méthodes de prise en compte de l'interaction sol Structure	75
3.5- Modélisation du sol	81

Conclusion	82
------------------	----

CHAPITRE IV : LES SYSTEMES D'ISOLATION PARASISMIQUE

4. 1-Introduction	83
4.2-Systèmes de contrôle passif	83
4.2.1-Les systèmes de contrôle passif d'isolation sismique	84
4.2.1-1 Isolateur à base d'élastomère	85
4.2.1- 2 Modélisation des isolatrices	92
Conclusion	94

CHAPITRE V : MODELISATION

5.1-Introduction	95
5.2- Modélisation d'une structure encastrée (sans tenir compte l'effet ISS)	95
5.3- Modélisation du sol par un système de ressorts (tenir compte l'effet ISS)	102
5.4- Influence des systèmes d'isolation parasismique sur la réponse des structures	119
5.5- Influence des systèmes d'isolation parasismique et de l'interaction sol	137
structure sur la réponse sismique des structures (sole des fondations est sable lâche ou liquéfiable)	
CONCLUSIONS GENERALES	152
ANNEXE	154
REFERENCES	158

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I: SISMOLOGIE ET COMPORTEMENT DES SOLS

Figure 1-1: Mouvement des particules au passage d'une onde P	05
Figure 1-2: Mouvement des particules au passage d'une onde S	05
Figure 1-3 : Les ondes sismiques "Love "et Rayleigh"	06
Figure 1-4: Zonage du territoire national	07
Figure 1-5: Allures des spectres d'accélération moyenne pour différents sols	13
Figure 1-6: lois de comportement	14
Figure 1-7: Séquence de chargement idéalisée	16
Figure 1-8: courbe effort déformation cyclique	17
Figure 1-9: chargements cyclique quelconque	17
Figure1-10: variation de volume sous chargement cyclique	18
Figure1-11: modèle viscoélastique linéaire	20
Figure 1-12 : définition de l'amortissement normalisé	21
Figure 1-13: Modèle plastique «Iwan»	23

CHAPITRE II: PHENOMENE DE LIQUEFACTION

Figure 2-1: Inclinaison des murs de soutènement	28
Figure 2-2: Effondrement du parement amont de barrage San Fernando	28
Figure 2-3: Volcan de sable	29
Figure 2.4 : Effondrement des tabliers (Niigata, 1964)	29
Figure 2.5 : Déplacement latéral et longitudinal du pont d'Isser (Boumerdes, 2003)	29
Figure 2.6: Déplacements latéraux du terrain	29
Figure 2.7 : Phénomène de la liquéfaction à l'échelle microscopique	31
Figure 2.8a :L'organigramme résumant les différentes étapes menant a la prévision De la liquéfaction	36
Figure 2.8b : Procédure de détermination de la contrainte maximale de cisaillement	38

Figure 2.9. Facteur de réduction de la contrainte de cisaillement utilisée pour L'ajustement de la flexibilité dans le profil de sol durant les vibrations sismiques	39
Figure 2.10. Effet de la révision (correction) des coefficients de réduction des Contraintes sur la Magnitude des facteurs d'échelle (Idriss, 1999)	40
Figure 2.11. Les aspects principaux de la simplification des courbes de Contrainte cyclique	41
Figure 2.12 : Relation entre le rapport de résistance cyclique et le nombre de Coups corrigé pour différents diamètres des grains	45
Figure 2.13 : Facteur correcteur CN de la contrainte effective en fonction du nombre De coups N-SPT	48
Figure 2.14: Potentiel de liquéfaction pour des cas étudié de liquéfaction et de Non-liquéfaction	50
Figure 2.15: Courbe recommandée pour le calcul du σ'_v à partir des données du CPT avec des données empiriques de liquéfaction (Adapté de Olson & Stark 1998; Robertson & Wride, 1997)	53
Figure 2. 16 : Diagramme du type de comportement des sols par CPT, proposé par Robertson (1990)	54
Figure 2. 17 : Variations de l'indice I_c en fonction de la teneur en fine et du degré de plasticité PI	56
Figure 2.18: Relation entre I_c et le facteur correcteur K_c	57
Figure 2.19 : Courbes CRR en fonction d' I_c et la teneur en fine correspondante	58
Figure.2.20 : organigramme de la méthode de Robertson pour l'estimation de la résistance à la liquéfaction	60
Figure2. 21 : courbes recommandées pour le calcul du CRR par les mesures de v_s dans les sols sableux et graveleux	64
CHAPITRE III: INTERACTION SOL STRUCTURE	
Figure 3.1: Effet de l'interaction sol-structure sur un ouvrage	68
Figure 3.2 : Modèle simplifié d'interaction sol-structure	69
Figure 3.3 : Influence de l'interaction sol – structure	72

Figure 3.4 : Décomposition du problème d'interaction sol-structure	74
Figure 3.5: Schématisation d'un problème d'interaction sol structure en éléments finis	76
Figure 3.6 : Schématisation d'une méthode de sous structure	77
Figure 3.7: Théorème de superposition	80
Figure 3.8 : Modélisation du sol par un système de ressorts.	81
CHAPITRE IV : LES SYSTEMES D'ISOLATION PARASISMIQUE	
Figure4-1a : isolateur élastomérique avec noyau de plomb.	86
Figure4-1b : Relation idéalisée hystérétique force-déplacement d'un appui en caoutchouc de plomb	87
Figure4-1C : Schéma de modèle de système d'isolation LRB	89
Figure 4-2 : Définition de la raideur effective du dispositif d'isolation sismique	93
CHAPITRE V : MODELISATION	
Figure 5.1 : portique rigide a trois niveaux	96
Figure 5.2 : Force de niveau (combinaison 0.8G+E)	97
Figure 5.3 : L'effort tranchant à la base (combinaison 0.8G+E)	98
Figure 5.4 : Force de niveau (combinaison G+Q+1.2E)	99
Figure 5.5 : L'effort tranchant à la base (combinaison G+Q+1.2E)	99
Figure 5.6 : Déplacements horizontale des nœuds de poteau de rive	101
Figure 5.7 : Déplacements verticale des nœuds de poteau de rive	101
Figure 5.8 : Portique sur des appuis élastiques	103
Figure 5.9 : Force de niveau (combinaison 0.8G+E)	105
Figure 5.10 : L'effort tranchant à la base (combinaison 0.8G+E)	105
Figure 5.11 : Force de niveau (combinaison G+Q+1.2E)	106
Figure 5.12 : L'effort tranchant à la base (combinaison G+Q+1.2E)	106
Figure 5.13 : Les modes propres de chaque site	109
Figure 5.14 : Déplacements horizontale des nœuds de poteau de rive	110
Figure 5.15 : Déplacements verticale des nœuds de poteau de rive	110

Figure 5.16 : Effort tranchant a la base sans ISS	111
Figure 5.17 : Effort tranchant a la base avec ISS	111
Figure 5.18 : Effort tranchant a la base sans et avec ISS du site 1	112
Figure 5.19 : Effort tranchant a la base sans et avec ISS du site 2	112
Figure 5.20 : Effort tranchant a la base sans et avec ISS du site 3	113
Figure 5.21 : Effort tranchant a la base sans et avec ISS du site 4	113
Figure 5.22 : période des structures sans et avec ISS du site 1	114
Figure 5.23 : période des structures sans et avec ISS du site 2	114
Figure 5.24 : période des structures sans et avec ISS du site 3	115
Figure 5.25 : période des structures sans et avec ISS du site 4	115
Figure 5.26 : déplacements horizontale de poteau de rive sans et avec interaction du site 1	116
Figure 5.27 : déplacements horizontale de poteau de rive sans et avec interaction du site 2	116
Figure 5.28 : déplacements horizontale de poteau de rive sans et avec interaction du site 3	117
Figure 5.29 : déplacements horizontale de poteau de rive sans et avec interaction du site 4	117
Figure 5.30 : Portique avec des isolateurs à la base (LRB)	119
Figure 5.31 : Les isolateurs utilisés à base d'élastomère (LRB)	120
Figure 5.32 : Model de système d'isolation LRB pour une analyse linéaire	121
Figure 5.33 : Force de niveau (combinaison 0.8G+E)	123
Figure 5.34 : L'effort tranchant à la base (combinaison 0.8G+E)	123
Figure 5.35 : Force de niveau (combinaison G+Q+1.2E)	124
Figure 5.36 : L'effort tranchant à la base (combinaison G+Q+1.2E)	124
Figure 5.37 : Les modes propres de chaque site	127
Figure 5.38 : Déplacements horizontal des nœuds de poteau de rive	128

Figure 5.39 : Déplacements vertical des nœuds de poteau de rive	128
Figure 5.40 : Effort tranchant à la base sans isolateur parasismique	129
Figure 5.41 : Effort tranchant à la base avec isolateur parasismique	130
Figure 5.42 : Effort tranchant a la base sans et avec isolation du site 1	130
Figure 5.43.Effort tranchant a la base sans et avec isolation du site 2	131
Figure 5.44 : Effort tranchant a la base sans et avec isolation du site 3	131
Figure 5.45 : Effort tranchant a la base sans et avec isolation du site 4	132
Figure 5.46 : Période des structures sans et avec isolation du site 1	132
Figure 5.47 : Période des structures sans et avec isolation du site 2	133
Figure 5.48 : Période des structures sans et avec isolation du site 3	133
Figure 5.49 : Période des structures sans et avec isolation du site 4	134
Figure 5.50 : Déplacements horizontale de poteau de rive sans et avec isolation du site 1	134
Figure 5.51 : Déplacements horizontale de poteau de rive sans et avec isolation du site 2	135
Figure 5.52 : Déplacements horizontale de poteau de rive sans et avec isolation du site 3	135
Figure 5.53 : Déplacements horizontale de poteau de rive sans et avec isolation du site 4	135
Figure 5.54 : Force de niveau (combinaison $0.8G+E$)	138
Figure 5.55 : L'effort tranchant à la base (combinaison $0.8G+E$)	138
Figure 5.56 : Force de niveau (combinaison $G+Q+1.2E$)	139
Figure 5.57. L'effort tranchant à la base (combinaison $G+Q+1.2E$)	139
Figure 5.58 : Les modes propres pour les sites meubles	141
Figure 5.59 : déplacements horizontales des nœuds de poteau de rive	141
Figure 5.60 : déplacements vertical des nœuds de poteau de rive	142
Figure 5.61 : Effort tranchant a la base sans ISS	143

Figure 5.62 : Effort tranchant a la base avec ISS	143
Figure 5.63: Effort tranchant à la base avec isolateur parasismique	144
Figure 5.64 : Effort tranchant à la base avec isolateur parasismique et ISS	144
Figure 5.65 : Effort tranchant a la base sans et avec isolation et ISS du site 3	145
Figure 5.66 : Effort tranchant a la base sans et avec isolation et ISS du site 4	145
Figure 5.67 : période des structures sans et avec isolation et ISS du site 3	146
Figure 5.68 : période des structures sans et avec isolation et ISS du site 4	147
Figure 5.69 : Déplacements horizontale avec isolation et ISS des sites meubles	148
Figure 5.70 : Déplacements horizontale avec isolation et ISS des sites très Meubles liquéfiable	149
Figure 5.71 : Déplacements verticale avec isolation et ISS des sites meubles	150
Figure 5.72 : Déplacements verticale avec isolation et ISS des sites très Meubles liquéfiable	150

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I: LA SISMOLOGIE ET LE COMPORTEMENT DES SOLS

SOUS CHARGEMENT CYCLIQUE

Tableau 1-1: Coefficient d'accélération	07
Tableau 1-2: classification des sites(RPA)	08
Tableau1.3: accélérations maximales dans San Francisco [AFP 90]	12
Tableau 1.4: Caractérisation des modèles viscoélastique linéaires équivalents	22
Tableau1-5: Développement de la déformation de cisaillement	24

CHAPITRE II: PHENOMENE DE LIQUEFACTION

Tableau 2.1 : Classification des méthodes d'évaluation du potentiel de liquéfaction.	35
Tableau 2.2 : Avantages et inconvénients des différents essais d'estimation en place de la résistance à la liquéfaction	43
Tableau 2. 3 : Corrections sur le SPT (modifiées par skempton 1986) comme présentées par Robertson et Wride	47
Tableau 2.4 : Corrélation magnitude -nombre de cycles	50
Tableau 2.5 : Coefficient A en fonction de la magnitude du séisme	51
Tableau 2.6 : Limite du type de comportement (d'après Robertson, 1990)	55

CHAPITRE V : MODELISATION

Tableau 5.2 : caractéristiques géométrique	96
Tableau 5.3. Force de niveau- Effort tranchant à la base	96
Tableau 5.4. Coefficients de participation modale	100
Tableau 5.5. Déplacements des nœuds	100
Tableau 5.6. Raideurs équivalentes pour un milieu semi-infini (davidovici)	102
Tableau5 .7. Caractéristiques des différentes catégories de site	102
Tableau5 .8. Caractéristiques des sols	103
Tableau 5.9. Force de niveau- Effort tranchant à la base	104
Tableau 5.10. Coefficients de participation modale de site 1	107

Tableau 5.11. Coefficients de participation modale de site 2	107
Tableau 5.12. Coefficients de participation modale de site 3	108
Tableau 5.13. Coefficients de participation modale de site 4	108
Tableau 5.14. Déplacements des nœuds	109
Tableau 5.15. L'effort tranchant a la base sans et avec ISS	111
Tableau 5.16. Les déplacements horizontales sans et avec interaction	115
Tableau 5.17. Caractéristiques d'isolateur LRB	121
Tableau 5.18. Force de niveau- Effort tranchant à la base	122
Tableau 5.19. Coefficients de participation modale de site 1	125
Tableau 5.20. Coefficients de participation modale de site 2	125
Tableau 5.21. Coefficients de participation modale de site 3	126
Tableau 5.22. Coefficients de participation modale de site 4	126
Tableau 5.23. Déplacements des nœuds	127
Tableau 5.24. L'effort tranchant a la base sans et avec isolation parasismique	129
Tableau 5.25. Les déplacements horizontales sans et avec isolation	134
Tableau 5.26. Caractéristiques de sol	137
Tableau 5.27. Force de niveau- Effort tranchant à la base	137
Tableau 5.28. Coefficients de participation modale de site 3	140
Tableau 5.29. Coefficients de participation modale de site 4	140
Tableau 5.30. Déplacements horizontales des nœuds	141
Tableau 5.31. L'effort tranchant a la base sans et avec isolation parasismique et ISS	142
Tableau 5.32. Les périodes fondamentales des sites meubles	146
Tableau 5.33. Les périodes fondamentales des sites très meubles	147
Tableau 5.34. Les déplacements horizontaux avec isolation et ISS	148
Tableau 5.35. Les déplacements verticaux avec isolation et ISS	149

TABLE DES NOTATIONS

A_p : la zone de bonde de plomb

A_r : est la zone sous bonde de caoutchouc

a_{max} : Accélération maximale du sol en surface;

B_d : est le coefficient

CN: facteur de correction qui normalise N_m à une contrainte de confinement.

CE : correction pour l'énergie du marteau.

CB : facteur correcteur du diamètre du trou de sondage.

CR : facteur de correction sur la longueur de la tige du forage.

Cs : correction sur la procédure de prélèvement

CQ = le facteur de correction de la contrainte de confinement

CSR: cyclic stress ratio

CRR: rapport de résistance cyclique

\underline{C} : matrices d'amortissement

C_{bi} : l'amortissement visqueux du l'appui

D_y : le déplacement de rendement

d_{max} : déplacement maximal d'un sol

E : est Module d'élasticité dynamique

E_c : est le module de compression

E_{pi} : module pressiométrique moyen à travers la couche n (i)

F_v : le coefficient de site défini pour les classes des divers sites

F_{yi} : est la limite élastique du l'appui

FS: facteur de sécurité

FC : teneur en fines en pourcentage de masse

F_y : la force de rendement

$f(\gamma_{av})$: Déformation de cisaillement maximale atteinte durant l'essai cyclique à contrainte

f : est la fréquence fondamentale du bâtiment

f_{min} et f_{max} : sont des vitesses de coefficient de frottement au niveau des petits et grands glissements et sous pression constante

G : est le module de cisaillement (ou rigidité)

G_s : Le module secant

G'' : module de cisaillement de perte

g : Accélération de la pesanteur

h_i : la hauteur de niveau

h_s : épaisseur totale des couches de sols granulaires (sables et/ ou graviers)

h_c : épaisseur totale des couches de sols cohérents, argile et/ou marne.

I_c : l'indice du type de comportement du sol

I_p : indice de plasticité

\underline{K} : matrices de raideur du système

\underline{K}^* : représente la matrice d'impédance de la fondation rigide

K_c : le facteur correcteur des caractéristiques des grains

k_p : La rigidité post-rendement

K_{eff} : La raideur effective d'appui en caoutchouc de plomb

K_i : la rigidité initiale du l'appui

K_v : La rigidité verticale d'un appui élastomère

k'' : la raideur de la perte

$K_{x, y}$: raideur horizontal

K_z : raideur vertical

$K_{\psi, \phi}$: raideur de basculement

L : valeur maximale du rapport des contraintes cyclique dues au séisme

MSF : facteurs d'échelle d'ampleur

M_w : le moment d'ampleur

\underline{M} : matrices de masse

m : la masse

N_i : nombre de coups moyens non corrigé, enregistré à travers la couche d'épaisseur h_i

N_m : résistance à la pénétration mesurée.

N_c : représente une charge constante sur des isolateurs

N = la charge normale sur un appui

n_{eq} : contraintes cycliques important

n : un exposant variant avec le type du sol

P_{li} : pression limite moyenne à travers la couche (i)

$\underline{P}_F(w)$: la réaction du sol

\underline{P}_F : les forces nodales

\underline{P}_0 : forces et moments appliqués à la fondation en son centre

P_a : pression atmosphérique

Q_f : le vecteur de charge sur la frontière extérieure du modèle.

Q_i : le vecteur de charge en champ libre

Q : La force de caractéristique

q_{ci} : résistance de pointe moyenne à travers la couche (i)

q_{ui} : résistance en compression simple à travers la couche (i)

q_c = est la résistance à la pénétration à la pointe du cône; mesurée en place

q_{CIN} : La résistance à la pénétration normalisée

R : rapport des contraintes provoquant la liquéfaction en place

R_{ln} : rapport des contraintes engendrant une déformation limitée axiale de 5 à 6% en n cycles.

r_d : est un facteur correcteur de réduction de contrainte de cisaillement.

\underline{S}_F : matrice d'impédance de la fondation

S_1 : est 5% d'amortissement d'accélération spectrale de site

S_{d1} : est le coefficient spectral

S : est le facteur de forme

S_{DS} : paramètre de réponse spectrale de courte période

S_r : degré de saturation

T_s : période fondamentale du sol

\underline{T} : est la matrice de transformation

T : période, l'effort tranchant

T_d : est la période isole

u_t : déplacement absolu de la masse m

u_0 : le déplacement de la fondation

u : le déplacement relatif de la masse par rapport à A

\tilde{u}_g : déplacement harmonique

\tilde{u}_g : déplacement harmonique

U_i^* : représente le déplacement d'interaction cinématique

\underline{U}_0 : le vecteur des déplacements et rotations du centre de la fondation

U_1 : déplacement suivant l'axe x

U_3 : déplacement suivant l'axe z

V_p : La vitesse des ondes sismiques diminue avec la masse volumique ρ

V_s : La vitesse des ondes S de cisaillement

V : l'énergie potentielle, effort tranchant

W : énergie de déformation équivalente

W_i : poids de niveau

W : la charge de gravité

ω : pulsation à sa base (cas de la structure encastree à sa base).

Z_i : est le déplacement hystérèse non-dimensionnelle

Z : profondeur

λ : EST le module d'incompressibilité (constante de lamé)

ρ : est la masse volumique du matériau

ν : Est Coefficient de Poisson

σ : contrainte normale dans une direction

σ'_m : contrainte moyenne effective

σ_{v0} : Contrainte verticale totale à la profondeur considérée

σ_{v0}' : pression de confinement effective initiale

σ_h : Contrainte effective initiale horizontale dans la profondeur en question

σ_{YL} : la limite d'élasticité au cisaillement de plomb

σ'_{v0} : la contrainte effective verticale

$\varepsilon_L, \varepsilon$: déformations dans la même et dans la direction perpendiculaire

ξ : l'amortissement soumis à un déplacement harmonique

β : pourcentage d'amortissement

β_{eff} : Le taux effectif de l'amortissement critique

η : coefficient de perte

ΔW : énergie dissipée durant le cycle ;

$\tilde{\omega}$: pulsation propre

δW : le travail des forces non conservatives (forces d'amortissement)

Σt : est l'épaisseur totale du caoutchouc

ΣE_D : est la somme des aires des boucles d'hystérésis de tous d'isolateurs

$(\tau_{max})_r$: Contrainte de cisaillement maximale due au séisme à cette profondeur

θ : la rotation de la fondation

α_i : est un indice qui représente le rapport de la post-pré-rendement de rigidité

\ddot{U} : l'accélération verticale au sol

\dot{U} : Vitesse

μ_s : coefficient de frottement

μ_B : Valeur statique ou échappée

RESUME

La réduction de la charge cyclique déclenchant la liquéfaction s'avère un challenge important dans l'ingénierie parasismique. Les procédés de contrôle structurel, spécialement le contrôle passif des structures par systèmes d'isolation parasismique et dissipateurs d'énergie sont actuellement considérés comme solutions effectives à ce problème par la réduction du niveau de l'accélération imposée à la structure et par conséquent les forces de cisaillement et les déplacements relatifs en superstructure. Cette réduction des efforts de cisaillement limitera les dommages structurels et influera sur le potentiel de liquéfaction.

MOTS-CLES : liquéfaction, isolation sismique, interaction sol-structure

ABSTRACT

The reduction of cyclic loading triggering liquefaction is a major challenge in earthquake engineering. The processes of structural control especially control structures for passive isolation systems and earthquake sinks of energy are currently regarded as effective solutions to this problem by reducing the level of acceleration imposed on the structure and consequently forces shear and the relative displacements in the superstructure. This reduction of shear forces will limit the structural damage and impact on the liquefaction potential.

Keywords : liquefaction, seismic isolation, soil- structure interaction

ملخص

Introduction

INTRODUCTION

La liquéfaction peut générer des dégâts importants dans les zones urbaines. Au moment de l'évaluation du potentiel de liquéfaction, il faut savoir si la liquéfaction va être initiée ? L'initiation de la liquéfaction nécessite un facteur perturbant, déclenchant. Ce facteur déclenchant est le séisme. Pour évaluer le potentiel de liquéfaction, il est nécessaire de connaître la valeur de la charge cyclique d'un séisme subie par les sols de fondation et la capacité de ces sols de résister à la liquéfaction. Le potentiel de liquéfaction de sol en champ libre est différent de celui du sol de fondation. Ceci est principalement dû aux variations des efforts auxquels ces sols sont soumis. Il est donc essentiel d'examiner les effets de la structure sur le rapport cyclique des efforts. L'influence des structures sur le déclenchement de liquéfaction et la performance post liquéfaction sont des facteurs importants dans l'analyse du risque de liquéfaction. En pratique, pour l'évaluation du potentiel de liquéfaction de sol seul le mouvement du sol en champ libre (interaction cinématique) est considéré ignorant de ce fait tous les effets induits par la structure (interaction inertielle). C'est une approche simple d'exécution mais assez conservatrice.

La réduction de la charge cyclique déclenchant la liquéfaction s'avère un challenge important dans l'ingénierie parasismique. Les procédés de contrôle structurel, spécialement le contrôle passif des structures par systèmes d'isolation parasismique et dissipateurs d'énergie sont actuellement considérés comme solutions effectives à ce problème par la réduction du niveau de l'accélération imposée à la structure et par conséquent les forces de cisaillement et les déplacements relatifs en superstructure. Cette réduction des efforts de cisaillement limitera les dommages structurels et influera sur le potentiel de liquéfaction.

L'objectif de ce travail est d'étudier l'influence dans la prise en compte du phénomène d'interaction sol-structure sur le potentiel de liquéfaction des sols de fondations pour les structures munies de systèmes d'isolation parasismique comme moyen de contrôle passif de la réponse sismique.

Le premier chapitre de cette étude est un rappel de la sismologie et le comportement des sols sous chargement cyclique, il tient compte de quelques généralités sur les séismes pour mieux comprendre le phénomène et ces effets sur le sol et la structure, ainsi que les principaux phénomènes induits par un chargement sismique, et la classification des catégories de sites adaptée par les règlements parasismique algériennes RPA2003.

Dans le deuxième chapitre, on a essayé de donner une idée générale sur le phénomène de la liquéfaction de sol et les méthodes d'évaluation empiriques les plus utilisées actuellement à travers le monde et qui possèdent une grande base de données.

L'interaction sol-structure fait l'objet du troisième chapitre ; dans ce chapitre on montre l'importance de l'interaction sol-structure, la formulation, la modélisation d'un problème d'interaction et les méthodes de prise en compte de ce phénomène.

Dans le quatrième chapitre, nous présentons un état sur le contrôle passif de la réponse sismique par la technique d'isolation à la base au moyen du système LRB (Lead rubber bearing) et ces effets sur le comportement dynamique des structures.

Le cinquième chapitre traite la modélisation d'un bâtiment respectivement dans les deux cas : sans tenir compte de l'effet de l'interaction sol-structure et avec prise en compte de cet effet sur la structure de chaque site. Les sites liquéfiables sont spécialement analysés dans ce chapitre par la modélisation de la structure avec et sans isolateur parasismique. L'étude est effectuée par un calcul dynamique en utilisant le logiciel SAP2000 pour déterminer les périodes, les forces de niveau, l'effort tranchant à la base et les déplacements (qui exprime le potentiel de liquéfaction).

Enfin des conclusions et recommandations sont présentées pour parachever de travail.

Chapitre I

La sismologie et le comportement des sols

CHAPITRE I

SISMOLOGIE ET COMPORTEMENT DES SOLS

1.1- SISMOLOGIE

1.1.1-Définition

La sismologie est la science des tremblements de terre qui consiste à détecter et à analyser les vibrations naturelles du sol et par extension, les signaux sismiques générés artificiellement, elle a contribué de manière vitale à la prévision des tremblements de terre, et à la compréhension de la tectonique des plaques. Les tremblements de terre font partie des cataclysmes naturels qui ont toujours exercé une grande fascination sur l'humanité.

1.1.2- Causes des séismes

A partir, des lois de comportement classiques, on sait que lorsqu'un matériau rigide subit des contraintes de cisaillement, il commence d'abord à se déformer de manière élastique, puis lorsqu'il aura atteint sa limite d'élasticité, il passe à la rupture, en libérant de façon instantanée toute l'énergie qu'il a accumulé durant la déformation élastique.

La libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches de l'écorce sera dégagée le long des failles donnant lieu ainsi à des séismes plus ou moins destructeurs.

1.1.3 - Ondes sismiques

Un tremblement de terre correspond à une vibration transitoire du sol provoqué par les ondes sismiques émises lors d'un déplacement de sol (rupture) le long d'une faille active, à partir du foyer. La rupture cesse de se propager lorsque l'énergie potentielle de déformation est épuisée. Six sortes d'ondes de choc sont engendrées au cours du processus. Deux sont classées comme ondes de volume et les quatre autres sont des ondes de surface.

On distingue les principaux types d'ondes :

1.1.3.1 – Ondes de volume

Elles prennent naissance au foyer et se propagent à l'intérieur du manteau terrestre sous deux formes : on distingue les ondes **P** et les ondes **S**.

- Les ondes **P** :

Les ondes **P** (ou "primaires" car ce sont les plus rapides) sont des ondes de compression : le déplacement des particules est parallèle (longitudinal) à la direction de propagation de l'onde (Fig1-1). Elles se propagent dans la croûte terrestre à une vitesse de 6 à 8 km/s.

- La vitesse des ondes P est donnée par :

$$V_p = \sqrt{\frac{\lambda + 2G}{\rho}} = \sqrt{\frac{E(1-\nu)}{\rho(1-2\nu)(1+\nu)}}$$

Où :

- * λ : est le module d'incompressibilité (constante de lamé) ;
- * G : est le module de cisaillement (ou rigidité)
- * ρ : est la masse volumique.
- * ν : est Coefficient de Poisson ;
- * E : est Module d'élasticité dynamique [N/m²] ;

On a : $\lambda = \frac{\nu E}{(1-2\nu)(1+\nu)}$ et : $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$

Dans la théorie de l'élasticité : $E = \frac{\sigma}{\varepsilon}$, $\nu = \frac{\varepsilon_L}{\varepsilon}$

- σ : contrainte normale dans une direction ;
- $\varepsilon_L, \varepsilon$: déformation dans la même direction et dans la direction perpendiculaire ;

Les ondes P se propagent dans tous les milieux : les solides aussi bien que les liquides.

- Les ondes S :

Les ondes S (ou «secondaires» car elles arrivent après les ondes P) sont des ondes de cisaillement : le déplacement des particules est perpendiculaire (transversal) à la direction de propagation de l'onde (Fig1-2) Elles se propagent dans la croûte terrestre avec une vitesse d'environ 3 à 5 km/s

- La vitesse des ondes S est donnée par :

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} = \sqrt{\frac{E}{2\rho(1+\nu)}}$$

Où

- G est le module de cisaillement (ou rigidité),
- ρ est la masse volumique.

Avec la profondeur, la masse volumique augmente mais G augmente plus vite que ρ de sorte que V_p augmente avec la profondeur à condition que le milieu soit solide car $G=0$ dans les liquides.

La connaissance de la vitesse des ondes V_S est donc indispensable pour la détermination des caractéristiques dynamiques des sols (E, G, ν) nécessaires à la prise en compte de l'interaction sol – structure : $G = \rho V_S^2$ $\lambda + 2G = \rho V_P^2$

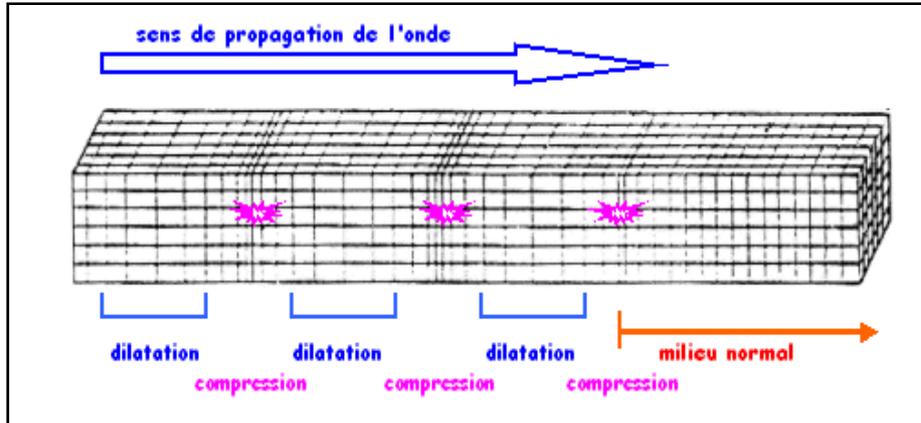


Figure 1-1: Mouvement des particules au passage d'une onde P

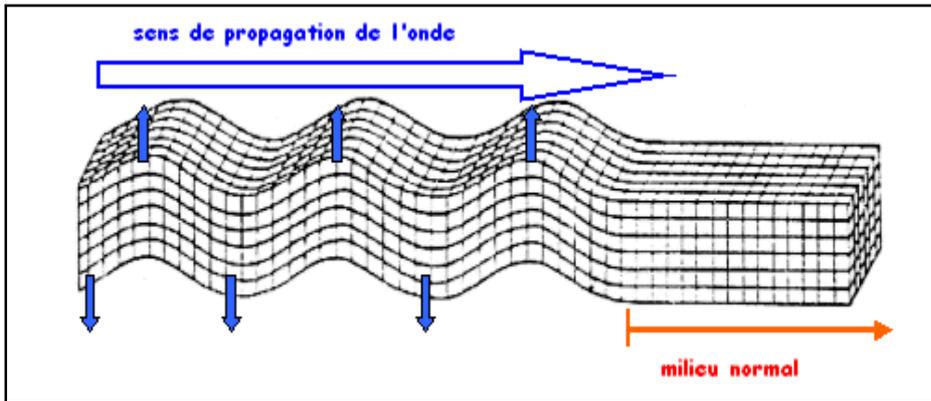


Figure 1-2: Mouvement des particules au passage d'une onde S

1.1.3.2 – ondes de surface

Les ondes de volume qui arrivent à la surface de la terre donnent naissance à des ondes de surface, elles se propagent parallèlement à la surface terrestre et font donc le tour du globe. Elles ne sont sensibles que sur une profondeur extrêmement faible. Les ondes de surface les plus importantes sont les suivantes :

- **Les ondes Rayleigh "R"** : Ce sont des ondes pour lesquelles les points du sol décrivent des ellipses dans le plan vertical et de sens rétrograde. Ce mouvement entraîne des compressions ou des tractions ainsi que des contraintes de cisaillement dans le sol. Leur vitesse atteint en moyenne 92% de celles des ondes S.
- **Les ondes de Love "L"** : Les points du sol se déplacent tangentiellement à la surface, perpendiculairement à la direction de propagation, elles n'entraînent que des contraintes de cisaillement (Fig1-3).

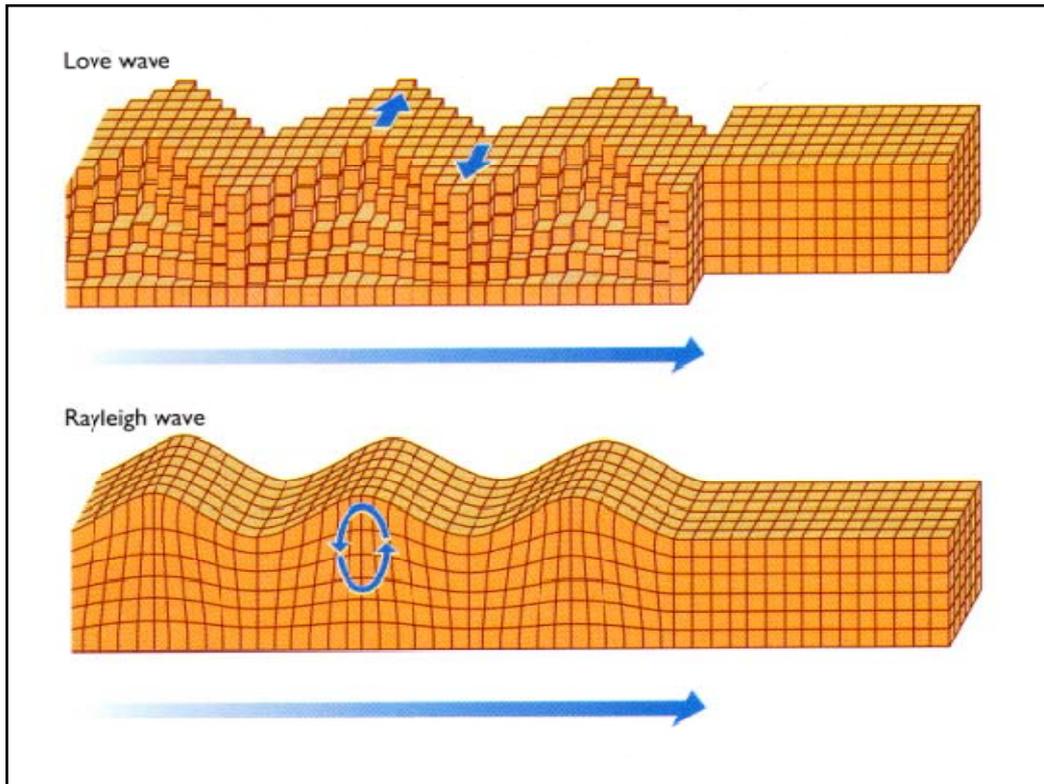


Figure 1-3: Les ondes sismiques "Love "et Rayleigh"

Le problème de propagation des ondes n'est pas complètement maîtrisé à ce jour. Il permet d'apprécier les conséquences du mouvement sismique au voisinage de la surface concernant le choix du site, le comportement du sol de fondation (glissement, tassement, liquéfaction) et l'étude de l'interaction sol – structure.

1.1.4. Zonage du risque sismique « zoning »

Le zonage du risque sismique constitue une base essentielle pour la définition de règles régissant les constructions résistantes aux séismes. Dans notre pays, le zonage suivant est adopté:

1. Zone 0 : Sismicité négligeable.
2. Zone 1 : Sismicité faible.
3. Zone 2 « a » et « b » : Sismicité moyenne.
4. Zone 3 : Sismicité élevée.

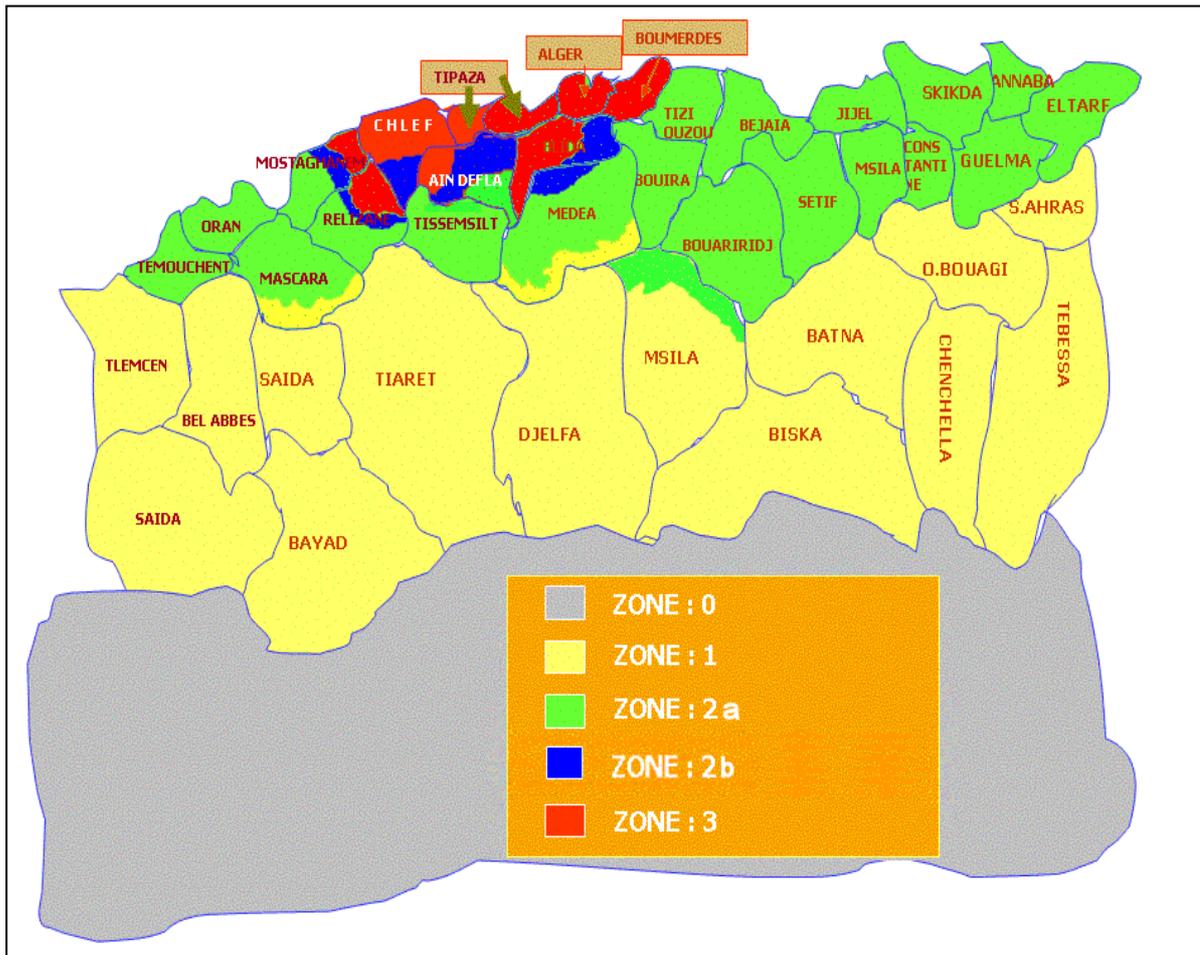


Figure1-4: Zonage du territoire national

Groupe	Zone I	Zone IIa	Zone IIb	Zone III	Classification des ouvrages selon leur importance
1A	0.15	0.25	0.30	0.40	Ouvrages d'importance vitale : Sécurité - Hôpitaux
1B	0.12	0.20	0.25	0.30	Ouvrages de grande importance: Scolaire et Culte
2	0.10	0.15	0.20	0.25	Ouvrages courants : Habitations- Bureaux
3	0.07	0.10	0.14	0.18	Ouvrages de faible importance: Hangars

Tableau 1-1: Coefficient d'accélération

1.1.5- Sites types

Le sol est classé en quatre catégories : le sol S_1 , S_2 , S_3 et S_4 , en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent.

- **Le sol S_1** : (site rocheux), roche ou autre formation géologique caractérisée par une vitesse moyenne d'onde de cisaillement $V_s \geq 800m/s$.

- **Le sol S₂**: (site ferme), rocher ou autre formation géologique comportant une couche superficielle de 5m au maximum, de matériau moins résistant ou d'argile sur consolidée, et/ou encore des dépôts de sables et des graviers très denses de 10 à 20 mètres d'épaisseur, où les propriétés mécaniques augmente progressivement avec la profondeur (la vitesse des ondes de cisaillement V_S atteint au moins 400m/s à partir de 10m de profondeur.
- **Le sol S₃**: (site meuble), dépôt de gravier ou sable de densité moyenne ou argile moyennement raide dont les épaisseurs varient de quelques dizaines à plusieurs centaines de mètres, où la vitesse des ondes de cisaillement est d'au moins 200m/s à 10m de profondeur et augmente jusqu'à 350m/s à 50m de profondeur.
- **Le sol S₄**: (site très meuble), ce sol est constitué par des dépôts de sables lâches, sans ou avec présence de couche d'argile molle, Ou dépôt d'argile molle à moyennement raide, où V_S est inférieure à 200m/s sur les vingt premiers mètres, ce sol peut aussi être constitué de sols cohérents de faible raideur.
- La classification admise par les règlements algériens RPA2003 est donnée par le tableau 1-2

Site	Type de sol	qc(MPa) (c)	N (d)	Pl(MPa)(e)	Ep(MPa)(e)	qu(MPa) (f)	Vs (m/s)(g)
S1	Rocheux (a)			>5	>100	>10	≥800
S2	Ferme	>15	>50	>2	>20	>0.4	≥400 - <800
S3	Meuble	1.5 - 15	10 - 50	1 - 2	5 - 20	0.1 - 0.4	≥200 - <400
S4	Très meuble (b)	<1.5	<10	<1	<5	<0.1	≥100 - <200

Tableau 1-2: classification des sites(RPA)

(g) : vitesse des ondes de cisaillement :

$$\overline{V_S} = \frac{\sum_i^n h_i}{\sum_i^n \left(\frac{h_i}{V_{Si}} \right)}$$

Avec V_{Si} vitesse d'onde de cisaillement à travers la couche i d'épaisseur h_i.

1.1.6- Hypothèses pour le calcul sismique

Les reconnaissances et étude de sol doivent permettre :

- La détection du risque de liquéfaction ;
- Le classement du site par rapport aux sites types ;
- La modélisation de l'interaction sol - structure impliquant la prise en compte des propriétés dynamiques du sol ;

Par hypothèse, à l'échelle des dimensions en plan des fondations, le sol est supposé être un milieu semi – infini, homogène et isotrope, de comportement élastique et linéaire, les couches du sol étant supposées horizontales. Le sol est défini par ces caractéristiques mécaniques :

- Le module dynamique de Young E , ou le module transversal dynamique G ;
- Le coefficient de poisson dynamique ν ;
- La masse volumique ρ ;
- L'amortissement interne de frottement ;
- Un sol stratifié est représenté par différentes couches définies par leurs épaisseurs et leurs caractéristiques mécaniques ;

Généralement, la connaissance des caractéristiques mécaniques du sol est assez imprécise, l'hypothèse faite sur l'homogénéité est rarement vérifiée ; les sols sont la plupart du temps stratifiés et leurs propriétés mécaniques augmentent en générale avec la profondeur.

1.1.6.1- Module d'élasticité

Les expériences sur site et en laboratoire ont permis de faire les constatations suivantes concernant le module d'élasticité :

- Pour une couche importante et homogène d'argile saturée, ou un grand remblai bien compacté, le module E est le même en chaque point (homogène) et dans toutes les directions (isotrope) ;
- Pour une couche épaisse de sable ou de gravier, le module E croît proportionnellement avec la profondeur (non homogène mais isotrope) ;
- Pour un sol constitué de couches minces alternativement molles et résistantes, le module E est constant en tous points (homogène), mais le frottement des couches molles par les couches résistantes produit une anisotropie ;
- Le module E du sable ne varie qu'insensiblement avec l'humidité, la granulométrie et la porosité, par contre le module dépend de la forme des grains : plus les grains sont anguleux, plus le module est fort à l'indice des vides égale ;
- Le module d'élasticité des argiles diminue rapidement avec l'humidité et diminue aussi lorsque le coefficient de porosité augmente ;

Les modules dynamiques étant fonction des vitesses des ondes longitudinales et des ondes transversales, leur détermination se fait par des essais sismiques.

Le module dynamique mesuré par la méthode de « cross hole » est une mesure sous sollicitations faibles (comportement élastique et linéaire) pour lesquelles les modules d'élasticité E et de cisaillement G sont élevés. On sait que sous sollicitations fortes (déformations induites par le séisme), le module de cisaillement G à prendre en compte est plus faible que sous sollicitations faibles.

1.1.6.2- Période de vibration

Dans la modélisation de l'interaction sol-structure, il y a lieu donc, de tenir compte de la diminution du module de déformation avec l'augmentation du niveau de déformation.

Pour certaines combinaisons d'action ou dans les calculs des fondations profondes, on doit disposer de la période fondamentale du sol T_s et aussi du déplacement maximal d_{\max} d'un sol de profil homogène.

- La période fondamentale est donnée par NOVAK en fonction de l'épaisseur H de la couche et de la vitesse V_s des ondes de cisaillement :

$$T_s = \frac{4H}{V_s} = 4H \sqrt{\frac{\rho}{G}}$$

- Dans le cas d'un sol à profil stratifié, cette période peut être considérée égale à :

$$T_s = \frac{4H}{\sqrt{\frac{\sum G_i H_i}{\sum \rho_i H_i}}}$$

- Par ailleurs, on peut admettre, dans le cas d'un sol de profil homogène, que la déformée du sol est un quart de sinuséide, défini par le déplacement à la surface, soit :

$$d_{\max} = \lambda a_n \frac{\rho}{G} \left(\frac{2H}{\pi} \right)^2$$

Avec : $\lambda = 1$ pour les sites S_1 , $\lambda = 0.9$ pour les sites S_2 , $\lambda = 0.8$ pour les sites S_3 , S_4

1.2-COMPORTEMENT DES SOLS SOUS CHARGEMENT CYCLIQUE

1.2.1. Paramètres des sols

Un sol est habituellement défini par des paramètres non indépendants. Les paramètres les plus couramment utilisés sont les suivants : la porosité « n », l'indice des vides « e », le degré de saturation « s_r », teneur en eau « w », le poids volumiques des particules solides « γ_s », de l'eau « γ_w », du sol « γ », du sol sec « γ_d », et la densité des particules solides « D ».

1.2.2- Influence de la nature des sols sur le mouvement sismique

Les observations faites sur des sites lors de séismes réels mettent clairement en évidence l'influence que peut avoir la nature géotechnique des couches de surface sur le mouvement sismique enregistré. Ce fait a été reconnu depuis une vingtaine d'années et a conduit à considérer des spectres de réponse différents suivant les natures de sol. Les séismes majeurs récents qui ont affecté le monde (Mexico, 1985; Loma Prieta, 1989; Northridge, 1994; Kobe, 1995) n'ont fait que confirmer le fait suivant: les sols alluvionnaires ont, en règle générale, tendance à amplifier le mouvement incident, plus particulièrement en basse fréquence. A titre d'illustration, les enregistrements du séisme de Loma Prieta obtenus sur les sites rocheux de la ville de San Francisco présentent une accélération maximale de 0.10 g environ; les enregistrements de ce même séisme sur les sites alluvionnaires font apparaître des accélérations maximales deux à trois fois plus élevées (tableau 1-3), et des spectres présentant des pics importants en basse fréquence. Le foyer du séisme étant éloigné des sites d'enregistrements (85 km environ), il ne peut s'agir d'un effet local lié à la source (directivité, ...); de même, les sites d'enregistrements étant proches les uns des autres (dans un rayon de quelques kilomètres), il ne peut s'agir d'un effet lié à la propagation des ondes dans la croûte terrestre entre la source et le site. Le seul paramètre pouvant réellement affecté la nature du mouvement enregistré est la nature géotechnique des sites, c'est-à-dire les caractéristiques mécaniques des sols au voisinage de la surface.

Il ne faut cependant pas déduire des observations précédentes, et d'autres analogues faites à Mexico par exemple, que les sols alluvionnaires amplifient systématiquement les accélérations sismiques. Reprenant les sites de la ville de San Francisco, il apparaît que lors du séisme de 1957, qui a également pris naissance sur la faille de San Andreas, mais à une distance plus faible de la ville (15 à 20 kilomètres), les accélérations enregistrées sur les sites rocheux étaient également de l'ordre de 0.10 g, car le séisme avait une magnitude plus faible (5.3 au lieu de 7.1). Par contre, en surface des sites alluvionnaires, les accélérations enregistrées sont pour ce séisme 1.5 à 2 fois plus faibles que celles sur rocher (0.05 g à 0.07 g).

Pour être à même d'évaluer de telles différences, il est nécessaire de posséder une connaissance approfondie du comportement du sol sous chargement cyclique de façon à pouvoir intégrer ce comportement dans des modèles de calcul élaborés. On peut considérer qu'à l'heure actuelle, même si beaucoup d'aspects restent encore à préciser, notre connaissance du comportement du sol est suffisamment avancée et les modèles de calcul

suffisamment développés pour permettre une évaluation satisfaisante pour les ingénieurs, de ces phénomènes.

Station	Stratigraphie	Accélération Maximale du sol	
		1957	1989
Golden Gate Park	Rocher	0.13	
Market/Guerrero St	Rocher	0.12	
State Building	Sable + Sable argileux (60m)	0.10	
Mason/Pine St	Rocher	0.10	
Alexander Building	Silt argileux +Sable (45 m)	0.07	0.17
Southern Pacific B.	Argile molle	0.05	0.20
Rincon Hill	Rocher	0.10	0.09*
Oakland City Hall	Argile, Sable (30m) +Argile raide (270m)	0.04	0.26

Tableau1-3: accélérations maximales dans San Francisco [AFP 90] [38]

Sur la base de ces observations, les divers codes de construction parasismiques reconnaissent la nécessité de prendre en compte la nature géotechnique du sol dans la définition des sollicitations sismiques. Cette prise en compte se traduit par la définition de spectres de réponse différents suivant la nature du sous-sol, caractérisée de façon assez schématique par la vitesse de propagation moyenne des ondes de cisaillement sur les 30 mètres supérieurs de la couche de sol.

1.2.3- Comportement du sol

L'examen d'enregistrements de mouvements de sols produits par un même séisme en surface de sols de natures géologiques et géotechniques différentes fait apparaître une forte dépendance de la nature du mouvement sur les caractéristiques géotechniques.

Les spectres de réponse moyens (Fig1-5), calculés à partir d'enregistrements réels obtenus sur des sols rocheux, argileux, raides, de profondeur moyenne ou des dépôts alluviaux profonds, montrent la nécessité qu'il y a à étudier le comportement des sols sous chargement dynamique pour parvenir, en zones sismiques, à une conception fiable des ouvrages qui y sont fondés, c'est en particulier le cas pour les ouvrages importants comme les centrales nucléaires, les barrages, les tours, ...etc.

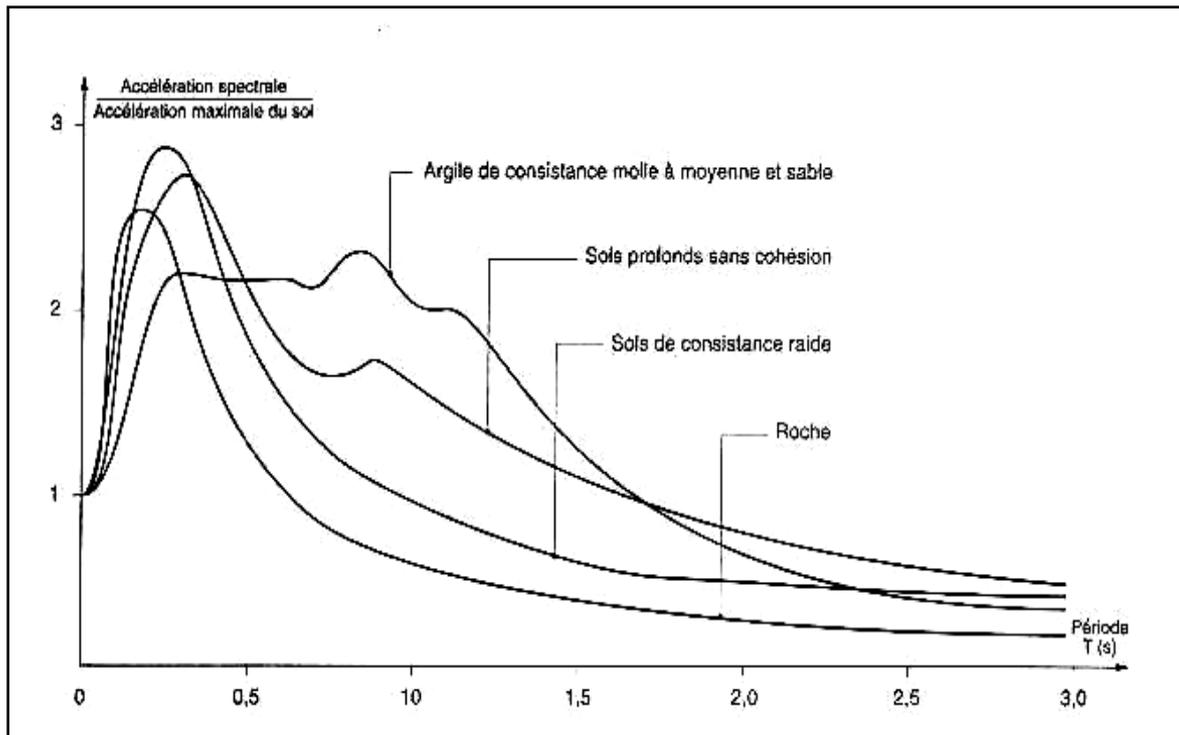


Figure 1.5: Allures des spectres d'accélération moyenne pour différents

1.2.3.1- Description de la loi de comportement

1.2.3.1.1- loi de comportement

La loi de comportement est une relation liant le tenseur de contrainte $\underline{\sigma}$, le tenseur de déformation $\underline{\varepsilon}$ et leur incrément $d\underline{\sigma}$ et $d\underline{\varepsilon}$. En général, pour les sols, le temps n'intervient pas dans l'expression de la loi de comportement (Fig1-6). La formulation de la loi de comportement est obtenue dans le cadre d'une théorie donnée : élasticité, viscoélasticité, élasto-plasticité...

Le modèle ainsi déterminé permet d'évaluer le comportement du sol soumis à des chemins de contraintes quelconques, tels que ceux suivis in-situ lors d'un séisme. Le modèle doit être formulé en contraintes effectives puisque le comportement du sol est régi par ces contraintes.

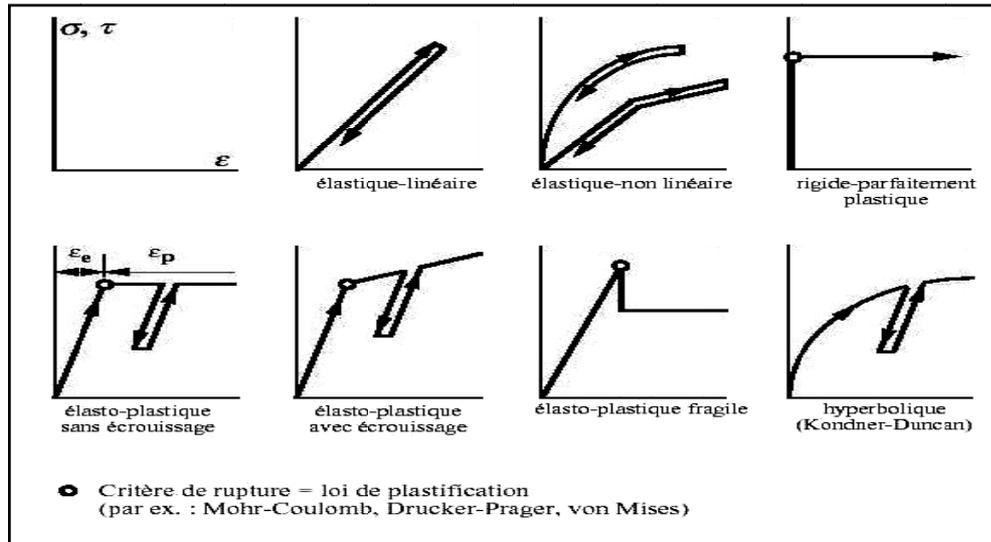


Figure1-6 : lois de comportement

1.2.3.1.2- Description expérimentale

Elle consiste à anticiper le mode de chargement auquel va être soumis, en place, un élément de sol lors de la sollicitation sismique. Le comportement du sol sous ce type de chargement est caractérisé par une courbe « effort – déformation » qui est directement utilisée, pour rendre compte du comportement du sol en place.

Par rapport à la vitesse d'application des charges, la perméabilité du sol n'est donc pas suffisante pour permettre un drainage de celui-ci. Dans ce type d'approche les contraintes sont exprimées en terme de contraintes totales – en effet le comportement des sols est régi par les contraintes effectives la compréhension du comportement non drainé du sol réside dans la loi de comportement. Cette loi détermine la tendance à la variation du volume du sol qui se traduit, en comportement non drainé ou partiellement drainé, par une variation de la pression interstitielle, donc de la contrainte effective.

La limitation de cette deuxième approche en contraintes totales apparaît clairement dès que les conditions de drainage deviennent complexes.

On distingue dans le comportement du sol deux stades distincts :

- Le stade des déformations limitées où un état de rupture du sol n'est pas atteint : la caractérisation du sol dans ce stade permettra de procéder au dimensionnement des ouvrages lors des séismes : calcul d'interaction sol - structure par exemple.
- Le stade de la rupture, associé à la grande déformation, ce stade permet de s'assurer du non rupture des sols de fondations : liquéfaction des sables.

1.2.3.1.3- Observation expérimentales

a)- Chargement monotone

Il est nécessaire de rappeler le comportement des sols sous chargement quasi-statique monotone avant d'aborder l'étude du comportement du sol sous chargement dynamique. Les courbes efforts déformation obtenues à l'appareil triaxial pour trois chemins de contraintes différents :

- Compression isotrope ;
- Essai à déformation latérale nulle ;
- Essai triaxial classique à contrainte radiale (ou pression de confinement) constante ;

L'examen des résultats expérimentaux montre que :

- a)* il existe un domaine de faible déformation pour lequel la relation entre la contrainte appliquée et la déformation associée est linéaire.
- b)* Au-delà d'un certain seuil de contrainte et quel que soit le chemin de contrainte suivi, la relation effort-déformation n'est plus une droite. Le comportement du sol cesse d'être linéaire. Il faut noter que la non linéarité n'exclurait pas a priori l'hypothèse d'un comportement élastique qui se traduirait par un trajet de décharge identique à celui de la charge.
- c)* Si à partir d'une contrainte suffisamment élevée on effectue une décharge de l'échantillon, le trajet suivi lors de la décharge n'est plus identique au trajet suivi lors de la charge. Il y a apparition d'une déformation résiduelle.
- d)* Pour certains trajets de chargement la déformation devient très importante pour une valeur finie de la contrainte appliquée. Le sol atteint un état de rupture.

Sous chargement quasi-statique monotone le comportement du sol est donc caractérisé par un domaine d'élasticité (domaine à l'intérieur duquel les déformations restent élastiques).

B)- Chargement cyclique

Il est d'usage dans les calculs de réponse dynamique d'un profil de sol, ou dans les problèmes d'interaction sol-structure, de considérer que le mouvement sismique a pour origine une onde de cisaillement se propageant verticalement depuis le substratum. Dans ces conditions, un élément de sol pris dans la couche de sol est soumis aux cycles de sollicitation représentés sur la Figure 1-7.

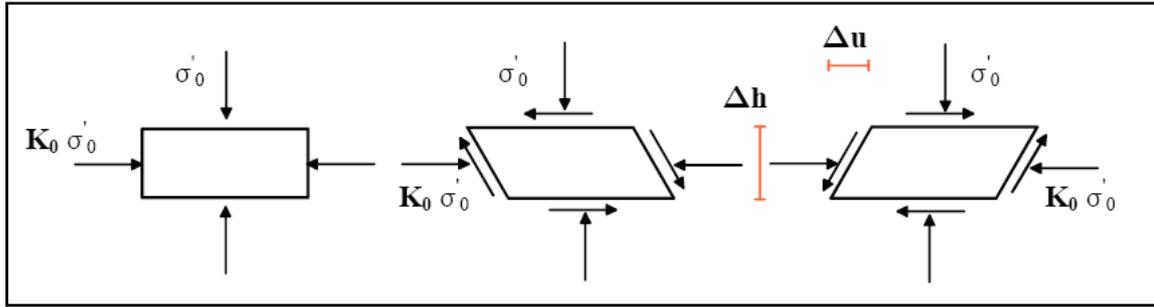


Figure1-7: Séquence de chargement idéalisée [38]

Initialement, dans le cas d'un profil de sol horizontal, l'élément est en équilibre sous les contraintes verticales effectives σ'_v , et horizontale effective $K_0 \sigma'_v$, où K_0 est le coefficient de poussée des terres au repos. Le passage de l'onde de cisaillement se traduit par l'application sur les faces horizontales de l'élément de sol, et donc sur les faces verticales pour maintenir les conditions d'équilibre, d'une contrainte de cisaillement $\tau(t)$. Sous l'effet de cette contrainte, l'échantillon subit une déformation de cisaillement simple, qui pour un matériau à comportement élastique, se traduirait par une variation de volume nulle. La déformation de cisaillement, appelée distorsion, est définie par :

$$\gamma = \frac{\partial u}{\partial Z} = \frac{\Delta u}{\Delta h}$$

L'enregistrement d'un courbe effort – déformation $\tau = f(\gamma)$ montre que pour un cycle fermé (Fig1-8) le comportement du sol, est caractérisé par une boucle appelée boucle d'hystérésis, dont la surface et l'inclinaison dépendent de l'amplitude de la déformation au cours du cycle.

Il est commode et classique de définir cette boucle à l'aide de deux paramètres :

- Le module sécant G_s qui est la pente de la droite joignant les extrémités de la boucle.
- Le coefficient d'amortissement β qui est une mesure de l'aire de la boucle. Il caractérise l'énergie dissipée par le matériau lors d'un cycle.

Dès que le chargement cyclique n'est pas fermé (Fig1-9), le comportement devient plus complexe à décrire. Un exemple en est donné sur la figure 3. Jusqu'en B , le trajet suivi est identique à celui de la figure 2 (courbe de premier chargement puis courbe de décharge). Au point B , tel que $\sigma_b < \sigma_a$, le signe du chargement est de nouveau inversé; le trajet suivi est donné par la courbe BC puis éventuellement par CE si le chargement change à nouveau de signe en C . Si au contraire, le chargement est poursuivi au-delà de C , le trajet est représenté par CA puis au-delà suit de nouveau la courbe du premier chargement.

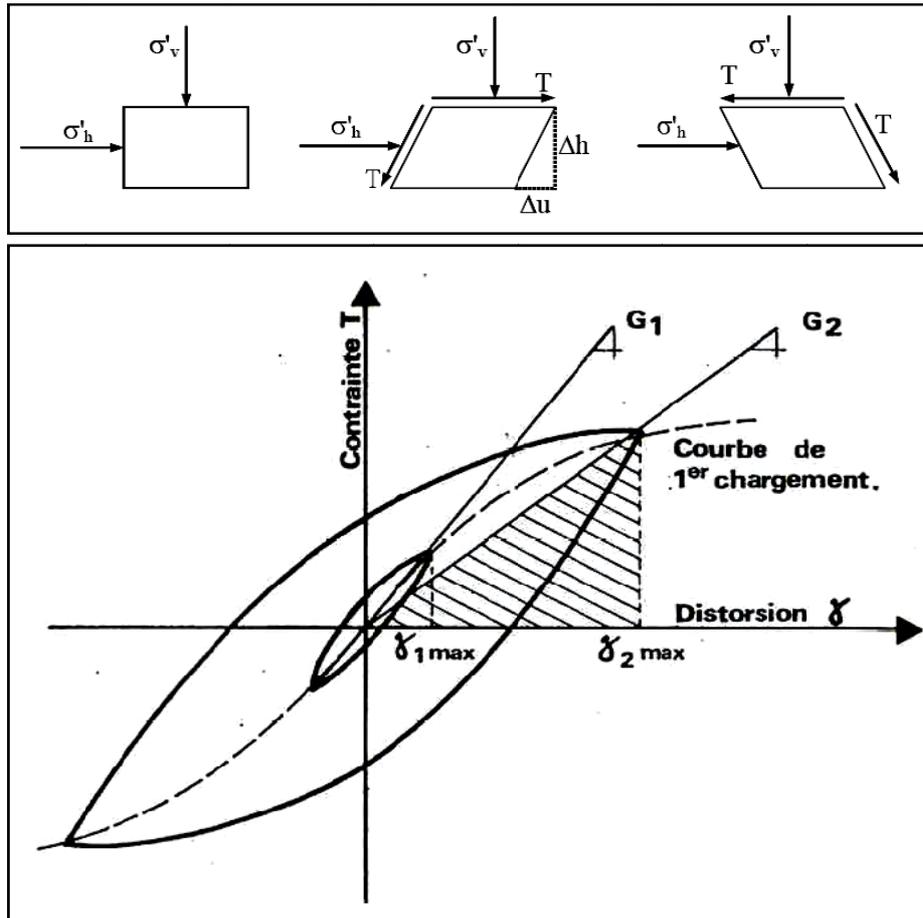


Figure1-8 courbe effort déformation cyclique [38]

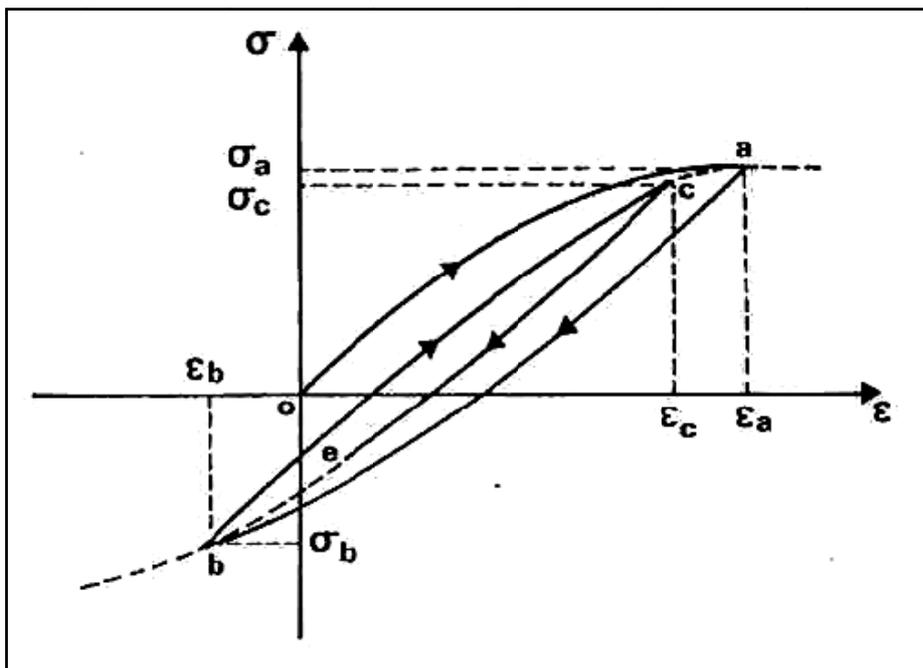


Figure1-9: chargements cyclique quelconque [38]

Associées à ces déformations de cisaillement, des déformations volumiques apparaissent (Fig1.10). Ces déformations volumiques irréversibles traduisent le fait que le comportement du sol n'est pas élastique, même non-linéaire. Ces déformations volumiques irréversibles provoquent sur :

- un matériau sec un durcissement de celui-ci. Ainsi, même pour des cycles fermés, symétriques et d'amplitudes de déformation identiques, la boucle d'hystérésis obtenue lors du quatrième cycle de chargement est différente de celle obtenue lors du premier cycle. Cette dernière est moins inclinée sur l'horizontale et a une aire plus faible.
- un sol peu perméable et saturé, les déformations se produisent à volume constant, l'eau interstitielle n'ayant pas le temps de s'évacuer du squelette. La tendance à la variation de volume existe cependant et se traduit par une augmentation de la pression interstitielle, donc par une diminution des contraintes effectives.

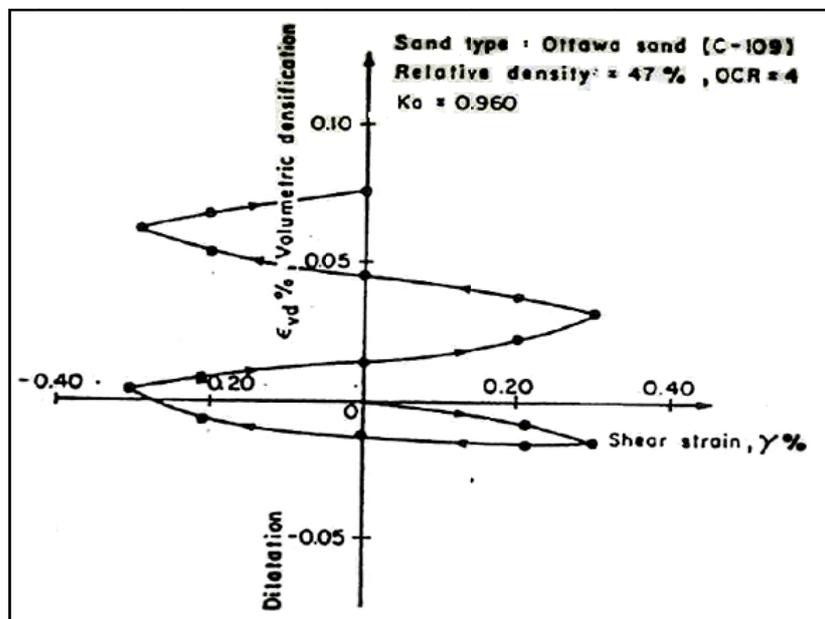


Figure1-10: variation de volume sous chargement cyclique

Les quelques exemples simplifiés ci-dessus mettent en évidence la complexité du comportement du sol qui est fortement non-linéaire et anélastique. La modélisation adoptée dans la pratique et décrite ci-après, ne se réfère qu'au comportement déviatorique (Fig1-8) du sol. Les aspects variations volumiques sont souvent négligés, sauf dans le cas d'utilisation de véritables lois de comportement élastoplastique.

1.2.3.2- Modèles – Comportement avant rupture

1.2. 3.2.1- Modèle élastique

Typiquement pour des déformations inférieures à 10^{-6} - 10^{-5} , le comportement du sol reste élastique linéaire. Certains matériaux saturés peuvent présenter un léger amortissement d'origine visqueuse (quelques pour cent). Le comportement du sol sera donc caractérisé par une loi de comportement de type élastique, éventuellement visco-élastique, linéaire. Dans le cas d'un matériau isotrope, le module de cisaillement G et le module de compressibilité volumétrique B permettent de caractériser complètement le comportement. Alternativement, il est possible d'utiliser les vitesses de propagation des ondes élastiques V_s (ondes de cisaillement) et V_p (ondes de compression) qui sont reliés aux grandeurs précédentes par :

$$G = \rho \cdot V_s^2 \qquad B = \rho \left(V_p^2 - \frac{4}{3} V_s^2 \right)$$

ρ : est la masse volumique du matériau.

La mesure de ces grandeurs peut être effectuée soit in-situ (V_s, V_p) soit au laboratoire sur échantillons intacts (G, B).

Les mesures correspondent à des techniques très spécifiques. Parmi les techniques in-situ, on citera, à titre d'exemple, l'essai de suspension logging, l'analyse spectrale des ondes de surface SASW, ou toute autre technique de mesure en forage (essai crosshole, downhole) ; en laboratoire, l'essai le mieux adapté est l'essai de colonne résonante.

L'étude du comportement du sol à l'intérieur de son domaine d'élasticité est importante car il existe une gamme de problèmes pour lesquels ce modèle est valable: cas des vibrations des massifs de machines bien conditionnés, sollicitations sismiques de faible amplitude comme celles engendrées lors des essais géophysiques, ...

1.2.3.2.2- Modèle viscoélastique linéaire équivalent

Dans ce domaine de déformations, des non-linéarités plus ou moins prononcées apparaissent dans la courbe contrainte-déformation.

Les modèles viscoélastiques faisant apparaître sous sollicitation harmonique des boucles d'hystérésis, il est tentant de représenter, pour ces sollicitations, le comportement du sol à l'aide d'un tel modèle (figure 1-11). Cependant, ce modèle viscoélastique linéaire conduit à une énergie dissipée par cycle dépendant de la fréquence de la sollicitation, ce qui est en contradiction avec les observations expérimentales. On est donc amené à établir une équivalence entre le matériau réel et le modèle: l'équivalence est basée sur l'égalité des propriétés dissipatives du matériau et du modèle.

Dans le modèle de Kelvin-Voigt classique, la relation contrainte-déformation s'écrit, en sollicitation unidimensionnelle:

$$\tau = G\gamma + C\dot{\gamma}$$

Où G et C sont les constantes du ressort et de l'amortisseur; γ et $\dot{\gamma}$ la déformation et la vitesse de déformation.

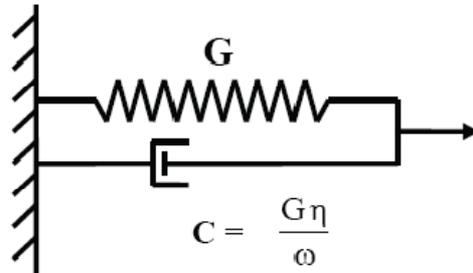


Figure 1-11: Modèle viscoélastique linéaire

Sous sollicitation harmonique,

$$\gamma = \gamma_m e^{i\omega t}$$

La relation précédente s'écrit:

$$\tau_m = G \left[1 + i \frac{C\omega}{G} \right] \gamma_m = G^* \gamma_m$$

Où G^* est un module complexe.

L'énergie dissipée dans un cycle de chargement vaut:

$$\Delta W = \pi \cdot C \cdot \omega \cdot \gamma_m^2 = \pi \cdot \text{Im}(G^*) \gamma_m^2$$

Où $\text{Im}(G^*)$ désigne la partie imaginaire de G^* .

C étant constant, on note bien que l'énergie dissipée dépend de la fréquence de la sollicitation $f = \frac{\omega}{2\pi}$.

En se référant à la figure 1-12, et sans entrer dans des détails complexes, il est possible de définir pour un matériau à amortissement indépendant de la fréquence, une expression normalisée de l'énergie ΔW dissipée au cours d'un cycle. La normalisation s'effectue par l'énergie élastique W emmagasinée au cours d'un cycle

$$W = \frac{1}{2} G \cdot \gamma^2$$

On définit ainsi, soit un pourcentage d'amortissement β , soit un coefficient de perte η , indépendant de la fréquence de sollicitation:

$$\eta = 2\beta = \frac{1}{2\pi} \frac{\Delta W}{W}$$

L'énergie dissipée au cours d'un cycle prend alors la forme:

$$\Delta W = \pi \cdot G \cdot \eta \cdot \gamma_m^2$$

Les modèles viscoélastiques linéaires équivalents ont pour objet d'établir une relation de la forme:

$$\tau_m = G^* \cdot \gamma_m$$

Où G^* est un module complexe qui doit être choisi de façon à conduire aux mêmes propriétés de raideur et de dissipation d'énergie que le matériau réel. Plusieurs modèles ont été proposés pour remplir cet office. Leurs caractéristiques sont résumées sur le tableau ci-dessous on constate que le premier modèle respecte l'énergie dissipée mais surestime la raideur; le deuxième respecte la raideur mais sous-estime l'énergie dissipée; seul le troisième satisfait les deux paramètres.

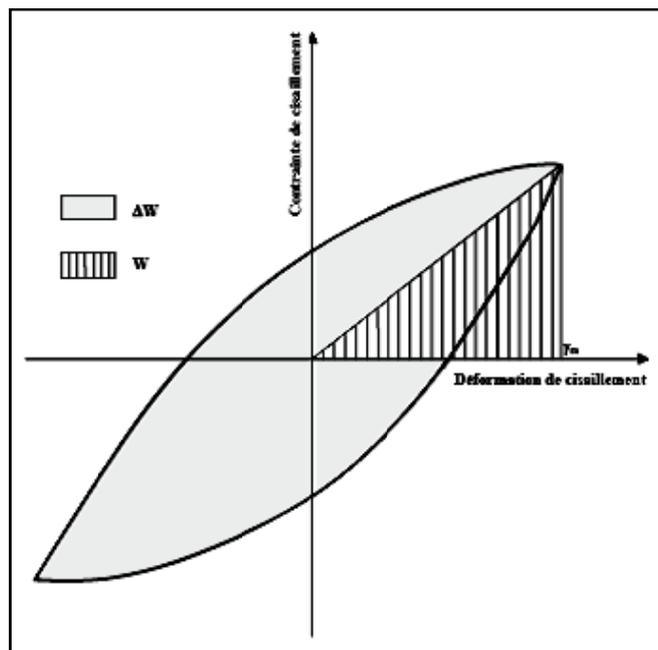


Figure1-12 : définition de l'amortissement normalisé

	MODULE COMPLEXE $G^* = \tau/\gamma$	ENERGIE DISSIPÉE DANS UN CYCLE ΔW	Module $ G^* $
MATERIAU		$\pi G \eta \gamma_m^2$	G
MODELE 1	$G[1 + i\eta]$	$\pi G \eta \gamma_m^2$	$G\sqrt{1 + \eta^2}$
MODELE 2	$G e^{i\theta}$ $\eta = 2 \sin \frac{\theta}{2}$	$\pi G \eta \gamma_m^2 = \sqrt{1 - \frac{\eta^2}{4}}$	G
MODELE 3	$G \sqrt{1 - \eta^2 + i\eta}$	$\pi G \eta \gamma_m^2$	G

Tableau1-4: Caractérisation des modèles viscoélastique linéaires équivalents

En résumé, le comportement non linéaire du sol à été approché par un modèle viscoélastique linéaire équivalent. L'équivalence est fonction des caractéristiques du matériau mais également de la sollicitation.

La principale limitation de ces modèles est leur incapacité de fournir des valeurs correctes de déformation ou déplacement.

Si une représentation plus fidèle du comportement du sol est nécessaire, plus particulièrement pour évaluer les déformations cycliques ou rémanentes, le recours aux modèles non linéaires est obligatoire.

Des études importantes [Hardin – Drevech, Seed – Idriss] ont permis de mettre en évidence les paramètres principaux affectant la valeur du module de cisaillement G des sols ; ces paramètres sont :

- La compacité du sol, généralement traduite par l'indice des vides e du matériau ;
- L'état de contrainte actuel auquel est soumis le matériau ;
- L'histoire des contraintes antérieures subies par le sol (rapport de sur consolidation OCR)

La relation proposée par la plupart des auteurs pour les sols pulvérulents donnant le module de cisaillement G_{max} et de la forme :

$$G_{max} = K P_a F(e) \left(\frac{\sigma'_m}{P_a} \right)^n$$

K voisin de 600, et n de 0.5 : constantes dépendant du matériau ;

P_a : pression atmosphérique ;

σ'_m : contrainte moyenne effective ;

$F(e)$: fonction proposée par Hardin : $1 / F(e) = 0.3 + 0.7 e^2$ $0.4 \leq e \leq 1.2$

Pour les argiles, Hardin et Blak ont proposé :

$$G_{max} = K P_a \left(\frac{\sigma'_m}{P_a} \right)^n F(e) [OCR]^k$$

k : dépend de l'indice de plasticité du sol et varie entre 0 ($I_P = 0$) et 0.5 ($I_P = 100\%$).

1.2.3.2.3- *Modèle non linéaire*

Pour des modèles unidirectionnelles (applicables à beaucoup de cas de chargement du génie sismique) ce sont les lois de MASSING qui sont les plus utilisées, elles postulent :

- La non linéarité du sol est d'origine plastique ;
- Les courbes de décharge et charge sont obtenues à partir de la courbe de premier chargement par translation de l'origine au point d'inversion du signe du chargement et dilatation par un facteur 2 des échelles horizontales et verticales.

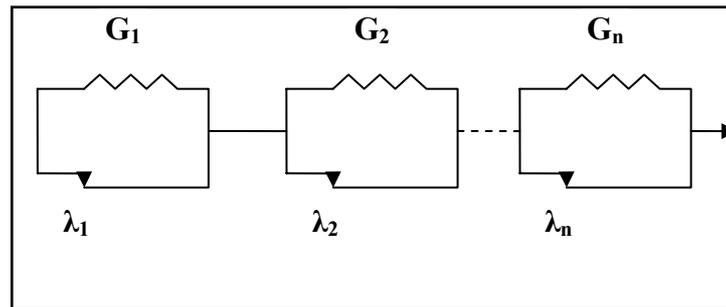


Figure1-13: Modèle plastique «Iwan»

La formation mathématique du courbe effort – déformation s’écrit suivant les deux formes :

$$\gamma = f(\tau) : \gamma = \gamma_c + \frac{\tau - \tau_c}{G_{\max}} \left[1 + H \left(\frac{|\tau - \tau_c|}{n} \right) \right]$$

Ou :

$$\tau = f(\gamma) : \tau = \tau_c + G_{\max} (\gamma - \gamma_c) \left[1 - J \left(\frac{|\gamma - \gamma_c|}{n} \right) \right]$$

C : Indices désignent les valeurs de la contrainte et de la déformation atteinte lors du précédent chargement de direction du chargement ;

G_{max} : module de cisaillement ;

H, J : fonctions mathématiques ;

n = 1 : pour chargement initial et 2 pour les décharges et recharges successives.

Les résultats expérimentaux disponibles montrent que les lois de MASSING, associées à une fonctionnelle $J(\gamma)$ ou $H(\tau)$ appropriée, permettent de représenter de façon très fidèle le comportement du sol sous chargement harmonique. Par contre, des difficultés surgissent dans l’application de tels modèles à des chargements cycliques quelconques. Pour palier ces difficultés, il est nécessaire d’adjoindre aux lois de MASSING d’autres lois dont la nature physique n’apparaît pas clairement.

caractérisé par le module de cisaillement sécant G et le coefficient d'amortissement définie

$$\text{par : } D = \frac{1}{4\pi} \frac{\Delta W}{W}$$

ΔW : énergie dissipée durant le cycle ;

W : énergie de déformation équivalente ;

Pour un sol donné, D et G/G_0 dépendent surtout de l'amplitude des cycles γ_c ce qui définit le modèle de comportement du matériau.

1.2.3.3.3. *Domaine hystérétique non stabilisé ($10^{-4} < \gamma_c < 10^{-3}$)*

Il existe pour les sables un seuil de déformation cyclique de cisaillement voisin de 10^{-4} au de là du quel on observe une modification de la forme des cycles avec la répétition du chargement, qui est la manifestation de la tendance de l'assemblage des grains à prendre une configuration plus compacte.

En conditions drainées, il y a densification du matériau, d'où une augmentation du module de cisaillement sécant G_0 . En conditions non drainées, cette densification est empêchée, le réarrangement se produit accompagné d'un relâchement des forces de contact entre les grains, d'où transfert de la contrainte moyenne effective, qui diminue, vers la pression interstitielle qui augmente.

La diminution de la contrainte effective moyenne entraîne une diminution de G_0 , qui peut devenir nul lorsque la pression interstitielle devient égale à la contrainte moyenne totale : liquéfaction. Dans ce domaine également commence à se poser le problème de l'accumulation des déformations permanentes dues au chargement cyclique.

1.2.3.3.4. *Domaine des lois incrémentales ($\gamma_c > 5 \cdot 10^{-3}$)*

Lors d'un séisme de forte intensité, ou lorsque les pressions interstitielles deviennent importantes, les déformations de cisaillement cycliques peuvent dépasser 10^{-2} , seule une approche incrémentale, qui relie à chaque instant le tenseur complet des taux de contraintes effectives au tenseur des taux de déformations, en fonction de l'état actuel des contraintes effectives et de l'histoire du matériau permet de tenir compte des phénomènes observés.

Des codes de calcul par éléments finis existent, qui permettent de calculer les différentes étapes de chargement d'une fondation (excavation, remblai, chargement statique, consolidation, arrivée d'un ou plusieurs séismes successifs...etc.). La qualité de la réponse calculée dépend en premier lieu de l'aptitude de la loi de comportement à reproduire quantitativement les phénomènes observés pour les trajectoires de sollicitation suivies in situ, ce qui inclut :

- Le comportement sous chargements monotone, en conditions drainées et non drainée (installation, stabilité) ;
- Le comportement sous chargements cycliques de grande amplitude (densification, dilatation, liquéfaction, mobilité cyclique...etc.).

CONCLUSION

La première partie a pour but de décrire le phénomène sismique et les risques induits par celui-ci sur un ouvrage, ainsi que l'importance du micro-zonage des régions sujettes à des séismes d'importance moyenne à grande afin de parvenir à une démarche cohérente pour la conception, le calcul et la réalisation de constructions parasismiques.

Et la deuxième partie c'est la description réelle du comportement des sols sous chargement cyclique nécessite la détermination d'une loi de comportement globale qui prend en compte le caractère non linéaire et les déformations irréversibles du sol. Une telle loi permet de décrire le comportement d'un sol avant et après rupture ce qui permet donc d'aborder aussi bien les problèmes de déformations liés à l'interaction sol – structure que les problèmes liés au phénomène de liquéfaction.

Chapitre II

Phénomène de liquéfaction

CHAPITRE II

PHENOMENE DE LIQUEFACTION

2.1. INTRODUCTION

Quand ils sont sujets aux sollicitations cycliques, les sols pulvérulents peuvent soudainement changer de comportement de celui d'un solide à celui d'un liquide. Ce phénomène se nomme liquéfaction. Dans un sens large, le phénomène pour lequel un matériau, formé de grains insuffisamment serrés dans son état initial, change d'un état solide à un état liquide sous l'effet des fortes vibrations, est appelé généralement (liquéfaction).

On désigne ainsi les cycles de déformations de cisaillement alternés causant une augmentation considérable de la pression interstitielle qui à l'état ultime devient égale à la pression effective de confinement. Par conséquent, la contrainte de cisaillement du sol s'annule ou presque et ce dernier se comporte un fluide et devient inapte à supporter les charges verticales apportées par les ouvrages ou les formations sus-jacentes. Ce phénomène a toujours été la cause de désordres variés : glissement de terrains, éboulements des sols, ruptures de barrages, rotation d'immeubles, destructions des ouvrages portuaires, etc.

2.2. DESCRIPTION PHYSIQUE DU PHENOMENE

La liquéfaction est un phénomène dans lequel la résistance au cisaillement d'un sol est réduite par les secousses d'un séisme ou d'un autre chargement rapide. La liquéfaction se produit dans les sols pulvérulents saturés d'eau ; la présence d'eau provoque une pression interstitielle sur les particules de sol, ce qui fait la diminution des contraintes effectives régnant dans le sol et donc une diminution de sa résistance au cisaillement qui, à l'état ultime, peut devenir nulle.

Avant un séisme, la pression de l'eau est relativement basse. Cependant, les secousses d'un séisme peuvent causer une augmentation considérable de la pression d'eau interstitielle jusqu'au point où les particules de sol peuvent facilement se déplacer l'une par rapport à l'autre.

Lorsque la liquéfaction se produit, la résistance du sol diminue et la capacité portante d'un dépôt de sol constituant la fondation des bâtiments et des ponts se réduit significativement en provoquant le basculement ou la flottaison de l'ouvrage. Le sol liquéfié exerce également une pression plus élevée sur les murs de soutènement, qui peuvent à leur tour causer l'inclinaison ou le glissement de ces derniers (figure 2.1).

L'augmentation de la pression de l'eau peut également déclencher des éboulements et causer l'effondrement des barrages. Le barrage de San Fernando (figure 2.2) a souffert d'un effondrement du parement amont pendant le séisme de San Fernando, 1971.

Heureusement, l'effondrement à peine évité de barrage, empêchant de ce fait un désastre potentiel d'inondation des secteurs urbains fortement peuplés.

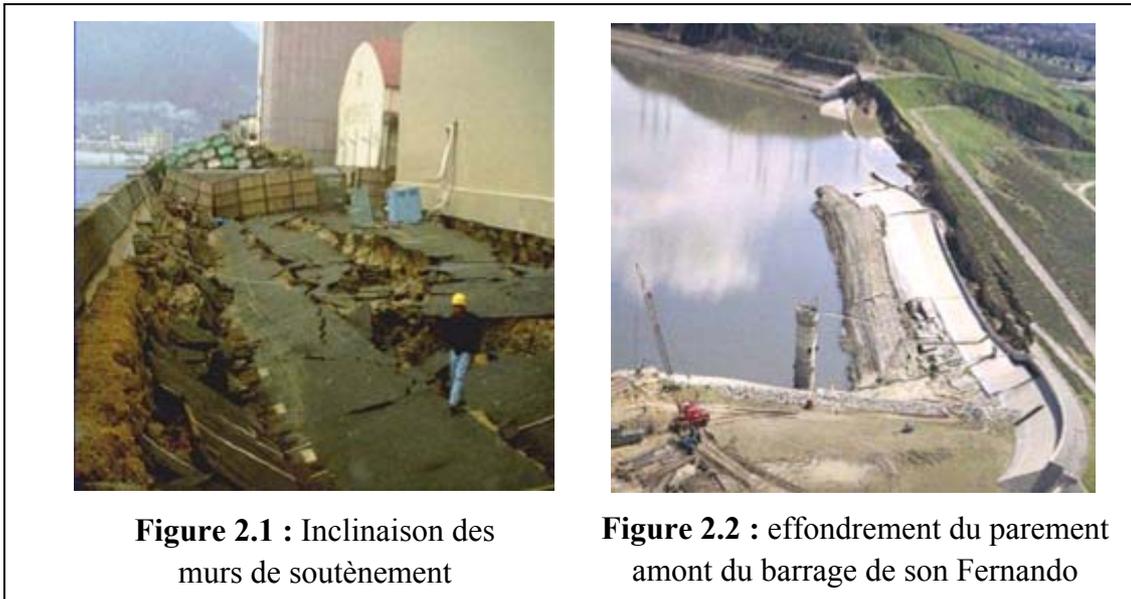


Figure 2.1 : Inclinaison des murs de soutènement

Figure 2.2 : effondrement du parement amont du barrage de son Fernando

Durant le séisme de Niigata (1964) et de Boumerdes (2003), des ébullitions de sable et des fissures de sol ont été observées sur différents sites à Niigata et à Boumerdes (figure 2.3). Durant le séisme de Loma Prieta (1989) aux Etats-Unis, de nombreuses ébullitions de sable ont été observées en un certain nombre de sites.

Aussi, il a été observé que la liquéfaction a causé le mouvement latéral des fondations du pont de Showa à Niigata (figure 2.4) en provoquant les effondrements des tabliers et le déplacement latéral et longitudinal des fondations du pont d'Isser à Boumerdes (figure 2.5). Les glissements latéraux de sols légèrement inclinés entraînant des déplacements horizontaux pouvant atteindre plusieurs mètres est un phénomène courant. Des preuves de liquéfaction ont été observées dans les abords de l'Oued Isser (Boumerdes, 2003) et aussi lors du séisme du Japon 2001 (Bhuj). Ce phénomène se traduit par un déplacement horizontal des terrains avec apparition de larges fractures parallèles au cours d'eau (figure 2.6). Ces fractures affectent une zone large de plusieurs dizaines de mètres et le déplacement total devrait atteindre plus de 3 mètres.



Taiwan le 21 septembre 1999 (Magnitude 7.6)



Boumerdes, 2003

Figure 2.3 : Volcan de sable



Figure 2.4 : Effondrement des tabliers (Niigata, 1964)



Figure 2.5 : Déplacement latéral et longitudinal du pont d'Isser (Boumerdes, 2003)



Bhuj 2001



Boumerdes 2003

Figure 2.6 : déplacements latéraux du terrain

Le phénomène de liquéfaction se produit sous sollicitation sismique. Le passage d'une onde sismique provoque, dans certaines formations géologiques, la perte de résistance d'un matériau sableux saturé en eau dans un état lâche, liée à une augmentation de la pression interstitielle engendrée par les déformations cycliques.

La déconsolidation brutale du matériau se traduit par la déstructuration du sol, rendant particulièrement instables les constructions reposant sur ces formations.

Les sols susceptibles de se liquéfier sont en général des sables propres ou limoneux situés dans les vingt (20) premiers mètres de profondeur, et présentant les caractéristiques suivantes :

- Saturés d'eau
- Une granulométrie relativement uniforme correspondant à un coefficient d'uniformité C_u inférieur à 15 ($C_u = D_{60}/D_{10} < 15$).
- Un diamètre à 50% (D_{50}) compris entre 0.05 mm et 1.5 mm.

Dans ces expressions D_{60} , D_{10} et D_{50} représentent les diamètres des tamis correspondant aux passants de 60%, 10% et 50% respectivement des échantillons de sols considérés.

La liquéfaction est donc effective lorsque les pressions interstitielles avoisinent la pression de confinement, diminuant ainsi (jusqu'à annuler) les contraintes effectives du matériau. Il est donc pour cela nécessaire que le matériau considéré soit saturé. De plus, il apparaît que la granulométrie du matériau considéré a une certaine importance, les sols susceptibles de liquéfier sous chargement cyclique étant limoneux à sableux.

À l'échelle microscopique, le phénomène peut être représenté comme sur la figure (2.7), à l'état initial, les grains sont au repos ; ils sont dans un environnement saturé et dans un état relativement lâche. Ils sont en contact les uns avec les autres, permettant la transmission des efforts s'exprimant à plus grande échelle par la notion de contraintes effectives. Lors d'un chargement dynamique, une réorganisation des grains se produit. Ce phénomène s'apparente à ce que l'on observe en vibrant du béton, par exemple. En conditions non drainées, cette réorganisation se traduit par une montée en pression de l'eau interstitielle puisque les grains n'occupent plus un volume suffisant pour entretenir la transmission des contraintes effectives initiales.

Celles-ci s'annulent donc, ce qui a pour conséquence la montée en pression de l'eau interstitielle jusqu'à égaler les contraintes totales. Les contacts entre les grains sont alors très faibles et l'ensemble se comporte comme un liquide ;



Figure 2.7 : Phénomène de la liquéfaction à l'échelle microscopique

2.3. EVALUATION DE LA SUSCEPTIBILITE A LA LIQUEFACTION D'UN SOL

En premier lieu, il est déconseillé de construire sur des sols susceptibles de se liquéfier. Il existe divers critères pour déterminer la susceptibilité à la liquéfaction d'un sol. Dans ce qui suit, on va citer les critères adoptés par Kramer (1996) :

2.3.1 Critères historiques :

Les observations des tremblements de terre ont fourni beaucoup d'informations au sujet de la susceptibilité à la liquéfaction de certains types de sols. Les sols qui se sont liquéfiés dans le passé peuvent encore le faire suite à de futurs tremblements de terre. L'étude de la susceptibilité est reliée à l'étude des tremblements de terre antérieurs. Il est attendu que l'information soit disponible sous forme de cartes sur lesquelles sont mentionnées les zones où la liquéfaction s'est produite dans le passé et/ou elle pourrait avoir lieu.

2.3.2 Critères géologiques :

Le type de processus géologique qui a créé un dépôt de sol a une forte influence sur sa susceptibilité à la liquéfaction. Les dépôts de sols saturés qui ont été créés par sédimentation en fleuve et lacs (dépôts fluviaux et alluviaux), les dépôts de débris ou de matériel érodé (dépôts colluviaux), ou les dépôts constitués sous l'action du vent (dépôts éoliens) peuvent être très susceptibles de se liquéfier. Ces processus trient les particules sous forme de grains de tailles uniformes et les déposent dans un état lâche qui tend à se densifier une fois secoués par les tremblements de terre. La tendance pour la densification mène à la croissance de la pression interstitielle et à la décroissance de la capacité portante. Les dépôts synthétiques de sol, en particulier ceux créés par le processus du remplissage hydraulique, peuvent également être susceptible à la liquéfaction.

2.3.3 Critères compositionnels :

La susceptibilité à la liquéfaction dépend du type de sol. Un sol argileux, en particulier les sols sensibles, peut montrer le comportement de ramollissement de contrainte semblable à celui du sol liquéfié, mais il ne se liquéfie pas de la même manière que les sols sableux. Les sols composés de particules qui sont toutes de tailles à peu près identiques

sont plus susceptibles à la liquéfaction que les sols avec un éventail de dimensions particulières. Dans le cas des sols formés de particules de différentes tailles, les petites particules ont tendance à s'infiltrer dans les vides entre les particules les plus grandes réduisant de ce fait la tendance à la densification et le développement de la pression interstitielle une fois soumis à une secousse. Le processus géologique (décrit au-dessus) produit des particules arrondies. Le frottement entre les particules angulaires est plus grand que celui entre les particules arrondies, par conséquent un dépôt de sol avec les particules angulaires est normalement plus résistant et moins susceptible à la liquéfaction.

Historiquement, les sables ont été considérés comme le seul type de sol susceptible de se liquéfier, mais aussi la liquéfaction a été également observée en gravier et limon. Le ramollissement de contrainte des sols granuleux fins peut produire des effets semblables à ceux de la liquéfaction. Les sols fins sont susceptibles à ce type de comportement s'ils satisfont les critères suivants (Wang, 1979) :

- Fraction des fines inférieurs à 0.005 mm < 15%
- Limite de liquidité LL < 35%
- Teneur en eau normale > 0.9 LL

La susceptibilité à la liquéfaction dépend également de la forme des particules.

Les dépôts de sol avec des particules arrondies, usuellement trouvées dans les types de dépôts décrits dans les critères géologiques, sont plus susceptibles à la liquéfaction que les sols avec des particules angulaires.

2. 3.4 Critères d'état de sol :

L'état initial d'un sol est défini par sa densité et sa contrainte effective lorsqu'il est soumis à un chargement rapide. À un niveau donné de cette contrainte, les sols lâches sont plus susceptibles à la liquéfaction que les sols denses. Pour une densité donnée, les sols à des contraintes effectives élevées sont généralement moins susceptibles à la liquéfaction que les sols à de basses contraintes effectives.

Il y a beaucoup de facteurs qui peuvent être incorporés dans l'état de dépôt de sol.

Certains d'entre eux sont décrits ici. À une pression de confinement constante, la résistance à la liquéfaction augmente avec la densité relative D_r , et à une densité relative constante, la résistance à la liquéfaction augmente avec l'augmentation de la pression de confinement. Au laboratoire, on constate que la résistance au cisaillement cyclique est pratiquement proportionnelle à la densité relative pour des valeurs comprises entre 0 et 75%, pour des valeurs plus grandes, la résistance est encore plus importante.

Diverses investigations (Castro, 1969 – Kramer et Seed, 1988) ont montré que la préexistence de contrainte statique de cisaillement dans un dépôt de sol fait augmenter la possibilité à la susceptibilité de subir une liquéfaction statique. Plus les efforts de cisaillement initiaux sont hauts, plus le potentiel de liquéfaction est grand et plus la perturbation nécessaire pour que le sol soit liquéfié est petite.

La structure de l'assemblage des grains (à ne pas confondre avec la granulométrie) a une influence primordiale sur la résistance au cisaillement cyclique.

Plusieurs chercheurs ont montré cela en faisant des essais sur des échantillons ayant la même granulométrie et en leur faisant appliquer les mêmes nombre de cycles, mais en changeant à chaque fois la structure des grains ; la résistance au cisaillement ainsi obtenue pourrait varier de plus de 100% d'un échantillon à un autre.

2. 3. 5 Autres critères :

- **Sollicitations dynamiques antérieures :** La résistance au cisaillement cyclique croît en fonction de l'amplitude et du nombre de sollicitations antérieures. Par contre, elle décroît pour un échantillon ayant atteint la condition de liquéfaction et ceci par rapport à un échantillon vierge, bien que la contrainte antérieure n'ait causé aucun changement significatif sur la densité du sable.
- **Influence de l'effort appliqué :** Si l'effort appliqué augmente, le nombre de cycles pour l'obtention de la liquéfaction diminue. Cette constatation est en accord avec les observations réelles car la résistance à la liquéfaction diminue avec une augmentation de l'accélération maximale.
- **Durée de l'application de la charge :** En appliquant des charges importantes et pour de longues durées sur le sol, la résistance à la liquéfaction est fortement augmentée ; elle peut être supérieure à celle d'un dépôt récent de 40 à 60%. Ceci peut s'expliquer par une cimentation des grains.
- **-Influence de la sur consolidation :** La sur consolidation s'accompagne généralement d'une augmentation du coefficient de poussée des terres au repos (K_0). Cette augmentation de K_0 pour un nombre de cycle donné produit une augmentation de la résistance au cisaillement cyclique.
- **Mode de vibration :** En général, les vibrations verticales ne mènent qu'à des tassements ; par contre les fortes vibrations horizontales engendrent la liquéfaction. Au laboratoire, les essais sont faites sous des vibrations unidirectionnelles ; en réalité les vibrations sont multidirectionnelles et sont plus sévères que les premières. Les chercheurs ont trouvé une différence de résistance au cisaillement cyclique entre ces deux modes de 10%.
- **L'air dans les interstices :** Si l'air est emprisonné dans les pores avec l'eau, une partie de la pression interstitielle développée va se dissiper à cause de la compression de l'air, d'où une réduction des risques de liquéfaction.

2.4. ESTIMATION DU POTENTIEL DE LIQUEFACTION :

Le potentiel de liquéfaction pour n'importe quel dépôt de sol donné, est déterminé par la combinaison : des propriétés du sol, des facteurs environnementaux et des caractéristiques du séisme pour le quel il peut être sujet. Les facteurs spécifiques à tout évaluation de liquéfaction, qui devraient être nécessairement pris en compte, sont résumés ci-dessus.

Certains facteurs ne peuvent pas être déterminés directement, mais leurs effets peuvent être inclus dans la procédure de l'évaluation par des essais performants de chargement cyclique sur des échantillons non remaniés, ou par mesures des caractéristique de liquéfaction des sols en utilisant quelque procédures d'essais d'essai en place .

L'évaluation du potentiel de liquéfaction est effectuée en principe par la comparaison de la contrainte de cisaillement induite par un séisme, avec la résistance à la liquéfaction du sol.

Plusieurs méthodes d'estimation du potentiel de liquéfaction ont été proposées par les chercheurs entre autre les méthodes de PHRI (Port and Harbour research institute of japon). Elles peuvent être classées selon la procédure d'évaluation de la contrainte de cisaillement et la résistance du sol à la liquéfaction (tableau 2.1).

Deux méthodes d'approche sont généralement les plus utilisées pour l'évolution du risque de liquéfaction d'un site. La première, dite en contraintes totales, consiste à comparer la résistance au cisaillement cyclique du sol aux sollicitations appliquées. La seconde ; en contraintes effectives, basée sur la simulation du comportement du sol en laboratoire, et qui détermine l'évolution des pressions interstitielles au cours de la sollicitation cyclique, en tenant compte des conditions éventuelles de drainage.

L'estimation du potentiel de liquéfaction repose sur deux types d'essai: les essais en place qui éliminent le problème de représentativité des caractéristiques de l'échantillon du sol, et les essais au laboratoire qui permettent un contrôle des paramètres influant sur le phénomène de liquéfaction. La figure 2.8a présente l'organigramme résumant les différentes étapes menant à la prévision de la liquéfaction.

N ^{bre}	Evaluation de la résistance a la liquéfaction du sol	Evaluation de l'effet du séisme	Exemples de méthode de prévision
1	-	Magnitude de Richter et la distance épacentrale	Kuribayashi & Tatsuoka, Wakamatsu
2	Geomorphologies	-	Kotoda et al
3	Granulométrie / SPT	-	Standards for regulation of hazardous materials
4	Granulométrie / SPT	Accélération maximale a la surface du sol	Specification for highway bridges
5	Granulométrie / SPT	Accélération maximal à la surface et la magnitude de Richter	Recommendations for the design of building foundations
6	Granulométrie / SPT	Modèle en contrainte totale	Technical standards for port and Harbour facilities and commentaries
7	Essai triaxial cyclique	Modèle en contrainte totale	Seed & Idriss, Ishihara
8	Essai triaxial cyclique	Modèle en contrainte effective	Finn et al, lai et al

Tableau 2.1 : Classification des méthodes d'évaluation du potentiel de liquéfaction [7].

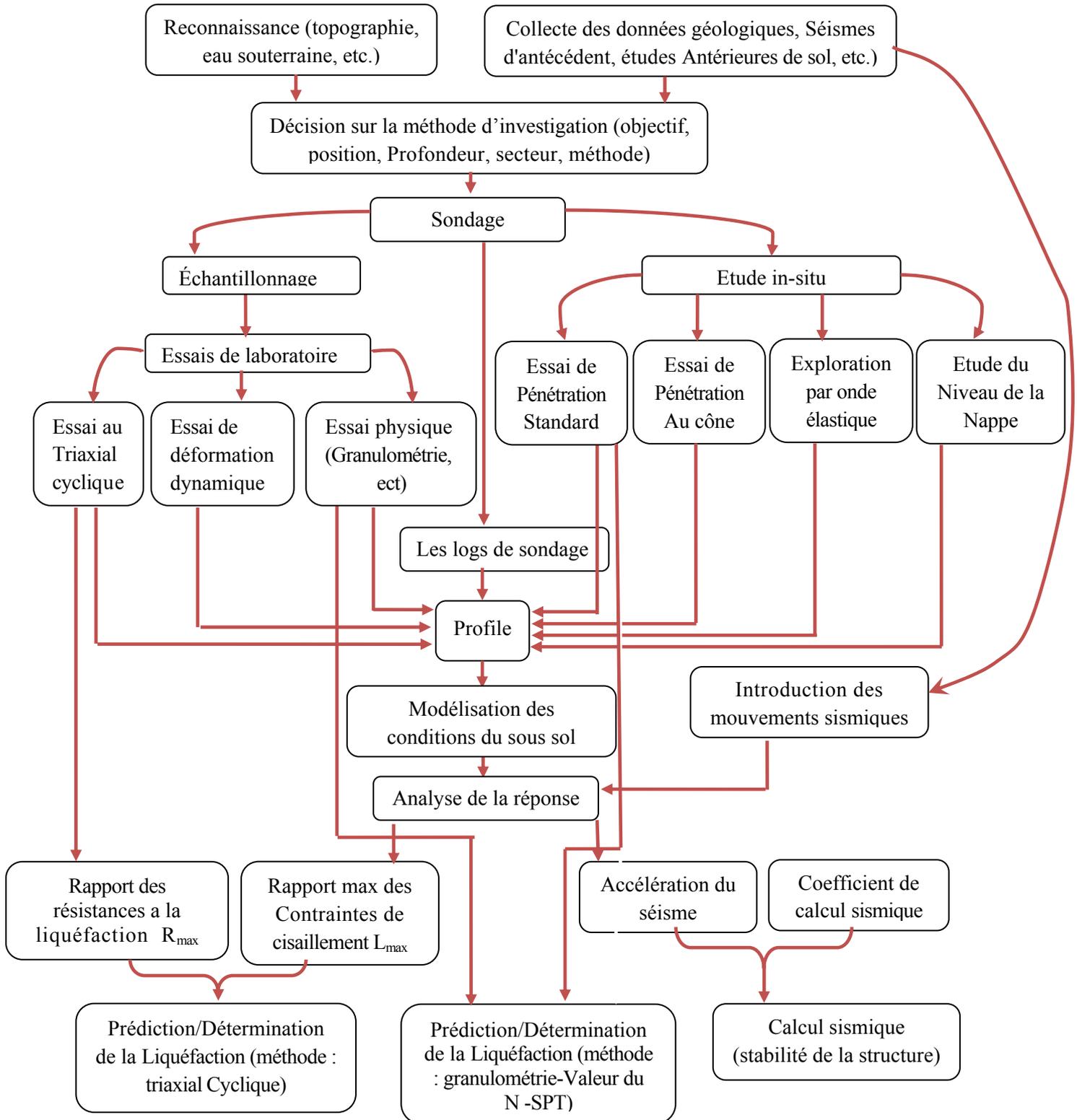


Figure 2.8a :L'organigramme résumant les différentes étapes menant à la prévision De la liquéfaction

2.4.1 Prédiction de la contrainte de cisaillement due au séisme

La contrainte de cisaillement développée en chaque point de sol durant un séisme est due principalement à la propagation verticale des ondes de cisaillement dans le dépôt de sol. Dans ce procédé, l'onde sismique change notablement à l'intérieur du profil sous sol.

L'évaluation de la contrainte de cisaillement dans un profil de sol nécessite: la détermination des contraintes de cisaillement cycliques induites par les sollicitations sismiques en profondeur du dépôt, et la conversion de l'histoire des contraintes irrégulières aux nombres équivalents de cycles de contraintes uniformes. Par ces moyens, l'intensité des vibrations de sol et la durée des mouvements, ainsi que la variation des contraintes de cisaillement induites en fonction de la profondeur, sont prises en compte.

La détermination peut être effectuée par la méthode d'analyse de la réponse sismique du sol qui implique le poids volumique, le module dynamique et les caractéristiques d'amortissement des sols. Le calcul nécessite la connaissance du mouvement (sous forme d'accélérogramme) en un point du profil de sol. Il est nécessaire de prendre en compte, même de façon approchée, les propriétés non linéaires et dissipatives du sol; on obtient ainsi par ces calculs, à toute profondeur, la variation de contrainte de cisaillement $\tau(t)$ en fonction du temps.

De même, une procédure simplifiée proposée par Seed et al (1971) peut être utilisée pour l'estimation de la contrainte de cisaillement induite par les vibrations sismiques.

2.4.1.1 Procédure simplifiée de Seed 1971 :

Pour des études préliminaires, il est possible d'utiliser une méthode simplifiée pour la détermination de la contrainte de cisaillement maximale $(\tau_{max})_r$ (Seed - Idriss, 1971) [4] .

Cette méthode consiste à appliquer l'équation fondamentale de la dynamique à une colonne de sol parfaitement rigide de section unité et de hauteur h (figure 2.8) [3]. La contrainte de cisaillement maximale serait, dans l'hypothèse d'ondes de cisaillement à propagation verticale ($\sigma = 0$ sur les faces verticales) :

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

σ_{v0} : Contrainte verticale totale à la profondeur considérée;

a_{max} : Accélération maximale du sol en surface;

$(\tau_{max})_r$: Contrainte de cisaillement maximale due au séisme à cette profondeur ;

g : Accélération de la pesanteur.

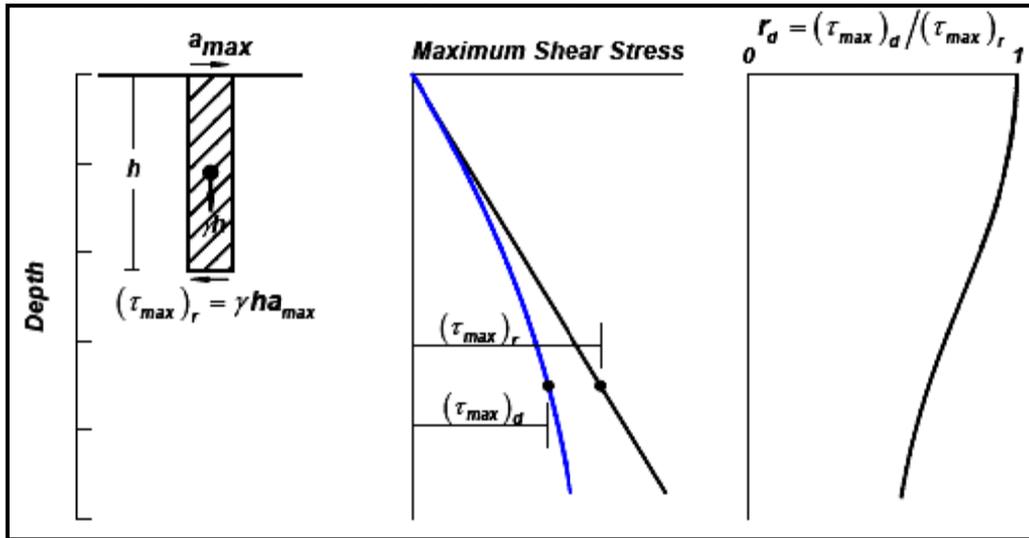


Figure 2.8b : Procédure de détermination de la contrainte maximale de cisaillement [3].

En réalité, le sol possède une certaine flexibilité; $(\tau_{max})_d$ sera inférieure à la valeur calculée par l'équation (2. 1) et peut être exprimée par [3]:

$$(\tau_{max})_d = r_d(\tau_{max})_r \quad (2.2)$$

Où r_d est un facteur correcteur de réduction de contrainte de cisaillement. Ce coefficient est égal à 1 en surface et décroît en profondeur (figure 2.9).

La contrainte de cisaillement induite par le séisme donnée par l'équation (2. 1), a une forme irrégulière, par contre la résistance au cisaillement cyclique non drainée est réalisée sous sollicitations cycliques d'amplitude constante; il est donc nécessaire de convertir le diagramme temporel de la contrainte de cisaillement $\tau(t)$ due aux sollicitations sismiques en un diagramme "équivalent" de N cycles. Cependant, après avoir effectué ces déterminations pour un nombre de cas différents, il a été trouvé que, avec un degré de sécurité raisonnable, la contrainte de cisaillement moyenne équivalente τ_{av} est environ 65% de la contrainte de cisaillement maximale.

Donc l'équation (2.1) devient:

$$(\tau_{av}) \approx 0.65 \cdot \frac{\gamma h}{g} \cdot a_{max} \cdot r_d \quad (2.3)$$

La quantité (τ_{av}) sera adimensionnelle en la normalisant avec la contrainte effective verticale σ'_{v0} et elle sera mentionnée CSR (cyclic stress ratio). Alors, l'équation (2.3) sera comme suit:

$$CSR = \left(\frac{\tau_{av}}{\sigma'_{v0}} \right) = 0.65 \cdot \left(\frac{a_{max}}{g} \right) (\sigma_{v0} / \sigma'_{v0}) r_d \quad (2.4)$$

2.4.1. 2 Facteur de réduction des contraintes de cisaillement :

Les facteurs de réduction des contraintes, r_d , ont d'abord été présentés par Seed et Idriss (1971) pour les sites de sable dans la partie supérieure de 15 mètres, et ont été approximés par (Wride & Robertson, 1997):

$$r_d = 1,0 - 0,00765 z \quad \text{lorsque } z < 9,15 \text{ m} \quad (2.5a)$$

$$r_d = 1,174 - 0,0267z \quad \text{lorsque } 9.15 < z < 23 \text{ m} \quad (2.5b)$$

$$r_d = 0,744 - 0,008 z \quad \text{lorsque } 23 < z < 30 \text{ m} \quad (2.5c)$$

$$r_d = 0,5 \quad \text{lorsque } z > 30 \text{ m} \quad (2.5d)$$

Avec : Z = la profondeur considérée en mètre, réévaluation de l'amélioration des ensembles des données et l'interprétation conduit aux expressions suivantes (Idriss, 1999):

$$r_d = \exp [\alpha(z) + \beta(z) \cdot M_w] \quad (2.6a)$$

Avec :

$$\alpha(z) = -1.01 - 1.126 \cdot \sin[(z/11.73) + 5.133] \quad (2.6b)$$

$$\beta(z) = 0.106 + 0.118 \cdot \sin[(z/11.28) + 5.142] \quad (2.6c)$$

Où : z est < 25 m.

La figure 2.9 compare le principe initial de relation à une correction des relations ainsi que l'incertitude préliminaire des études sur le terrain. Idriss (1999) le facteur de réduction des contraintes sera utilisé pour cette étude.

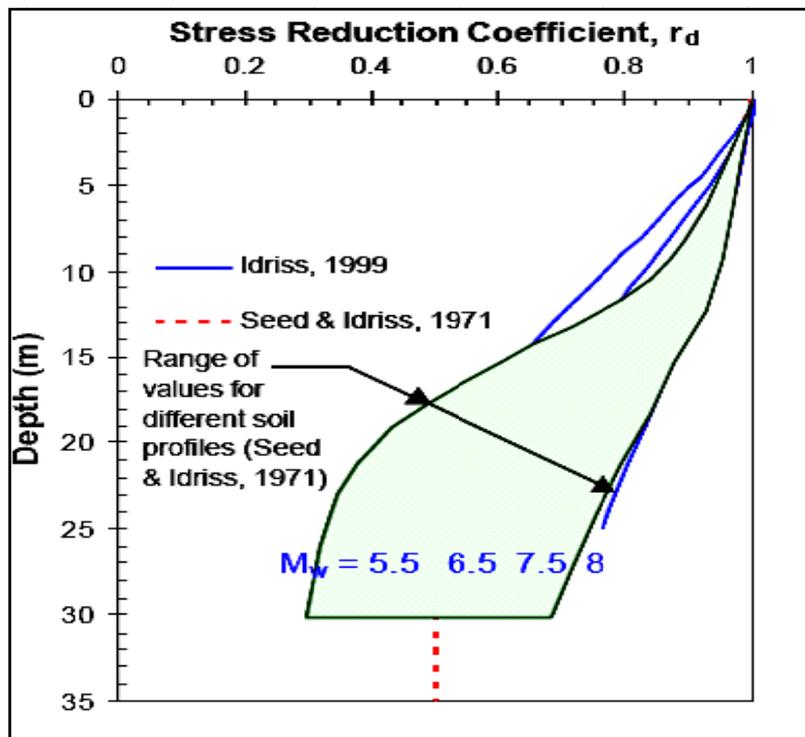


Figure 2.9 :.Facteur de réduction de la contrainte de cisaillement utilisée pour l’ajustement de la flexibilité dans le profil de sol durant les vibrations sismiques [5].

2.4.1. 3 facteurs d'échelle d'ampleur MSF :

Le moment d'amplitude d'un tremblement de terre aura une influence sur la durée des tremblements, et donc augmente le nombre de contrainte cyclique. Avec une augmentation du nombre de contrainte cyclique dans le même ratio de contrainte, le sol présente une résistance inférieure à la liquéfaction. Les effets de magnitude du séisme ne sont pas inclus dans l'équation ratio de contrainte cyclique, (équation 2.4) si les facteurs d'échelle d'ampleur (MSF) ont été développés. La référence pour l'analyse d'ampleur de la contrainte cyclique est de 7,5.

Une relation entre le moment d'ampleur, M_w , et des contraintes cycliques important, n_{eq} , peut être exprimée en (seed et al. 1985):

$$n_{eq} = 0.0007 \cdot M_w^{4.94} \quad (2.7)$$

Un certain nombre d'études concernant la variation de facteurs d'échelle d'ampleur ont été effectuées à l'aide de combinaisons de la théorie et les données de terrain (Ambraseys, 1988; Arango, 1996; Andrus & Stokoe, 1997), avec des résultats de NCEER présentées des recommandations dans Youd & Noble (1997).

La réévaluation des séries des données sur le terrain et des essais en laboratoire sur des échantillons congelés ont conduit à une révision du facteur d'échelle d'ampleur (Idriss, 1999):

$$MSF = 31,9 (M_w)^{-1,72} \quad (2,8)$$

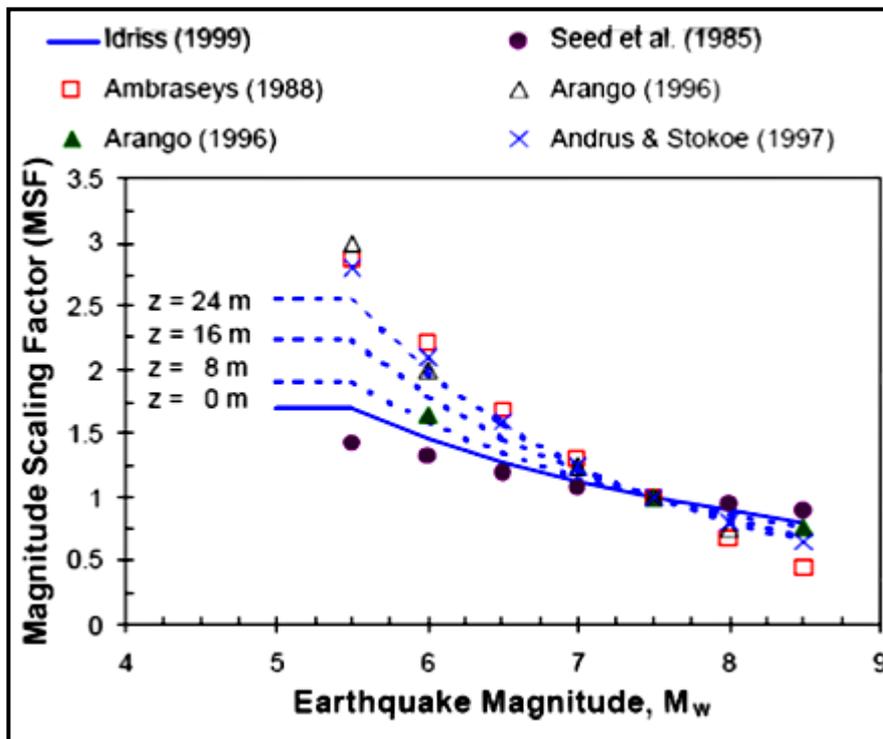


Figure 2.10. Effet de la révision (correction) des coefficients de réduction des contraintes sur la Magnitude des facteurs d'échelle (Idriss, 1999) [5].

2.4.1. 4. Ratio de résistance cyclique :

La CSR est une fonction du tremblement de terre, alors que le rapport de résistance cyclique (CRR) représente la résistance à la liquéfaction de dépôt. Des enquêtes sur des données des Bases de post-tremblement de terre sur le terrain ont été utilisés pour générer des courbes démarcations relatives d'essai in situ des paramètres d'une résistance de contrainte normalisé [par exemple, (N1) 60, VS1, QC1] à la résistance des sols à chargement cyclique à partir d'un tremblement de terre de magnitude 7,5 (CRR7.5).

Domaine des données de performance des tremblements de terre à d'autres d'ampleur que 7.5 sont corrigées à équivalent de valeurs CSR7.5 comme:

$$CSR_{7.5} = CSR / MSF \quad (2.9)$$

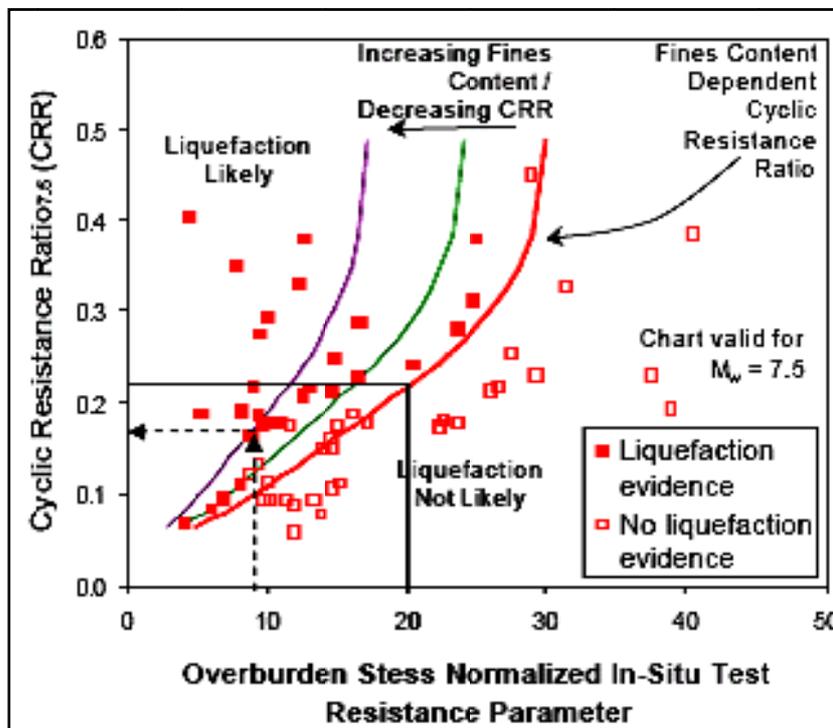


Figure 2.11. Les aspects principaux de la simplification des courbes de contrainte cyclique [5]

Les données de terrain sont séparées dans des sites qui ont ou n'ont pas affiché de surface manifestations de comportements de la liquéfaction. Une ligne de démarcation, connue sous le nom de CRR7.5, est générée entre la liquéfaction et non- liquéfaction des sites. Cette ligne a été initialement estimée à la main, mais généralement sont préféré une représentation mathématiques pour l'application de feuille de calcul.

Figure 2.11, montre un exemple des données de base de l'histoire de terrain, et les notes principales des caractéristiques d'un type graphique.

L'analyse des contraintes cyclique comporte les étapes suivantes:

1. déterminer A_{max} et M_w pour la conception de tremblement de terre;

2. déterminer le profil de rapport contrainte cyclique (CSR) avec la profondeur en utilisant les équations 2.4 et 2.6 ou l'analyse d'un site spécifique (par exemple, SHAKE91; Idriss & Sun, 1992);
3. Évaluer la résistance critique des couches de paramètres SPT, CPT, ou Vs;
4. Estimation de la teneur en matières fines des essais de laboratoire ou corrélations de terrain;
5. Déterminer le rapport de résistance cyclique par des courbes graphiques ou des formules simplifiées en fonction d'essai in-situ des paramètres de résistance et de la teneur en matières fines.
6. Calculer un facteur de sécurité (FS) à l'encontre de liquéfaction pour la conception de tremblement de terre (Youd & Noble, 1997):

$$FS=(CRR_{7,5}/CSR).MSF \quad (2.10)$$

Où : *MSF* est un facteur de magnitude égale à un pour le moment d'ampleur des tremblements de terre (*M_w*) de 7,5.

2.4.2. Evaluation de la résistance à la liquéfaction :

2.4.2.1. Procédures d'évaluation :

En ces dernières années, le centre d'intérêt des chercheurs est d'établir des procédures pour évaluer la résistance d'un sol donné aux sollicitations cycliques afin d'estimer son potentiel considéré à la liquéfaction.

La meilleure approche pour estimer le rapport des résistances cycliques "CRR" (Cyclic Resistance Ratio) est d'extraire des spécimens de sol afin de les faire tester dans le laboratoire. Cependant, une telle approche se heurte au problème de représentativité de l'échantillon par rapport à l'état initial du matériau en place, soit pour son état de contrainte initiale qui est difficilement atteint au laboratoire, soit parce que l'échantillon est assez remanié par les techniques de forage et d'échantillonnage, pour que les résultats de l'expérimentation soient significatifs.

En utilisant, exclusivement, quelques techniques spécialisées de prélèvement telles que la congélation du sol [2], on peut tirer des spécimens assez représentables pour les essais au laboratoire. Hors, le coût abusif de telle technique a limité son application dans les projets de grande importance.

Pour éviter tout problème associé au prélèvement et aux essais de laboratoire, des essais en place sont devenus, de plus en plus, l'état de pratique d'une investigation courante de la liquéfaction. Outre le SPT (Standard Pénétration Test), on peut citer le CPT (Cône Pénétration Test), l'essai géophysique en onde Vs (vitesse d'onde de cisaillement), et le Piézocône qui est encore en phase de recherche.

Les trois premiers essais ont été largement discutés dans les workshops des années 1996 et 1998.

Le SPT et le CPT sont généralement préférés à cause de leur grande base de données ainsi que leur vaste expérience dans l'évaluation de la liquéfaction. Cependant, l'essai au V_s peut être appliqué au site graveleux ou quand l'accès par un grand équipement est limité [12].

Les avantages et les inconvénients de chaque essai sont exposés dans le tableau 2.2.

<i>Particularité (1)</i>	<i>Type d'essais</i>		
	<i>SPT (2)</i>	<i>CPT (3)</i>	<i>Vs (4)</i>
<i>Mesures effectuées auparavant dans les sites de liquéfaction</i>	nombreux	nombreux	limité
<i>Type de comportement contrainte-déformation qui influence sur l'essai</i>	Partiellement drainé, grande déformation	Drainé, grande déformation	Petite déformation
<i>Qualité du control et de répétitivité</i>	Médiocre à bonne	Très bonne	Bonne
<i>Détection de la variabilité des dépôts de sol.</i>	Bonne pour les essais étroitement espacés	Très bonne	Assez bonne
<i>Types de sol dans lesquels l'essai et recommandés</i>	Non graveleux	Non. graveleux	T out type
<i>Échantillon de sol récupéré</i>	Oui	Non	Non

Tableau 2.2 : Avantages et inconvénients des différents essais d'estimation en place de la résistance à la liquéfaction [7].

2.5. Essais en place et estimation de la CRR

2.5.1. Essai de Pénétration Standard (SPT)

2.5.1.1 Méthode graphique de Seed

En vue d'évaluer en place le risque de liquéfaction des sols en cours de séisme, et compte tenu de sa fréquence d'utilisation tant aux Etats-Unis qu'au Japon, c'est évidemment avec le (SPT) que des corrélations et des critères ont été recherchés en premier lieu.

Depuis les corrélations présentées par Seed en 1976, des résultats importants ont été acquis au Japon, permettant d'améliorer cette approche empirique tenant compte en particulier de la granulométrie des sols qui possède une influence à la fois sur la résistance cyclique et la résistance à la pénétration.

Les essais d'évaluation de la résistance à la liquéfaction basés sur les résultats du SPT ont été assez robustes pendant des années. Ces essais sont introduits en grande partie dans le diagramme de Seed par les couples $(N_1)_{60}$ - CSR représenté dans la figure 2.12.

Avec: CSR le rapport des contraintes cycliques ; $(N_1)_{60}$ le nombre de coup SPT normalisé pour être ramené à une pression de confinement de 100 KPa (1ton/sq fi), et un rendement énergétique du marteau de 60 %.

La figure (2.12) représente les données de CSR calculé par l'équation 2.4 et le $(N_1)_{60}$ correspondant aux sites où la liquéfaction a été observée ou non pour des séismes de magnitude 7.5, déjà manifestés. Le rapport des résistances cycliques CRR est représenté sur ce graphe par des courbes limite qui sépare deux régions: l'une liquéfiable et l'autre non liquéfiable. Ces courbes ont été développées pour des matériaux granulaires qui contiennent un pourcentage des fines de 5% ou moins, 15%, et 35%.

La courbe (CRR) pour un pourcentage des fines <5% donne le critère fondamental de pénétration pour la procédure simplifiée et, est référée plus tard par « la courbe SPT de base pour le sable propre » [12].

Figure 2.12 de seed et al. (1985) affiche des données de base de SPT avec les courbes NCEER (1997). Quatre cartes sont présentées: (a) sable propre avec des données de contenu fins de (FC) de moins de 5 pour cent, (b) de sable limoneux des données de contenu fins entre 5 et 15 pour cent ; (c) limon sableux des données de contenu fins entre 15 et 35 pour cent des données de contenu fins entre 15 et 35 pour cent, et (d) le limon des données avec la teneur en matières fines plus de 35 pour cent.

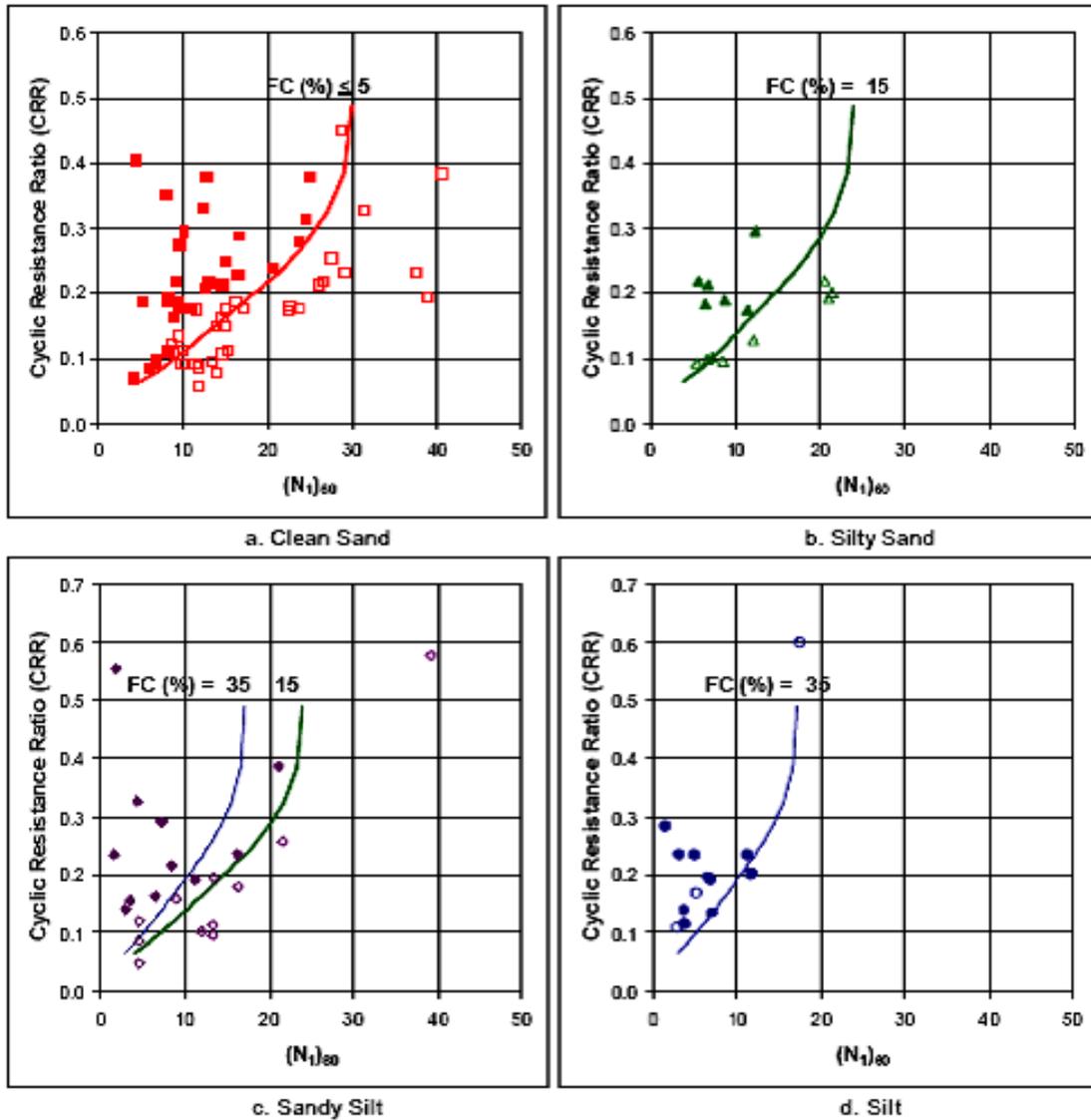


Figure 2.12 : Relation entre le rapport de résistance cyclique et le nombre de coups corrigé pour différents diamètres des grains [5]

a. Courbe de base (SPT) pour les sables propres

Des modifications ont été portées sur la courbe de base SPT par l'ensemble des communicants dans le workshop des années 1996/1998. Le premier changement était la prolongation de cette courbe pour un nombre de coup réduit afin d'atteindre la valeur de 0.05 de (CRR) sur la figure 2.12. Cet ajustement reforme la courbe de base du sable propre pour mieux accomplir sa consistance avec les courbes (CRR) développées par les procédures des essais au CPT, et aux ondes Vs. A l'université du Texas, A.F Rauch (communication personnelle, 1998) [12], a rapproché la courbe de base du sable propre indiqué dans la figure 2.12 par l'équation suivante:

$$CRR_{7.5} = \frac{1}{34 - (N_1)_{60}} + \frac{(N_1)_{60}}{135} + \frac{50}{[10 \cdot (N_1)_{60} + 45]^2} - \frac{1}{200} \quad (2.11)$$

Cette équation est valable pour $(N_1)_{60} < 30$.

Elle peut être utilisée pour les couches horizontales ainsi que pour d'autres techniques analytiques dans le but d'approcher la courbe SPT du sable propre pour un calcul pratique.

b. Paramètres influençant le N -SPT

Une étude en laboratoire, conduite par le corps of Engineerings (Marcuson-Bieganouski, 1976), a permis d'identifier les paramètres influant sur la valeur du nombre N de coups SPT : N est influencé par la structure du matériau, son degré de surconsolidation, sa densité relative et la contrainte verticale effective qu'il supporte.

c. Ajustement de la teneur en fines

Dans le développement original, Seed et ses co-auteurs (1985) ont noté une augmentation apparente du CRR avec l'augmentation de la teneur en fines. Cependant, il n'était pas clair si cette augmentation est provoquée par amplification de la résistance à la liquéfaction, ou par diminution de la résistance à la pénétration.

Une révision de correction pour la teneur en fines a été développée par les investigateurs (workshop (1998)) [12] pour mieux s'adapter à la base de données empirique, ainsi que pour mieux tolérer les calculs à un tableur ou d'autres moyens de calcul analytiques.

Les équations (2.5) et (2.6) étaient recommandées par les participants du workshop comme étant correction approximative de l'influence des fines sur le CRR. Ces équations ont été développées par I.M. Idriss avec l'assistance de R.B. Seed pour corriger $(N_1)_{60}$ à une valeur équivalente $(N_1)_{60}$ du sable propre.

$$(N_1)_{60eq} = \alpha + \beta \cdot (N_1)_{60} \text{-----} (2.12)$$

$$\alpha = 0 \text{ et } \beta = 1 \text{ pour } FC \leq 50\% \text{-----} (2.13)$$

$$\alpha = \exp \left[1.76 - \left(\frac{190}{FC^2} \right) \right] \text{ Pour } 5\% < FC < 35\% \text{-----} (2.14a)$$

$$\beta = [0.99 + (FC^{1.5}/1.000)] \text{ pour } 5\% < FC < 35\% \text{-----} (2.14b)$$

$$\alpha = 5 \text{ et } \beta = 1.2 \text{ pour } FC \leq 35\% \text{-----} (2.15)$$

Ces équations peuvent être utilisées pour un calcul courant de la résistance à la liquéfaction.

d. Autres corrections

Outre que la teneur en fines, plusieurs facteurs influencent les résultats du SPT, le tableau 2.3 ainsi que l'équation (2.16) introduit les corrections suivantes:

$$(N_1)_{60} = N_m \cdot C_N \cdot C_E \cdot C_B \cdot C_R \cdot C_S \quad (2.16)$$

N_m : résistance à la pénétration mesurée.

C_N : facteur de correction qui normalise N_m à une contrainte de confinement de 100 KPa.

- C_E : correction pour l'énergie du marteau.
- C_B : facteur correcteur du diamètre du trou de sondage.
- C_R : facteur de correction sur la longueur de la tige du forage.
- C_s : correction sur la procédure de prélèvement.
Ou facteur correcteur sur la tarière (avec ou sans cale)

Facteur (1)	Variables de l'équipement (2)	Terme (3)	Correction (4)
<i>Pression de confinement</i>		C_N	$(pa/cr:o)^{0.5}$
<i>Pression de confinement</i>		C_N	CN S 1.7
<i>Rapport d'énergie</i>	Marteau avec tore	C_E	0.5-1.0
<i>Rapport d'énergie</i>	Marteau sécurité	C_E	0.7-1.2
<i>Rapport d'énergie</i>	Marteau avec tore auto-moteur	C_E	0.8-1.3
<i>Diamètre du trou de sondage</i>	65-115 mm	C_S	1.0
<i>Diamètre du trou de sondage</i>	150 mm	C_S	1.05
<i>Diamètre du trou de sondage</i>	200 mm	C_S	1.15
<i>Longueur de la tige</i>	<3m	C_R	0.75
<i>Longueur de la tige</i>	3-4 m	C_R	0.8
<i>Longueur de la tige</i>	4-6m	C_R	0.85
<i>Longueur de la tige</i>	6-10 m	C_R	0.95
<i>Longueur de la tige</i>	10-30 m	C_R	1.0
<i>Méthode d'échantillonnage</i>	Echantillonnage stantlard	C_S	1.0
<i>Méthode d'échantillonnage</i>	Echantillonnage sans étais	C_S	1.1-1.3

Tableau 2.3 : Corrections sur le SPT (modifiées par skempton 1986) comme présentées par Robertson et Wride (1998) [12].

Comme la résistance à la pénétration (SPT) augmente en augmentant la pression de confinement, un facteur de correction de pression est appliqué (Seed et Idriss 1982). Ce facteur est généralement calculé par l'équation:

$$C_N = (Pa/\sigma')^{0.5} \tag{2.17}$$

C_N ne doit pas excéder la valeur de 1.7 [une valeur t « $C_N = 2$ » a été publiée dans le Proceeding du (NCEER) workshop (Yood et Idriss 1 997) [12], mais plus tard il a été réduit à 1.7, avec l'accord des participants du workshop. Kayen et autres (1992) ont suggéré l'équation suivante, qui limite la valeur maximale de C_N à 1.7, et selon l'opinion de

ces auteurs, elle fournit une meilleure conformité à la courbe spécifiée par Seed et Idriss (1982) :

$$C_N = 2.2 / \left(1.2 + \frac{\sigma_{v0}}{P_0} \right) \quad (2.18)$$

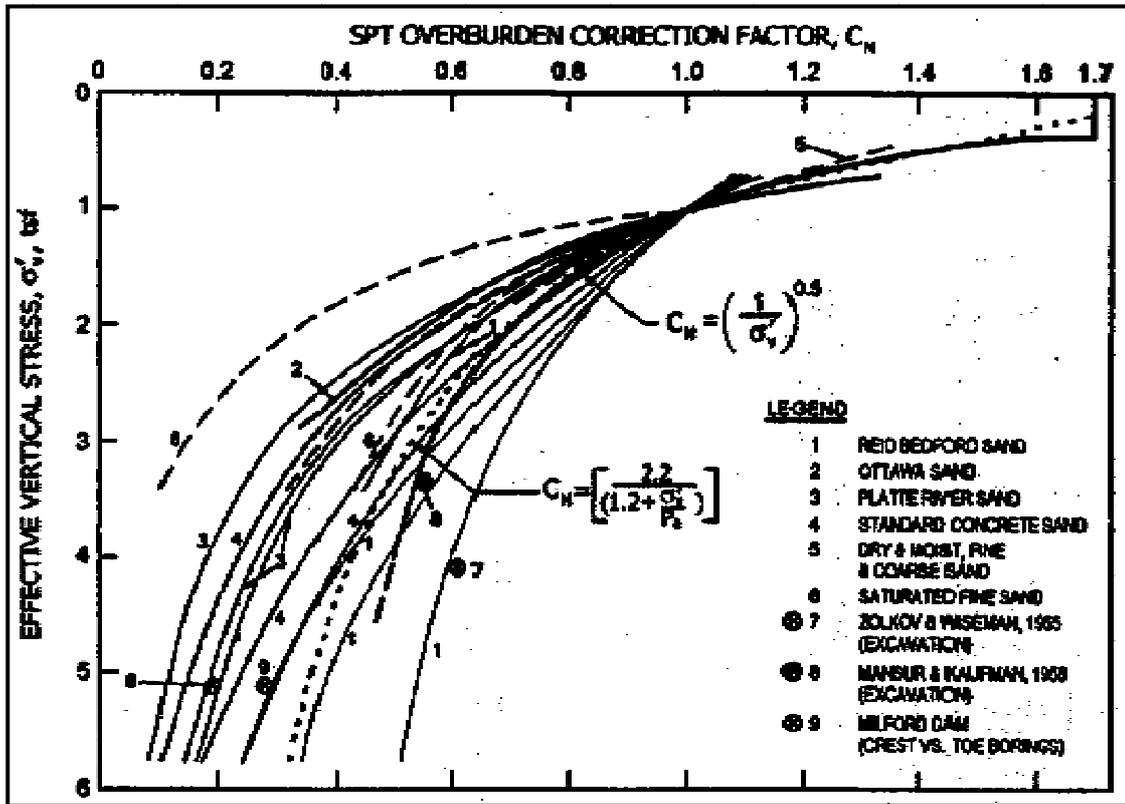


Figure 2.13 : Facteur correcteur C_N de la contrainte effective en fonction du nombre de coups N-SPT [12].

2.5.1.2. Méthode Japonaise

Pour l'exploitation des résultats du SPT, il n'a été tenu compte dans la méthode de Seed que de la contrainte verticale effective et dans une certaine mesure de la densité relative. Par contre la granulométrie a été omise, alors que la taille des grains influence très directement les résultats des essais SPT et la résistance cyclique des sols pulvérulent.

L'usage du SPT étant largement répandu au Japon pour les études géotechniques courantes. Des recherches ont été conduites pour rattacher la résistance cyclique non drainé donnée par les essais à l'appareil triaxial aux caractéristiques en place, à savoir: N , σ_{v0}' et le diamètre moyen des grains D_{50} .

Cette méthode a connue une évolution avec le temps et a été améliorée, dans ce qui suit on va citer quelque étapes de son développement:

1ème Etape:

Pour évaluer la résistance d'un horizon sableux à la liquéfaction, Tatsuoka et al [13] proposent d'utiliser le paramètre:

$$F_1 = \frac{R}{L} \tag{2.19}$$

Où **R** : Rapport des contraintes provoquant la liquéfaction en place ;

L : Valeur maximale du rapport des contraintes cyclique dues au séisme donné par l'équation 2.4 (même coefficient CSR dans la méthode de Seed).

Après application de divers facteurs correctifs pour transposer résultats au triaxial et comportement en place, la valeur du terme R est assimilé à celle de $R_{1,20}$.

Le non liquéfaction de l'horizon est traduit par la condition: $F_1 > 1$.

Le paramètre F_1 , s'il peut refléter le comportement du sol à une profondeur donnée, n'est pas suffisant pour rendre compte de la sévérité de la liquéfaction sur l'ensemble du profil. Pour cela, les auteurs [13] proposent de calculer le potentiel de liquéfaction par l'expression:

$$P_l = \int_0^{20} F(10 - 0.5z) dz \tag{2.20}$$

Avec :

$$F = \begin{cases} 1 - F_1 & \dots \dots \dots \text{si } F_1 \leq 1 \\ 0 & \dots \dots \dots \text{si } F_1 \geq 1 \end{cases} \tag{2.21}$$

P_l est ainsi susceptible de varier entre 0, si $F_1 \geq 1$ de 0 à 20m de profondeur, et 100, si la résistance cyclique du sol est nulle sur les 20m.

La pertinence de ce critère pour séparer les cas probables de liquéfaction des cas de non liquéfaction a été appréciée sur la base des observations du comportement de cinquante-huit sites lors de six séismes de magnitude comprise entre 7 et 8

La figure 2.14 présente les courbes cumulées des cas de liquéfaction et de non-liquéfaction en fonction de la valeur de P_l . On peut observer que, si $P_l \leq 5$, il est peu probable que le profil étudié se liquéfie et que, par contre, si $P_l \geq 15$ le risque de liquéfaction devient important.

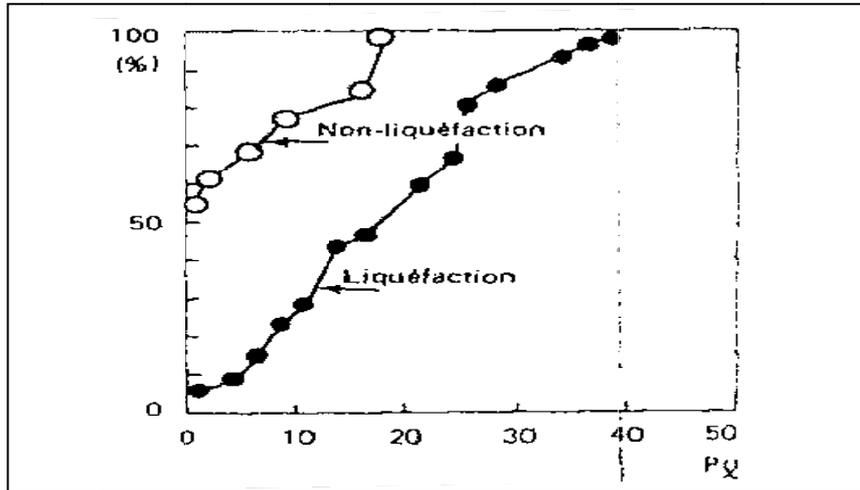


Figure 2.14: Potentiel de liquéfaction pour des cas étudiés de liquéfaction et de non-liquéfaction [13].

2^{ème} Etape :

La nouvelle corrélation tient compte de la modulation de la valeur R en fonction de la magnitude du séisme, permettant ainsi de couvrir un large intervalle de magnitudes.

Elle consiste à rattacher directement le résultat de l'essai SPT au rapport des contraintes en place (τ_{moy}/σ'_{v0}) et au résultat $R_{1,20}$ de l'essai triaxial [13]

$$R_{In} = R_{1,20} \left(\frac{n}{20}\right)^{-20} \tag{2.22}$$

Et

$$\frac{\tau_{moy}}{\sigma_{v0}} = CrRIn \tag{2.23}$$

Avec: R_{In} est le rapport des contraintes engendrant une déformation limitée axiale de 5 à 6% en n cycles.

$R_{1,20}$: le rapport des contraintes effectives de confinement au déviateur cyclique

Le nombre de cycle n est donné dans le tableau 2.4 en fonction de la magnitude.

Magnitude (M)	5.5 à 6	6.5	7	7.5	8
Nombre de cycles (n)	5	8	12	15	20

Tableau 2.4 : Corrélation magnitude -nombre de cycles.

3^{ème} Etape :

En se basant sur les éléments précédents la résistance à la liquéfaction caractérisée par τ/σ'_{v0} est évaluée à partir des essais SPT, selon la magnitude du séisme considéré, par les relations [13]

$$\frac{\tau}{\sigma'_{v0}} = \begin{cases} A \left\{ \sqrt{\frac{N}{\sigma'_{v0+70}} - 0.258 \log_{10} \left(\frac{D_{50}}{0.35} \right)} \right\} & \text{pour } 0.04 \leq D_{50} \leq 0.60 \text{ mm} \\ A \left\{ \sqrt{\frac{N}{\sigma'_{v0+70}} - 0.0567} \right\} & \text{pour } 0.6 \leq D_{50} \leq 1.50 \text{ mm} \end{cases} \quad (2.24)$$

Avec σ'_{v0} est exprimée en kPa, le coefficient A prenant selon la magnitude par des valeurs indiquées dans le tableau 2. 5.

<i>Magnitude</i>	5.5 à 6	6.5	7	7.5	8
<i>A</i>	0.66	0.60	0.56	0.53	0.50

Tableau 2.5 : Coefficient A en fonction de la magnitude du séisme [13].

2.5.2. Essai de pénétration statique au cône (CPT)

A cause des difficultés inhérentes, et la faible répétitivité associée au pénétromètre standard (SPT), plusieurs corrélations ont été proposées pour l'estimation du CRR des sables propres et les sables limoneux utilisant la résistance à la pénétration corrigée du CPT [12]. L'avantage fondamental du CPT, est la continuité du profil de la résistance à la pénétration développée pour les interprétations stratigraphiques. Les résultats d'un essai CPT sont généralement plus consistants et répétitifs que d'autres essais de pénétration.

La continuité du profils du sol fournies également une définition des couches du sol plus détaillée qu'avec d'autres outils, cette capacité stratigraphique, fait que, l'essai de pénétration statique au cône est plus avantageux que d'autres essais de pénétration pour le développement de la résistance à la liquéfaction des profils des sols [2].

Dans les dernières années, on a noté une augmentation remarquable dans l'exploit des données de sites disponibles, particulièrement par le CPT. La performance des données des sites récents a montré que les corrélations existantes, basées sur le CPT pour la révision du CRR, sont généralement bonnes pour les sables propres.

La figure 2.15 donne les courbes préparées par Olson & Stark, 1998; Robertson & Wride, 1997 pour une détermination directe du CRR, (a) le sable propre, (b) de sable limoneux, (c) limon sableux, (d) courbe de NCEER à partir des données de l'essai CPT.

Cette figure qui a été développée pour une magnitude du séisme de 7.5 seulement présente le rapport calculé des contraintes cycliques tracé en fonction de la résistance à la pénétration au CPT adimensionnelle corrigée et normalisée q_{CIN} , pour des sites où les effets de la liquéfaction ont été observés ou non après les séismes d'antérieur. La courbe CRR sépare soigneusement les données des sites liquéfiables de celles non liquéfiables. Des courbes pour différentes valeurs de déformation par cisaillement sont ainsi représentées.

a. Normalisation de la résistance à la pénétration

La procédure de CPT nécessite la normalisation de la résistance à la pointe en utilisant les équations (2.25) et (2.26). Cette transformation, rend la résistance à la pénétration au cône (q_c), normalisée et adimensionnelle.

$$q_{CIN} = \left(\frac{q_c}{P_{a2}} \right) C_Q = \frac{q_{c1}}{P_{a2}} \quad (2.25)$$

$$C_Q = (P_a / \sigma'_{v0})^n \quad (2.26)$$

- Où : q_c = est la résistance à la pénétration à la pointe du cône; mesurée en place;
- C_Q = le facteur de correction de la contrainte de confinement ;
- n = un exposant variant avec le type du sol;
- P_a : pression de référence de même unité de mesure que σ'_{v0} (si σ'_{v0} est en KPa, $P_a = 100$ KPa)
- P_{a2} : pression de référence de même unité de mesure que q_c ($P_{a2} = 0.1$ MPa si q_c est en MPa)

Pour les couches superficielles du sol, C_Q devient plus grande à cause de la réduction de la contrainte de confinement.

Comme il sera noté dans les paragraphes suivants, n prendra des valeurs comprises entre 0.5 et 1.0 Selon les caractéristiques des grains du sol. [2]

Un diagramme (figure 2.16) a été construit pour prévoir le type du sol. Les limites de 2 à 7 entre les types du sol peuvent être rapprochées par des cercles concentriques, ainsi, ils peuvent être utilisés pour rendre compte des effets des caractéristiques des sols sur q_{CIN} et CRR.

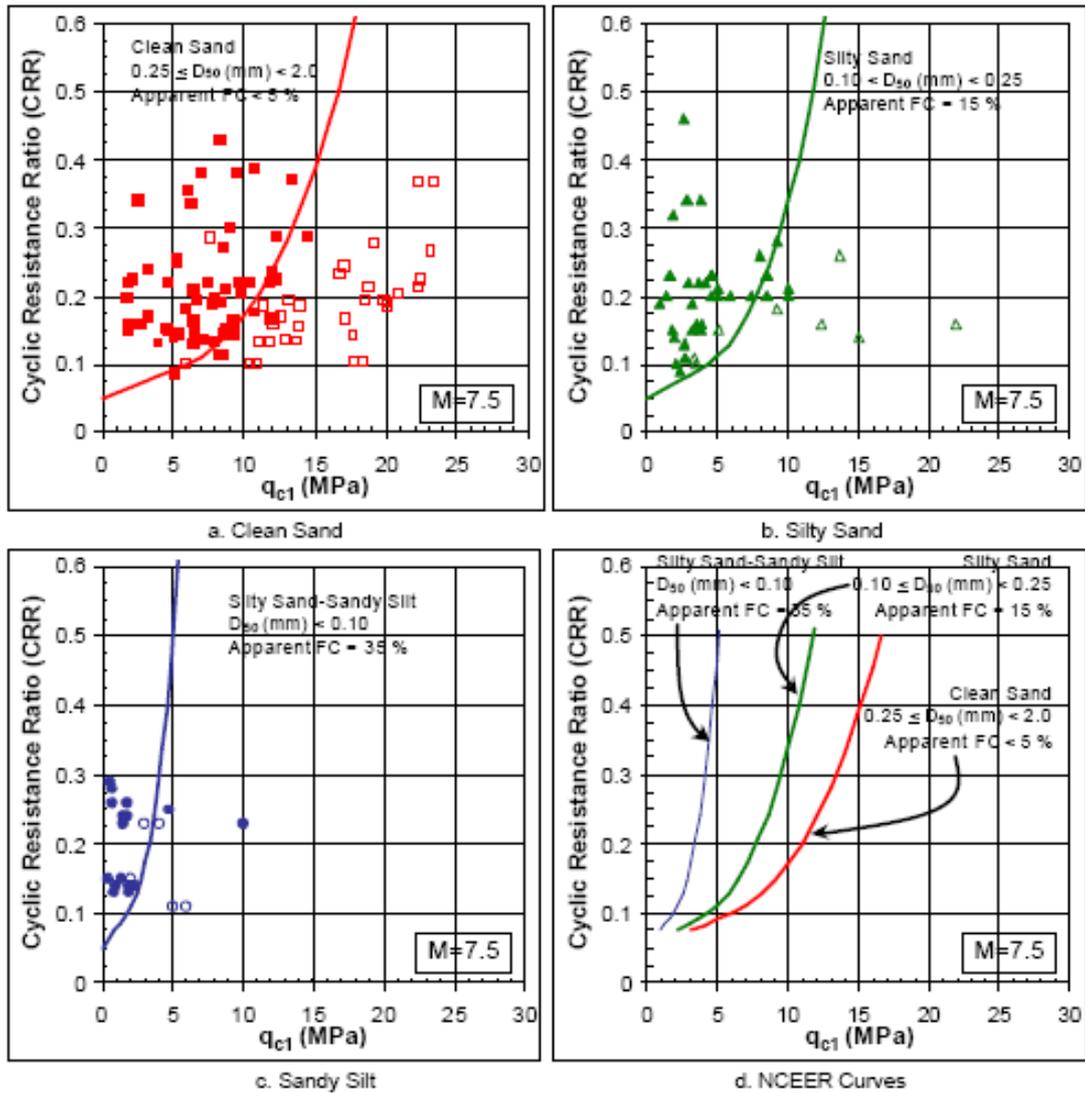


Figure 2.15: Courbe recommandée pour le calcul à partir des données du CPT avec des données empiriques de liquéfaction (Adapté de Olson & Stark, 1998; Robertson & Wride, 1997) [5]

Le diamètre de ces cercles, nommé l'indice du type de comportement du sol I_c est calculé à partir de l'équation suivante:

	$I_c = [(3.47 - \log Q)^2 + (1.22 + \log F)^2]^{0.5}$	(2.27)
Avec	$Q = [(q_c - \sigma_{vo})/P_a][(P_a/\sigma_{vo})^n]$	(2.28)
Et	$F = [f_s/(q_c - \sigma_{vo})] \times 100\%$	(2.29)

Le diagramme du comportement du sol présenté dans la figure 2.16, a été développé en utilisant un exposant n d'une valeur de 1.0, qui est la valeur appropriée pour les sols argileux.

Cependant, pour les sables propres, la valeur la plus convenable est de 0.5, une gamme de valeur entre 0.5 et 1.0 est appropriée aux sols de type limon ou limon sableux. [12]

Si la valeur de I_c calculée avec un exposant $n = 1.0$ est > 2.6 , le sol est classé comme argileux et considéré assez riche en argile pour se liquéfier, ainsi l'analyse est complète. Cependant, des échantillons de sol doivent être prélevés et testés pour confirmer le type de sol et la résistance à la liquéfaction. Pour ce fait, des critères tel que les critères chinois, doivent être appliqués pour comme est le sol est non liquéfiable.

Comme est défini par Seed et Idriss (1984), le critère chinois, spécifie que la liquéfaction peut se produire, seulement si les trois conditions suivantes sont réunies:

1. La teneur en argile (les particules inférieurs à 5μ) est $< 15\%$ par unité de poids;
2. La limite de liquidité est $< 35\%$;
3. La teneur en eau naturelle est > 0.9 fois la limite de liquidité.

Si I_c calculé est < 2.6 , le sol est plus probablement granuleux dans sa nature, par conséquent C_q et Q doivent se recalculer pour une valeur de n égale à 0.5 . I_c doit être recalculé en utilisant l'équation (2.27).

Si I_c recalculé reste inférieur 2.6 , le sol est classé comme non plastique et granuleux.

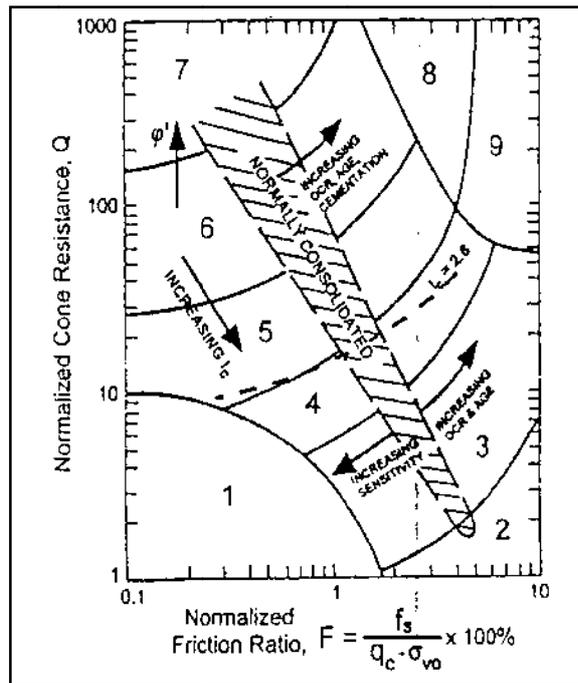


Figure 2. 16 : Diagramme du type de comportement des sols par CPT, proposé par Robertson (1990) [12].

Les limites des types de comportement sont données en fonction de l'indice I_c , comme est indiqué dans le tableau 2.6. L'indice du type de comportement ne s'applique pas dans les zones 1,8, ou 9 le long de la région normalement consolidée dans la figure 2.16 [2].

Indice du type de sol, I_c	Zone	Type de comportement (figure 2.16)
$I_c < 1.31$	7	Sable graveleux au sable dense
$1.31 < I_c < 2.05$	6	Les sables: sable propre au sable limoneux
$2.05 < I_c < 2.60$	5	Mélange de sable: sable limoneux à limon sableux
$2.60 < I_c < 2.95$	4	Mélange de limon: limons argileux aux argiles limoneuses
$2.95 < I_c < 3.60$	3	Les argiles: argile Limoneuse à l'argile
$I_c > 3.60$	2	Les sols organiques: tourbes.

Tableau 2.6 : Limite du type de comportement (d'après Robertson, 1990) [2].

Le rapport des frottements (la résistance des manchons f_s divisée par la résistance à la pointe du cône q_c) augmente généralement en augmentant la teneur en fine et la plasticité du sol, permettant une estimation grossière du type du sol et du rapport des fines déterminé à partir des données du CPT.

b. Influence de la teneur en fines sur le CRR

L'indice du type de comportement augmente en augmentant la teneur en fines et la plasticité du sol, est la relation simplifiée suivante est suggérée :

$$\text{Si } I_c < 1.26 \text{ la teneur en fines } FC(\%) = 0 \quad (2.30a)$$

$$\text{Si } 1.26 \leq I_c \leq 3.5 \text{ la teneur en fines } FC(\%) = 1.75I_c^{3.25} - 3.7 \quad (2.30b)$$

$$\text{Si } I_c > 3.5 \text{ la teneur en fines } FC(\%) = 100 \quad (2.30c)$$

La gamme des corrélations potentielles est illustrée sur la figure 2. 17 qui montre la variation de l'indice du type de comportement (I_c) avec la teneur en fines apparente et le degré de plasticité des fines. La relation générale recommandée donnée par l'équation (2.30) est également présentée dans la figure 2.17. Notons que cette équation est légèrement modifiée à partir du travail original de Robertson et Fear (1995) afin d'augmenter la prédiction de FC apparente pour la valeur donnée d' I_c .

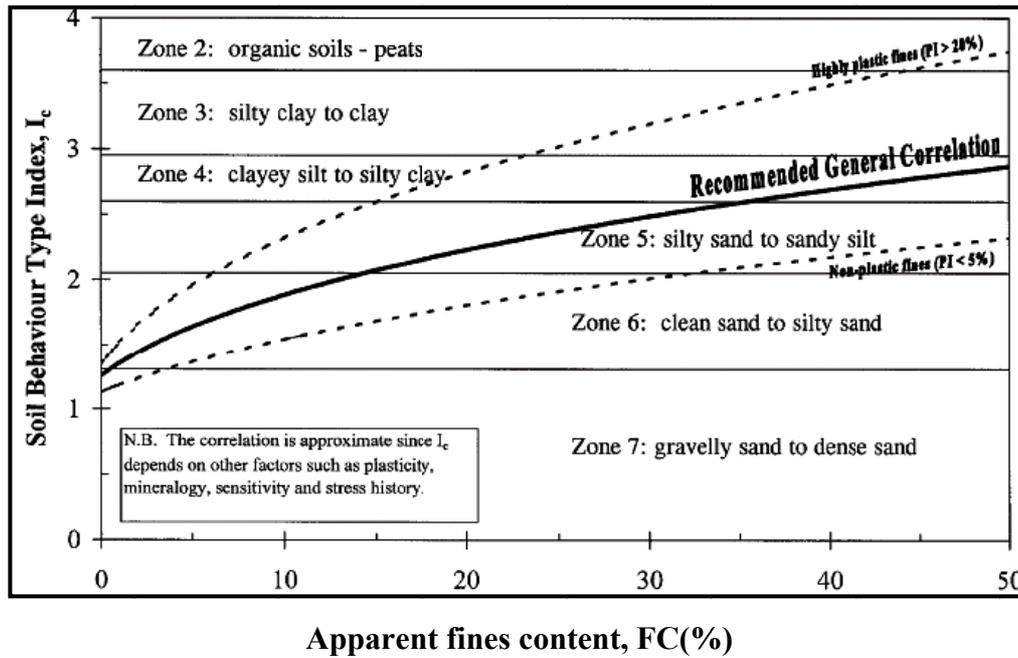


Figure 2. 17 : Variations de l'indice I_c en fonction de la teneur en fine et du degré de plasticité PI [2].

La corrélation proposée entre l'indice du type de comportement par le CPT et la teneur en fines apparente est approximative, du fait que, le CPT répond à plusieurs autres facteurs affectant le comportement du sol, tel que la plasticité du sol, la minéralogie, sensibilité, et l'histoire des contraintes.

Une précaution doit être prise en appliquant l'équation 2.30 aux sables qui sont rapportés sur la région définie par $1.64 \leq I_c \leq 2.36$ et $F < 0.5\%$ sur la figure 2.16, pour qu'il n'y ait pas une confusion entre les sables propres très lâches et les sables denses contenant des fines. Dans cette zone, il est suggéré que la teneur en fines apparente est prise égale à 5 %, de tel sorte qu'aucune correction ne sera appliquée à la résistance à la pointe du CPT mesurée quand les données du CPT sont rapportées dans cette zone.

Pour évaluer la corrélation présentée dans la figure 2.17 il est important d'indiquer le profil du sol entier puisque la comparaison des échantillons de sol avec un CPT adjacent, à une même altitude peut être trompeuse à cause du changement de la stratigraphie et l'hétérogénéité du sol.

c. Calcul de la résistance à la pénétration an cône équivalente normalisée pour un sable propre

La résistance à la pénétration normalisée (q_{CIN}) pour les sables limoneux est corrigée à une valeur équivalente des sables propres ($q_{CIN})_{cs}$. Par la relation suivante:

$$(q_{CIN})_{cs} = K_c(q_{CIN}) \quad (2.31)$$

Où, K_c : le facteur correcteur des caractéristiques des grains.

Basée sur la méthode précédente d'estimation des caractéristiques des grains directement à partir du CPT, en utilisant l'indice du type de comportement la relation recommandée entre I_c et le facteur correcteur K_c illustré dans la figure 2.18 est donné par l'équation suivante:

Pour $I_c \leq 1.64$ $K_c = 1.0$ (2.32. a)

$I_c > 1.64$ $K_c = -0.403I_c^4 + 5.581I_c^3 - 21.63I_c^2 + 33.75I_c - 17.88$ (2.32b)

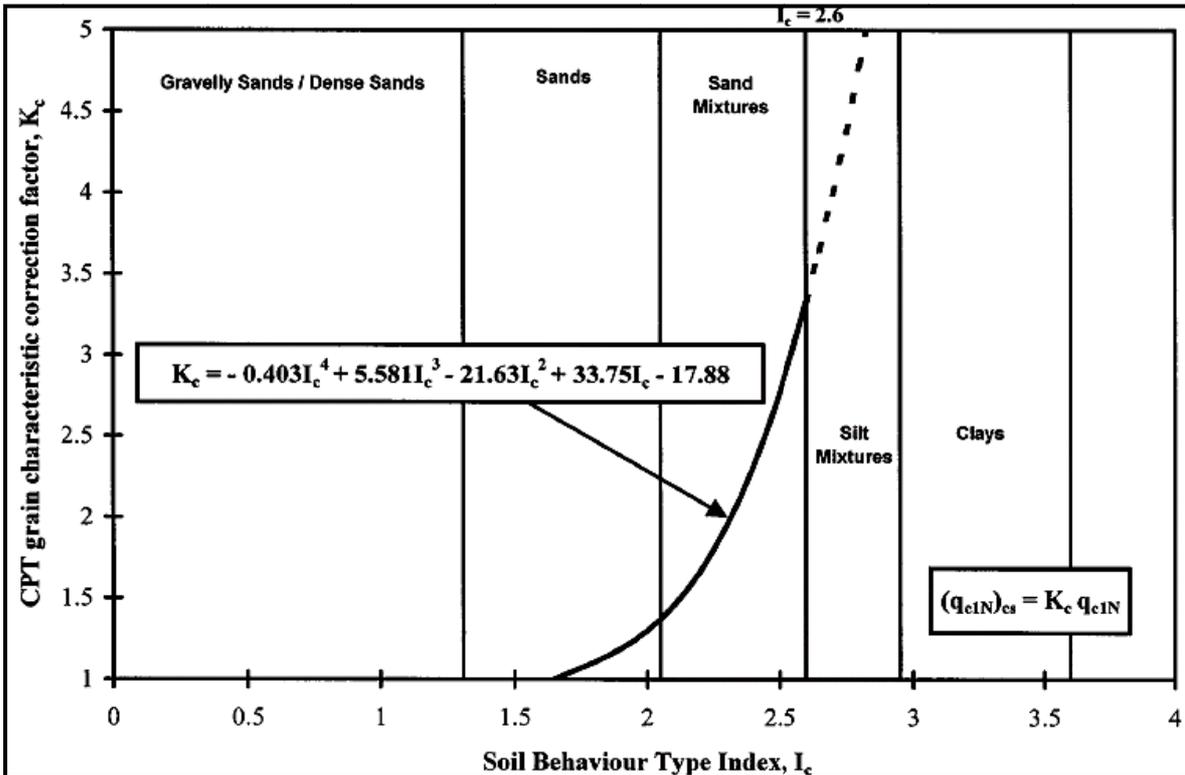


Figure 2.18: Relation entre I_c et le facteur correcteur K_c . [2]

Le facteur de correction proposé K_c est approximatif, puisque, le CPT est influencé par plusieurs facteurs tel que, la plasticité du sol, la teneur en fines, la minéralogie, la sensibilité du sol, ainsi que l'histoire des contraintes. Cependant, pour les petits projets ou pour l'examen préliminaire des grands projets, la corrélation précédente fournis un guide pratique [2].

Une précaution doit être prise dans l'application de cette relation aux sables qu'on trace dans la région définie par $1.64 \leq I_c \leq 2.36$ et $F < 0.5\%$ de telles façons qu'on ne confond pas les sables très lâches avec les sables denses à une teneur en fines élevée. Dans cette zone, il est suggéré que le facteur correcteur est fixé à une valeur de 1.0 (assumé que le sable est un sable propre).

Notant que la relation entre le facteur de correction recommandé K_c et l'indice du type de comportement I_c , est montré par la figure 2.18 en ligne brisée au-delà de la valeur de $I_c=2.6$, qui correspond à une teneur en fines apparente approximative de 35%. Les sols avec un $I_c > 2.6$ tombe dans les régions des limons argileux, les argiles limoneuses et les argiles dans le diagramme du comportement des sols (les zones 3 et 4).

Il est raisonnable d'assumer, en général, que les sols avec $I_c > 2.6$ sont non liquéfiable et que la correction K_c peut être grande. Les sols qui se trouvent dans la région inférieure gauche du diagramme de comportement des sols (figure 2.16), définis par $I_c > 2.6$ et $F < 1.0\%$, peuvent être très sensibles et, donc, susceptibles à la liquéfaction cyclique et/ou l'écoulement par les sols inscrits dans cette région doivent être évalués en utilisant un autre critère tel que, le critère chinois pour les sols argileux avec d'autres essais.

La figure 2.19 donne le résultat des courbes de CRR équivalentes pour les valeurs de I_c de 1.64, 2.07 et 2.59 qui représentent les teneurs en fines approximatives apparentes de 5, 15 et 35% respectivement.

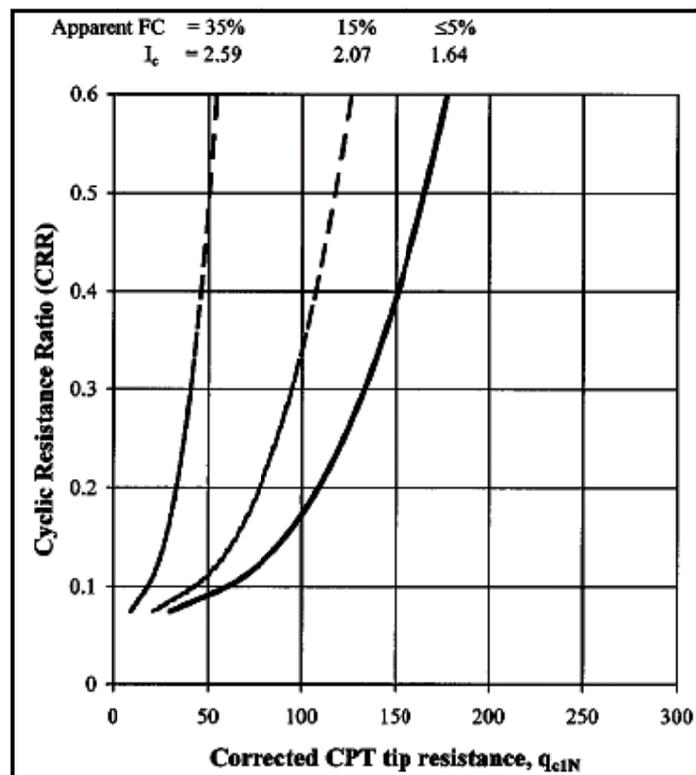


Figure 2.19 : Courbes CRR en fonction d' I_c et la teneur en fine correspondante. [2]

d. Résistance cyclique par CPT

Dans une première section, une méthode a été suggérée pour estimer le contenu apparent de fines directement des résultats de CPT, en utilisant l'équation (2.30). Après l'élan traditionnel de SPT, le contenu apparent estimé de fines a pu être employé pour estimer la correction nécessaire pour obtenir la résistance équivalente de pénétration de sable propre. Cependant, puisque d'autres caractéristiques de grain influencent également la résistance mesurée de pénétration de CPT, on lui recommande que la correction nécessaire soit estimée à partir de l'indice de type de comportement de sol, comme décrit ci-dessus.

Par conséquent, les équations (2.27), (2.31), et (2.32) peuvent être combinées pour estimer la résistance de pénétration normalisée par sable propre équivalente, directement des données mesurées de CPT.

Puis, en utilisant la résistance (q_{CIN}) *Erreur ! Signet non défini.* de pénétration normalisée' pour le sable propre équivalent, le CRR (pour $M = 7.5$) peut être estimé en utilisant l'équation simplifiée suivante qui rapproche la courbe propre de sable recommandée dans la figure 2.15 :

$$\text{si } 50 \leq (q_{CIN})_{CS} < 160, \quad CRR = 93 \left[\frac{(q_{CIN})_{CS}}{1000} \right]^3 + 0.08 \quad (2.33a)$$

$$\text{si } (q_{CIN})_{CS} < 50, \quad CRR = 0.833 \left[\frac{(q_{CIN})_{CS}}{1000} \right]^3 + 0.05 \quad (2.33b)$$

En résumé, les équations (2.27), (2.32) et (2.33) peuvent être combinés pour fournir une méthode intégrée pour évaluer la résistance cyclique ($M = 7.5$) des sols sableux saturés basés sur le CPT. Si les couches minces sont présentes, les corrections à la résistance mesurée à la pointe dans chaque couche mince peuvent être appropriées. La méthode basée sur le CPT-est une alternative aux méthodes en place basées sur la vitesse d'onde de cisaillement ou le SPT ;

Cependant, employer plus d'une méthode est utile en offrant des évaluations indépendantes de potentiel de liquéfaction. La méthode intégrée proposée de CPT est récapitulée dans la figure 2.20 sous forme d'organigramme. Cet organigramme montre clairement le processus concerné étape par étape, en employant la méthode intégrée proposée basée sur le CPT pour évaluer le CRR et indiquée les équations recommandées pour chaque étape du processus.

Bien que l'approche proposée fournisse une méthode à corrigée les données de CPT pour des caractéristiques des grains, il n'est pas destinée pour enlever le besoin de choisir un prélèvement.

Si l'utilisateur n'a aucune expérience précédente sur CPT dans une région géologique, il est important de prendre les échantillons soigneusement choisis pour évaluer la classification de type de comportement du sol. Des modifications spécifiques du sol sont recommandées, si possible. Cependant, si une expérience étendue de CPT existe dans la région géologique, la méthode modifiée du CPT sans prendre des échantillons peut être prévue pour fournir un excellent guide pour évaluer le potentiel de liquéfaction.

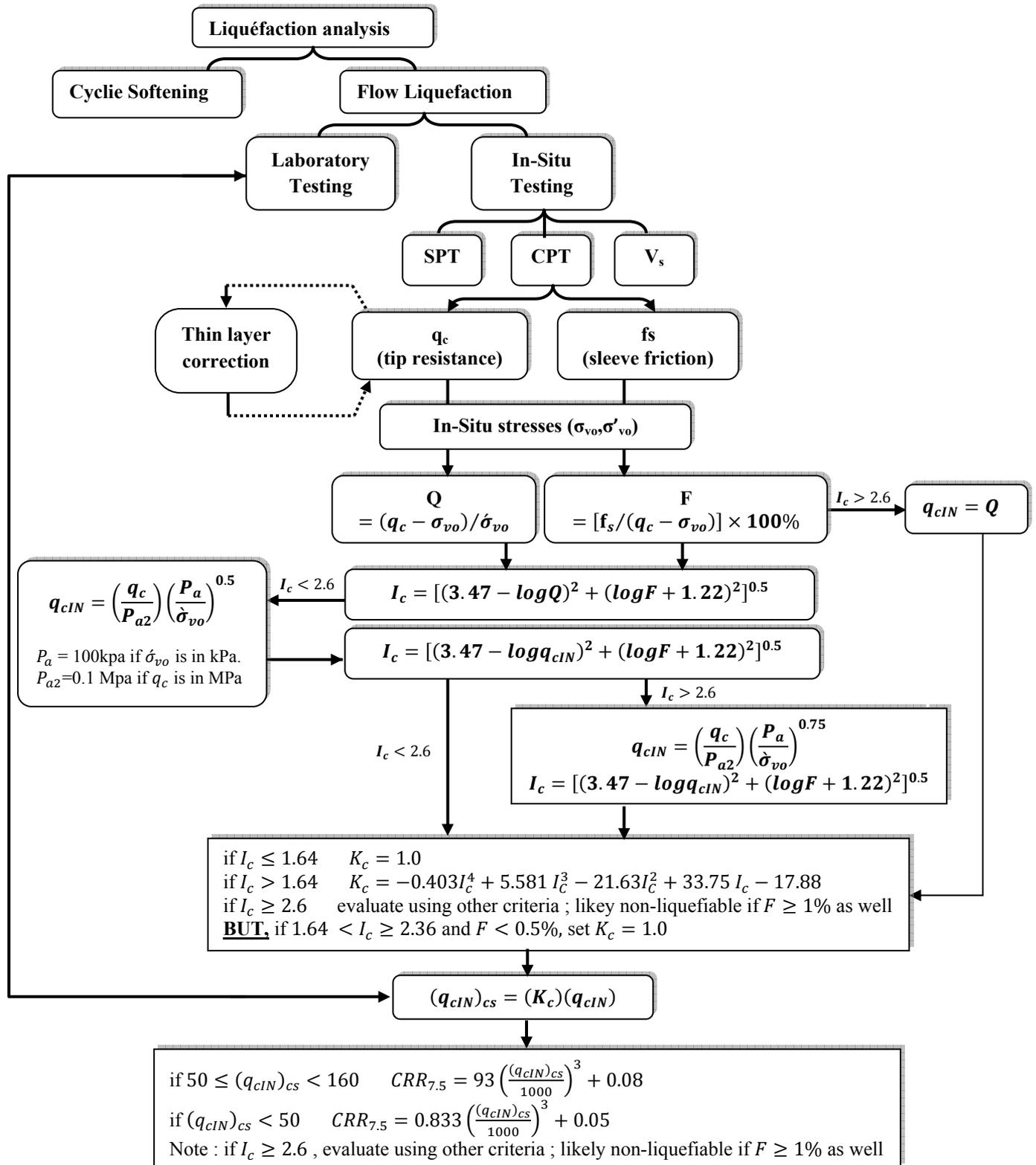


Figure.2.20. Organigramme de la méthode de Robertson pour l'estimation de la résistance à la liquéfaction [15]

2.5.3. Estimation du CRR à partir des essais géophysique en Vs

Une approche autre que celle de pénétration, est fournie par les mesures en place de la vitesse des ondes de cisaillement pour les petites déformations.

L'utilisation de Vs comme indice de la résistance à la liquéfaction est faiblement fondée car les ondes Vs et la résistance à la liquéfaction sont simultanément influencés par les mêmes facteurs (tel que l'indice des vides, l'état de contrainte, l'histoire des contraintes et l'âge géologique) quelques avantages d'utiliser cette procédure (Dobry et al 1981 ; Seed et al 1983, Stoker et al, 1988a, Tokmatsu et Uchida 1990) sont:

- (1) Les mesures sont possibles dans les sols meubles qui sont durs à prélevé, comme les sols graveleux, où les essais de pénétration peuvent être non fiables;
- (2) Les mesures peuvent également être accomplies sur des petits spécimens de laboratoire permettant des comparaisons en place et au laboratoire.
- (3) Vs est une propriété mécanique fondamentale liée directement au module de cisaillement pour les petites déformations, par :

$$G_{max} = \rho V_s^2 \quad (2.34)$$

où: ρ = est la densité massique, G_{max} ou Vs est normalement la propriété exigée dans la réponse sismique d'un site et dans l'analyse d'interaction sol structure et Vs peut être mesuré par la technique d'analyse spectrale des ondes de surface (SASW) dans les sites où les sondages ne peuvent pas être permis, comme pour les terrains remblayés en capes (capped landfills), les sites qui s'étendent sur des grandes distances où une évaluation rapide est exigée, et les sites qui sont durs à prélever comme les sites graveleux.

a. Procédure d'évaluation

La procédure d'évaluation nécessite le calcul de trois paramètres:

- 1) le niveau du chargement cyclique sur le sol causé par le séisme, exprimé par le rapport des contraintes cycliques;
- 2) la rigidité du sol, exprimé par la vitesse des ondes de cisaillement corrigée par la contrainte effective de confinement;
- 3) la résistance du sol à la liquéfaction, présenté par le rapport de résistance à la liquéfaction. Tous ces paramètres seront discutés prochainement [15].

b. Correction de Vs par la contrainte de confinement

La vitesse des ondes de cisaillement Vs peut être mesurée en place par plusieurs essais sismiques y compris le Cross hole, Downhole, le pénétromètre sismique au cône, et le SASW. La révision de ces méthodes d'essai est donnée par Woods [15], leur précision peut être

sensible aux détails procéduraux, conditions du sol, et les techniques d'interprétation.

Un facteur important influençant V_s , est l'état de contrainte: dans le sol (Hardin et Ornevich 1972). Les résultats des essais au laboratoire (Roesler 1979 ; Stokoe et al. 1985; Belloti et al.1996) montrent que la vitesse de propagation de l'onde de cisaillement dépend également des contraintes principales dans la direction de propagation et du mouvement des particules. De cette manière, les mesures de V_s qui ont été faite avec la propagation des ondes ou le mouvement des particules dans la direction verticale, peuvent être reliées par la relation empirique suivante:

$$V_s = A(\sigma_{vo})^m(\sigma_h)^m \quad (2.35)$$

A : paramètre qui dépend de la structure du sol;

Erreur ! Signet non défini. σ_h : Contrainte effective initiale horizontale dans la profondeur en question;

m : exposant de contrainte avec une valeur d'environ 0,125.

Suivant les procédures traditionnelles pour la correction du nombre de coup SPT, et la résistance à la pointe CPT, en prenant compte de la contrainte de confinement, V_s peut être corrigé pour la contrainte de confinement de référence (Sykora 1987 ; Robertson et al. 1992) [15] par:

$$V_{s1} = V_s C_s = V_s (P_a / \sigma_{vo}) \quad (2.36)$$

Avec:

V_{s1} : vitesse des ondes de cisaillement corrigée par la contrainte de confinement

C_s : Facteur correcteur de la vitesse des ondes de cisaillement pour les contraintes de confinements; P_a : pression de référence de 100 KPa ou pression atmosphérique;

σ_{vo} : Pression de confinement effective initiale (KPa).

Une valeur maximale de C_s de 1.4 est généralement appliquée aux données de V_s aux couches superficielles de sol, Comme pour les méthodes de SPT et CPT [15].

c. Rapport de résistance cyclique

La valeur de CSR séparant l'occurrence de la liquéfaction et la non liquéfaction pour une valeur de V_{s1} donnée, ou la résistance à la pénétration corrigée est nommée rapport de résistance au cisaillement CRR. R.Dobry (communication personnelle, Janvier 6, 1996) ont tiré la relation entre CSR et V_{s1} pour une déformation moyenne constante de cisaillement cyclique en utilisant l'équation 2.33 et:

$$\gamma_{av} = \tau_{av} / (G) \gamma_{av} \quad (2.37)$$

γ_{av} : Déformation de cisaillement maximale atteinte durant l'essai cyclique à contrainte contrôlée d'une contrainte de cisaillement cyclique uniforme τ_{av} ;

$(G) \gamma_{av}$: module de cisaillement sécant à γ_{av} pour le même essai cyclique.

En combinant (2.34) et (2.37) la relation suivante est obtenue:

$$CSR = \frac{\tau_{av}}{\sigma'_{vo}} = f(\gamma_{av})V_{s1}^2 \quad (2.38)$$

Avec:

$f(\gamma_{av})$: fonction de γ_{av} car CSR égale à CRR aux points séparant la liquéfaction de la non liquéfaction. (2.38) Fournis une base analytique pour établir les courbes CRR – V_{s1} à des valeurs basses de V_{s1} ($V_{s1} \leq 125$ m/s) et l'étend vers Zéro pour $V_{s1} = 0$.

Andrus et Stokoe (1997) ont modifié (2.38) à:

$$CRR = \left\{ a \left(\frac{V_{s1}}{100} \right)^2 + b \left(\frac{1}{V_{s1}^* - V_{s1}} - \frac{1}{V_{s1}^*} \right) \right\} MSF \quad (2.39)$$

Où:

V_{s1}^* : Valeur limite supérieur de V_{s1} pour l'occurrence d'une liquéfaction cyclique;

a et b : paramètres propres à la courbe;

MSF : facteur correcteur, tenant compte de la magnitude du séisme.

Le premier terme de l'équation (2.39) est la forme de l'équation (2.38) assumant que $f(\gamma_{av})$ est indépendant de la contrainte effective de confinement et la pression interstitielle établie. Le second terme est une hyperbole avec une petite valeur à des valeurs faibles de V_{s1} , et une très grande valeur au moment où V_{s1} s'approche vers V_{s1}^* .

L'acceptation d'une valeur supérieure limitant la V_{s1} est équivalente à la prétention généralement faite des procédures basées sur le CPT-et le SPT - traitant les sables propres, où la liquéfaction est considérée non possible au-dessus d'un nombre de coup corrigé d'environ 30 (Seed et autres 1985) et de la résistance à la pointe corrigée d'environ 160 (Robertson et Wride 1998) [15]. Des limites supérieures pour V_{s1} et la résistance de pénétration sont expliquées par la tendance des sols denses de montrer le comportement dilatant à des grandes déformations, causant des pressions négatives d'eau interstitielle. Bien qu'il soit possible dans un sol dense de produire des pressions d'eau interstitielle près de la contrainte de confinement si grande contrainte cyclique ou beaucoup de cycles sont appliqués, la quantité de l'eau expulsée pendant la reconsolidation est nettement moins pour les sols denses que pour les sols lâches.

Comme expliqué par Dobry (1989), dans les sols denses, le tassement est insignifiant et aucune ébullition ou rupture de sable n'a lieu en raison d'un peu de l'eau expulsé. C'est important parce que la définition de la liquéfaction classifiait le comportement in-situ ici, comme dans les procédures basées sur la pénétration, est basé sur les manifestations extérieures.

Pour permettre aux courbes CRR- V_{s1} , pour des tremblements de terre de la grandeur 7,5 aient les valeurs V_{s1} entre 195 et 210 m/s à CRR près de 0,6, on assume que des valeurs de V_{s1} s'étendent linéairement de 200 à 215 m/s. Le rapport entre V_{s1} .

et la teneur en fines peut être exprimées par:

$$V_{s1}^* = 215 \text{ m/s} \quad \text{Pour les sables avec } FC \leq 5\% \quad (2.40a)$$

$$V_{s1}^* = 215 - 0.5 (FC - 5) \text{ m/s} \quad \text{Pour les sables avec } 5\% < FC < 35\% \quad (2.40b)$$

$$V_{s1}^* = 200 \text{ m/s} \quad \text{Pour les sables avec } FC \geq 35\% \quad (2.40c)$$

Ou :

FC : teneur en fines en pourcentage de masse.

Pour illustrer à quel point les courbes $CRR-V_{s1}$ recommandées définies par les équations (2.39) et (2.40) adaptent les données d'antécédents, les données séparées par le type de sol, sont présentées dans la figure 2. 21 Les courbes recommandées fournissent les limites raisonnables pour toutes les données préalables au-dessus d'une valeur de CSR de 0,35, indiquant l'utilisation des valeurs suggérées pour des sables et des limons, aussi bien que des graviers.

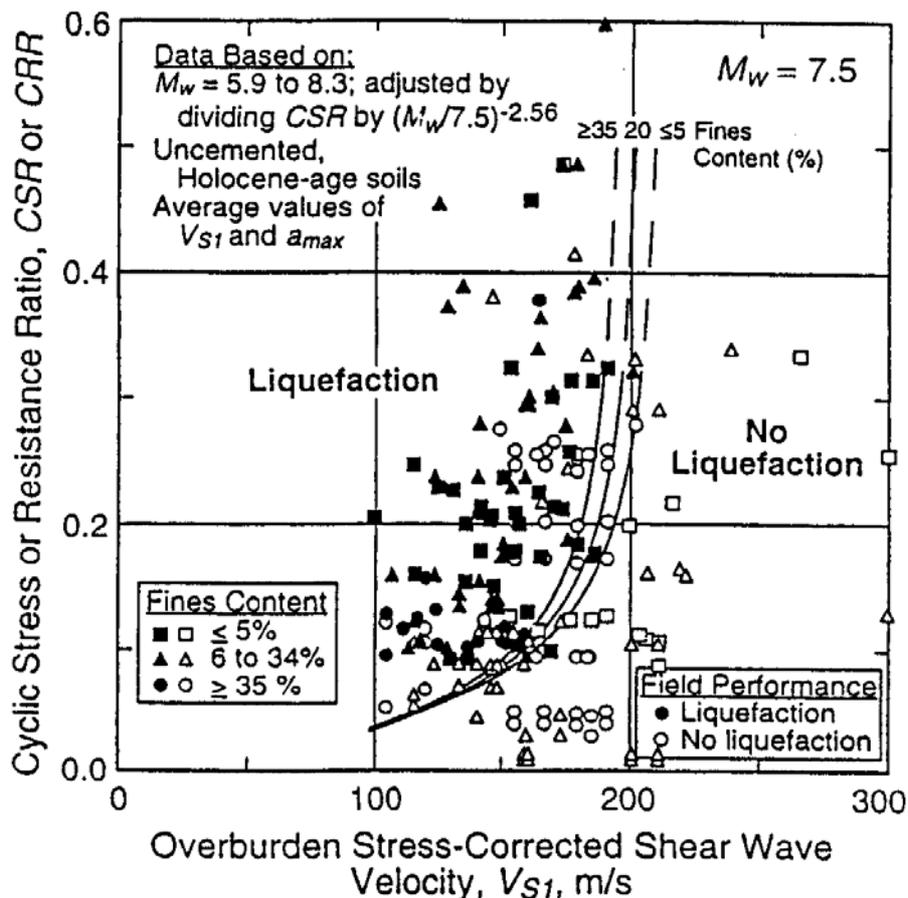


Figure 2.21 : courbes recommandées pour le calcul du CRR par les mesures de Vs dans les sols sableux et graveleux [15]

Conclusion

La résistance à la pénétration pour le CPT, comme pour le SPT est influencée par plusieurs paramètres de type de sol et son état de contrainte en place.

Le SPT offre la possibilité d'extraire un échantillon pour chaque essai de pénétration afin de pouvoir faire en parallèle des essais d'identifications au laboratoire (granulométrie, densité relative, I_p ,...). Il est simple à effectuer et offre ainsi une très grande base de données sur plusieurs séismes révéles dans l'histoire. Toutefois, le SPT peut seulement être exécuté dans des incréments de 18 pouces (45.72cm) en trois phases de 15 cm chacune ce qui permet une meilleure connaissance du sol. Il faut également se rappeler que l'essai SPT est relativement délicat à réaliser et que sa mise en œuvre demande beaucoup d'attention et de soin de la part des opérateurs. Il nécessite le nettoyage du trou de forage après chaque essai. On lui recommande fortement que l'ingénieur se familiarise avec les détails du SPT pour éviter ou au moins réduire au minimum les effets de certains des facteurs principaux, le plus important est l'énergie transporter à l'échantillonneur du SPT.

En outre, son interprétation demande une bonne connaissance des conditions géologique, lithologique, hydrogéologique du site, ce qui ne permet pas l'emploi de cette méthode seule, sans faire recours à une étude géologique détaillée, ainsi que des essais géotechniques comparatifs.

Le (CPT) offre un certain nombre d'avantages par rapport à l'essai de pénétration standard (SPT) dans l'évaluation de la liquéfaction, entre autres :

- L'exécution est plus économique par le CPT que par le SPT, car il ne nécessite pas des forages.
- La procédure d'essai est plus simple, plus normalisée et ainsi, plus reproductrice que celle du SPT.
- Elle offre un enregistrement continu de la résistance à la pénétration dans tous les dépôts du sol, ce qui donne une meilleure description de la variabilité du sol.

L'inconvénient principal du CPT est l'absence d'un échantillon pour analyses granulométriques et la classification du sol. Et comme la résistance de liquéfaction dépend de la teneur en fines et du diamètre moyen des grains D_{50} , il est recommandé qu'un échantillon et un compte de coup soit obtenu en sol liquéfiable pour déterminer le D_{50} , la teneur en fines, et vérifier le potentiel de liquéfaction.

La combinaison des résultats du CPT et du SPT a été employée depuis longtemps et ne devrait pas, ainsi, augmenter de manière significative le coût d'une investigation du sol.

Finalement, on peut dire que ; le SPT et le CPT sont bien meilleur une fois utilisés ensemble, vu que, chaque essai offre des avantages significatifs non disponibles avec l'autre, On utilisant l'essai en V_s , les mesures sont possibles dans les sols meubles qui sont durs à prélever ; elles peuvent également être accomplies sur des petits spécimens de laboratoire permettant des comparaisons en place et au laboratoire. En plus, V_s est une propriété mécanique

fondamentale liée directement au module de cisaillement pour les petites déformations. Cependant, cette procédure devrait être employée avec précaution et avec jugement de cette technique aux endroits ou les conditions sont différentes de la base de données. Les données d'antécédents, et les courbes CRR- V_s , sont limitées pour niveler relativement : les endroits avec des profondeurs moyennes <10m, les sols non cimentés de l'âge holocène, la profondeur de la nappe d'eau souterraines entre 0,5 et 6m, et les mesures de V_s effectuées au-dessous de cette nappe. Trois soucis en utilisant V_s comme indicateur de résistance de liquéfaction sont : (1) sa sensibilité plus élevée (en comparaison avec les méthodes basées sur la pénétration) à la liaison faible d'inter particule ; (2) le manque d'un échantillon physique pour identifier les sols argileux non liquéfiables ; et (3) ne détectant pas les strates liquéfiables minces parce que l'intervalle d'essai est trop grand. Le procédé préféré en utilisant des mesures de V_s pour évaluer la résistance à la liquéfaction, est d'établir un nombre suffisant de forage et effectuer un nombre suffisant d'essais in situ pour : détecter les sols liquéfiables faiblement cimentés, identifier les sols non liquéfiables riches en argile, et tracer les strates liquéfiables minces.

Chapitre III

Interaction sol-structure

CHAPITRE III

INTERACTION SOL STRUCTURE

3.1-INTRODUCTION

Les études précédentes ont permis d'évaluer les efforts provenant des forces d'inertie développées dans la structure lorsqu'elle est soumise à un mouvement de son support, qui sont exercés par la structure sur sa fondation. On a également étudié les mouvements du sol support lorsque les ondes sismiques se propagent dans celui-ci avant d'atteindre l'ouvrage dont on cherche à étudier la réponse. La question qui se pose est de savoir comment ces deux phénomènes interagissent et dans quelle mesure le mouvement du support est affecté par la réponse de la structure, dont la réponse sera elle-même modifiée par le mouvement du support.

Le terme générique regroupant l'étude de ces phénomènes est désigné dans la littérature sous le nom d'interaction sol-structure.

La figure 3.1 illustre l'aspect fondamental de l'interaction; cet aspect est présenté ici dans le cas d'une fondation sur pieux, partiellement enterrée dans le sol, mais les conclusions restent applicables à tout type de fondation. Loin de la fondation, dans une région dénommée le champ libre, les couches de sol sont traversées par des ondes sismiques dont la nature peut être complexe : on y rencontre des ondes de volume, compression (P) et cisaillement (S), des ondes de surface (Rayleigh, Love, Stoneley). La nature des ondes est dictée par les caractéristiques de la source sismique mais également par la géométrie et les caractéristiques mécaniques des terrains traversés. Si l'on s'intéresse au mouvement de la fondation, les déformations du sol sont transmises à celle-ci et engendrent un mouvement de la superstructure; même en l'absence de superstructure le mouvement de la fondation est différent du mouvement du champ libre du fait des différences de rigidité entre la fondation et le sol encaissant: le champ d'ondes incident est réfléchi et diffracté par la fondation et donc modifie le mouvement total du sol au voisinage de celle-ci. Ce phénomène est connu sous le nom d'interaction cinématique. Par ailleurs, le mouvement induit sur la fondation développe des oscillations de la superstructure et donc donne naissance à des forces d'inertie qui sont retransmises à la fondation sous forme de forces et de moments. Ce phénomène est connu sous le nom d'interaction inertielle. De toute évidence, le dimensionnement de la fondation doit tenir compte de ces deux composantes de l'interaction. Généralement, à tort, le terme interaction sol-structure ne désigne dans l'esprit des ingénieurs que la part inertielle; il convient de garder à l'esprit que l'interaction cinématique peut dans certaines configurations être significative, même si parfois elle peut être négligée [1].

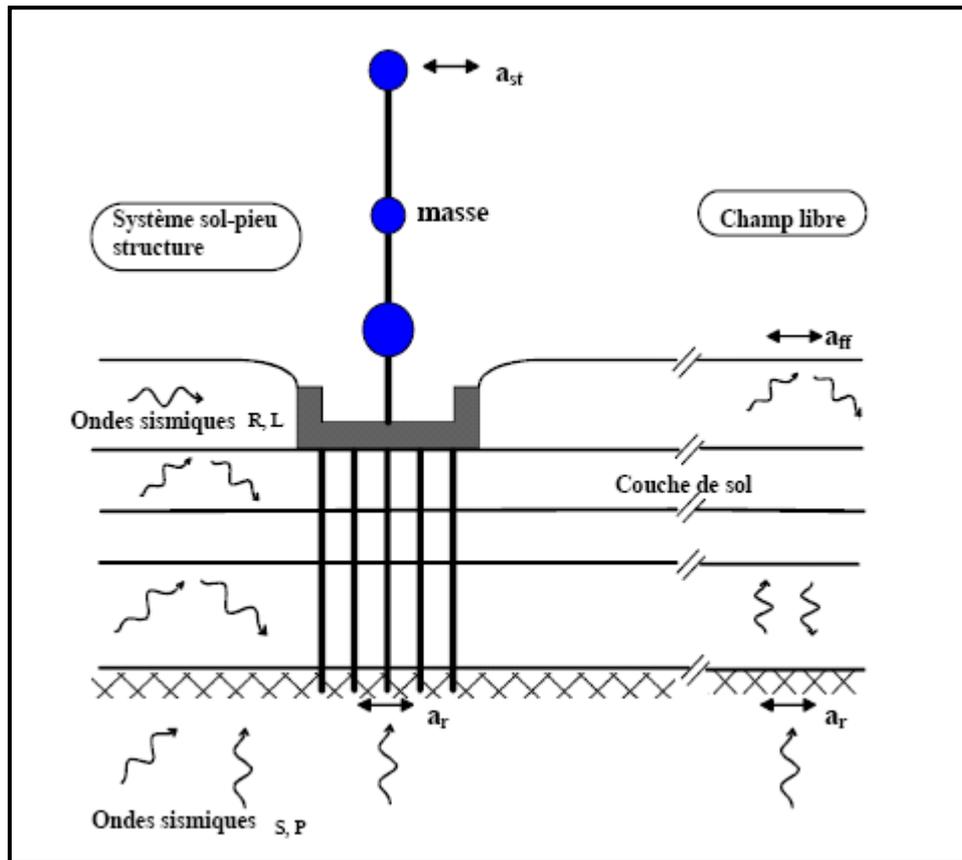


Figure 3.1: Effet de l'interaction sol-structure sur un ouvrage

3.2- ILLUSTRATION DE L'EFFET DE L'INTERACTION SOL-STRUCTURE

3.2.1 MODELE ANALOGIQUE SIMPLIFIE

L'influence de l'interaction sol-structure sur la réponse d'un ouvrage peut être illustrée à l'aide du modèle analogique de la figure 3.2. La structure est assimilée à une masse et un ressort, placés à une hauteur h au-dessus de la fondation. La liaison entre la structure et la fondation est réalisée par une barre rigide. La fondation repose sur le sol et son interaction avec celui-ci est modélisée par le biais des fonctions d'impédance. On admettra pour l'instant que les fonctions d'impédance, c'est à dire les réactions exercées par le sol sur la fondation, peuvent être représentées par un ensemble de ressorts et d'amortisseurs indépendants de la fréquence; l'amortisseur rend théoriquement compte à la fois de l'amortissement radiatif, c'est à dire de la dissipation d'énergie par les ondes s'éloignant de la fondation, et de l'amortissement propre du matériau "sol", appelé amortissement matériel.

Dans un souci de simplification de la présentation, on supposera que l'amortissement matériel est négligeable devant l'amortissement radiatif (comportement élastique du sol), ce qui est valide pour un milieu homogène et des sollicitations sismiques d'amplitudes faibles à moyennes.

Le système de la figure 3.2 possède 3 degrés de liberté :

- le déplacement horizontal u de la masse m ,
- le déplacement horizontal u_0 de la fondation,
- la rotation θ de la fondation autour d'un axe horizontal.

Il est soumis à un déplacement horizontal du sol support, harmonique de pulsation w et d'amplitude u_g .

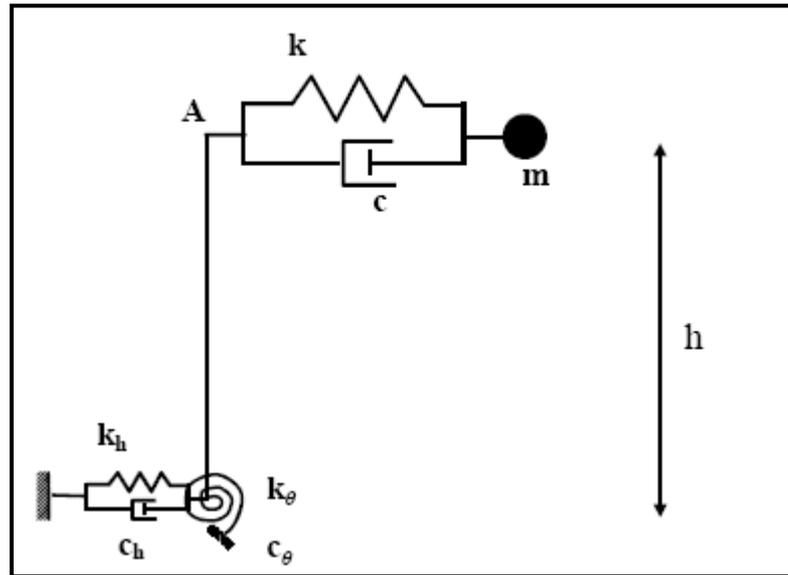


Figure 3.2 : Modèle simplifié d'interaction sol-structure

Les équations d'équilibre dynamique du système s'obtiennent aisément à partir des équations de Lagrange en prenant comme variables généralisées q_i :

- $q_1 = u$, le déplacement relatif de la masse par rapport à A
- $q_2 = +u_0$, le déplacement de la fondation
- $q_3 = \theta$, la rotation de la fondation

On a la relation évidente entre le déplacement absolu u^t de la masse m et les variables précédentes :

$$u^t = u_g + u_0 + u + h\theta \quad [3.1]$$

Désignant par T l'énergie cinétique totale :

$$T = \frac{1}{2}m(\dot{u}_g + \dot{u}_0 + \dot{u} + h\dot{\theta})^2 \quad [3.2]$$

Par : V l'énergie potentielle :

$$V = \frac{1}{2}(ku^2 + k_h u_0^2 + k_\theta \theta^2) \quad [3.3]$$

Et par : δW le travail des forces non conservatives (forces d'amortissement) :

$$\delta W = -(C\dot{u}\delta u + C_h\dot{u}_0\delta u_0 + C_\theta\dot{\theta}\delta\theta) \quad [3.4]$$

Les équations de Lagrange s'écrivent :

$$\frac{d}{dt}\left(\frac{\partial T}{\partial \dot{q}_i}\right) - \left(\frac{\partial T}{\partial q_i}\right) + \left(\frac{\partial V}{\partial q_i}\right) = \frac{\delta W}{\delta q_i} \quad [3.5]$$

Soit avec les notations précédentes en tenant compte des relations entre accélération, vitesse et déplacement :

$$\dot{x} = i\omega x \quad , \quad \ddot{x} = -\omega^2 x \quad [3.6]$$

Et en introduisant les pourcentages d'amortissement critique :

$$\xi_s = \frac{\omega C}{2k}, \quad \xi_h = \frac{\omega C_h}{2k_h}; \quad \xi_\theta = \frac{\omega C_\theta}{2k_\theta} \quad [3.7]$$

$$\begin{cases} -m\omega^2(u_0 + u + h\theta) + k(1 + 2i\xi)u = m\omega^2 u_g \\ -m\omega^2(u_0 + u + h\theta) + k_h(1 + 2i\xi_h)u_0 = m\omega^2 u_g \\ m - h\omega^2(u_0 + u + h\theta) + k_\theta(1 + 2i\xi_\theta)\theta = mh\omega^2 u_g \end{cases} \quad [3.8]$$

En introduisant les notations suivantes :

$$m\omega_s^2 = k, \quad m\omega_h^2 = k_h, \quad mh^2\omega_\theta^2 = k_\theta \quad [3.9]$$

Et en éliminant u_0 et θ entre les trois équations précédentes, il vient :

$$\left[1 + 2i\xi - \frac{\omega^2}{\omega_s^2} - \frac{\omega^2}{\omega_h^2} \frac{1 + 2i\xi}{1 + 2i\xi_h} - \frac{\omega^2}{\omega_\theta^2} \frac{1 + 2i\xi}{1 + 2i\xi_\theta} \right] u = \frac{\omega^2}{\omega_s^2} u_g \quad [3.10]$$

Tenant compte du fait que $\xi, \xi_h, \xi_\theta \ll 1$, l'équation précédente devient :

$$\left[1 + 2i\xi - \frac{\omega^2}{\omega_s^2} - \frac{\omega^2}{\omega_h^2} (1 + 2i\xi - 2i\xi_h) - \frac{\omega^2}{\omega_\theta^2} (1 + 2i\xi - 2i\xi_\theta) \right] u = \frac{\omega^2}{\omega_s^2} u_g \quad [3.11]$$

Considérons maintenant un oscillateur simple à 1 degré de liberté de même masse m , de pulsation propre $\tilde{\omega}$ et d'amortissement $\tilde{\xi}$ soumis à un déplacement harmonique \tilde{u}_g de pulsation ω à sa base (cas de la structure encastree à sa base). La réponse harmonique de cet oscillateur est :

$$\left(1 + 2i\tilde{\xi} - \frac{\omega^2}{\tilde{\omega}^2} \right) u = \frac{\omega^2}{\tilde{\omega}^2} \tilde{u}_g \quad [3.12]$$

L'oscillateur équivalent aura même réponse que la structure de la figure 3.2 si les équations suivantes sont vérifiées :

$$\frac{1}{\tilde{\omega}^2} = \frac{1}{\omega_s^2} + \frac{1}{\omega_h^2} + \frac{1}{\omega_\theta^2} \quad [3.13. a]$$

$$\tilde{\xi} = \frac{\tilde{\omega}^2}{\omega_s^2} \xi + \frac{\tilde{\omega}^2}{\omega_h^2} \xi_h + \frac{\tilde{\omega}^2}{\omega_\theta^2} \xi_\theta \quad [3.13. b]$$

$$\tilde{u}_g = \frac{\tilde{\omega}^2}{\omega_s^2} u_g \quad [3.13. c]$$

Les équations précédentes sont obtenues en égalant partie réelle et partie imaginaire des équations (3.11) et (3.12) et pour (3.13c) en se plaçant à résonance ($\omega = \tilde{\omega}$)

Il résulte des équations (3.13) que l'interaction sol-structure a pour effet :

- De diminuer la pulsation propre ω_s de la structure base encastrée ($\tilde{\omega} < \omega_s$).
- D'augmenter l'amortissement du système ($\tilde{\xi} > \xi$) par rapport à la structure base encastrée
- De diminuer la sollicitation incidente effective à la base de la structure ($\tilde{u}_g < u_g$).

Les conclusions précédentes sont visualisées sur la figure 3.3 qui présente pour une fondation circulaire reposant sur un semi espace élastique homogène, les variations relatives $\tilde{\omega} / \omega_s$, $\tilde{\xi}$, \tilde{u}_g / u_g en fonction des paramètres adimensionnels :

$$\bar{h} = \frac{h}{r} = 1, \quad s = \frac{\omega_s h}{V_s}, \quad \bar{m} = \frac{m}{\rho r^3} \quad [3.14]$$

Où r : est le rayon de la fondation et ρ , V_s la masse volumique et la célérité des ondes S dans le sol.

La figure 3.3 met clairement en évidence que l'influence de l'interaction sol-structure est d'autant plus prononcée que le sol de fondation est mou (s croissant) ou que la structure est massive (m croissant).

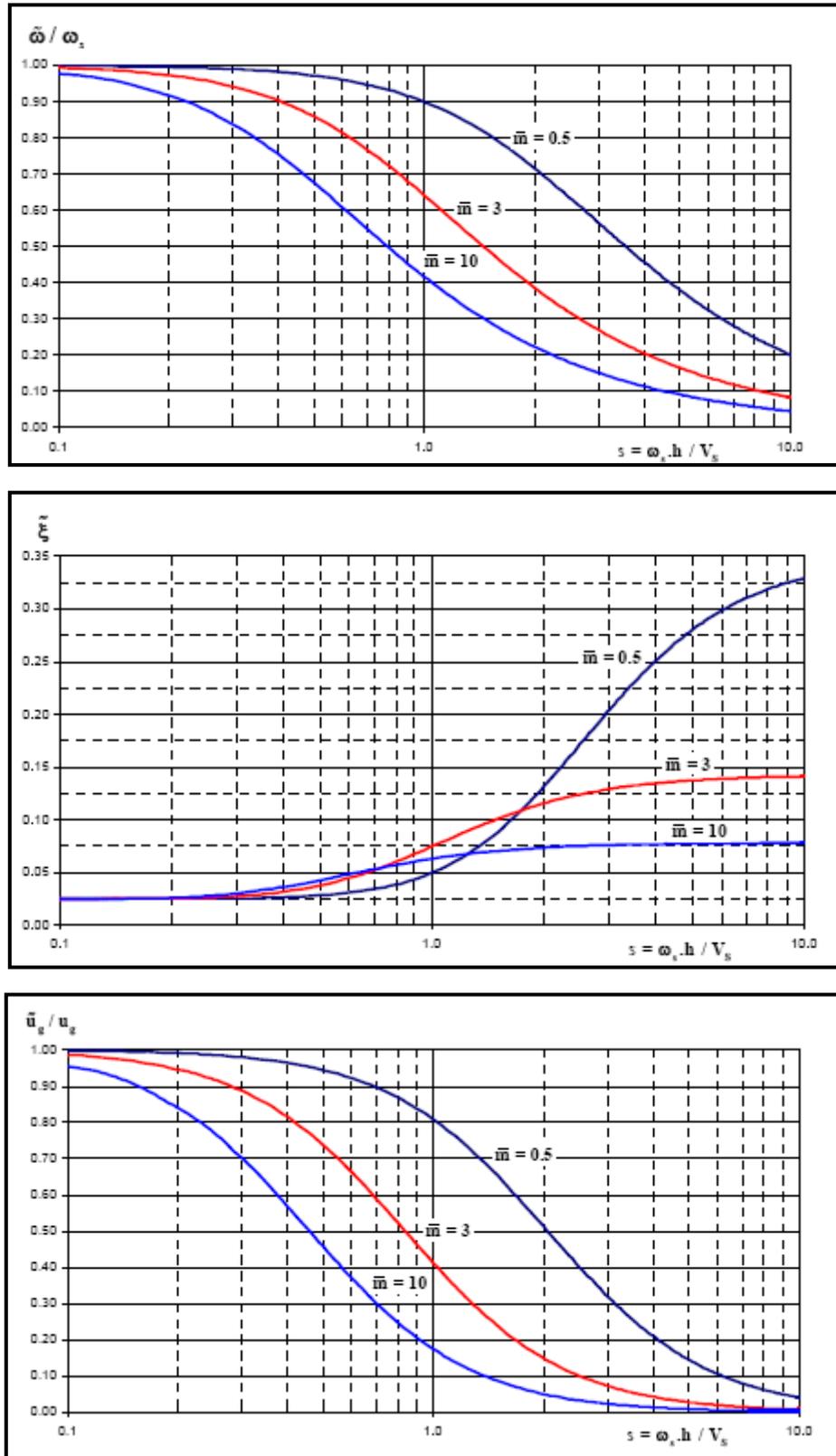


Figure 3.3 : Influence de l'interaction sol – structure [1]

3.3 FORMULATION DE L'INTERACTION SOL STRUCTURE

Avant d'examiner les différentes méthodes de prise en compte de l'interaction sol-structure, il est utile de formuler de façon générale le problème. Cette formulation est orientée vers un traitement par éléments finis du phénomène d'interaction. En effet, la complexité du problème est telle que le recours aux méthodes numériques est pratiquement inévitable.

Les équations du mouvement sont obtenues par référence à la figure 3.4 qui schématise un ensemble sol-structure.

Désignant par, \underline{M} , \underline{C} , \underline{K} les matrices de masse, amortissement et raideur du système, l'équation du mouvement s'écrit :

$$\underline{M}\ddot{\underline{U}} + \underline{C}\dot{\underline{U}} + \underline{K}\underline{U} = \underline{Q}_f \quad [3.15]$$

Comme la source du mouvement (foyer du séisme) n'est généralement pas incluse dans le modèle, le vecteur de charge \underline{Q}_f n'a de valeurs non nulles que sur la frontière extérieure du modèle.

En l'absence de structure, l'équation du mouvement du champ libre est analogue de par sa forme à l'équation (3.15); les indices f désignant les matrices massent, amortissement et raideur relative au seul champ libre, cette équation s'écrit :

$$\underline{M}_f\ddot{\underline{U}}_f + \underline{C}_f\dot{\underline{U}}_f + \underline{K}_f\underline{U}_f = \underline{Q}_f \quad [3.16]$$

Posant :

$$\underline{U} = \underline{U}_i + \underline{U}_f \quad [3.17]$$

L'équation (3.17) définit le déplacement d'interaction \underline{U}_i qui satisfait l'équation :

$$\underline{M}\ddot{\underline{U}}_i + \underline{C}\dot{\underline{U}}_i + \underline{K}\underline{U}_i = -\underline{Q}_i \quad [3.18]$$

Avec :

$$\underline{Q}_i = [\underline{M} - \underline{M}_f]\ddot{\underline{U}}_f + [\underline{C} - \underline{C}_f]\dot{\underline{U}}_f + [\underline{K} - \underline{K}_f]\underline{U}_f \quad [3.19]$$

Le vecteur de charge \underline{Q}_i est déterminé à partir des déplacements en champ libre. Pour les systèmes linéaires, on a alors le théorème de superposition illustré sur la figure 3.4 : le problème d'interaction est décomposé en la somme d'un problème de réponse du sol en champ libre (éq 3.16) et d'un problème source (éq 3.18) où les forces appliquées \underline{Q}_i n'ont de composantes non nulles qu'aux nœuds communs à la structure et au sol. Ce dernier problème est, par essence, analogue à un problème de vibration de machine. Le déplacement total pour le problème d'interaction est alors donné par l'équation (3.17).

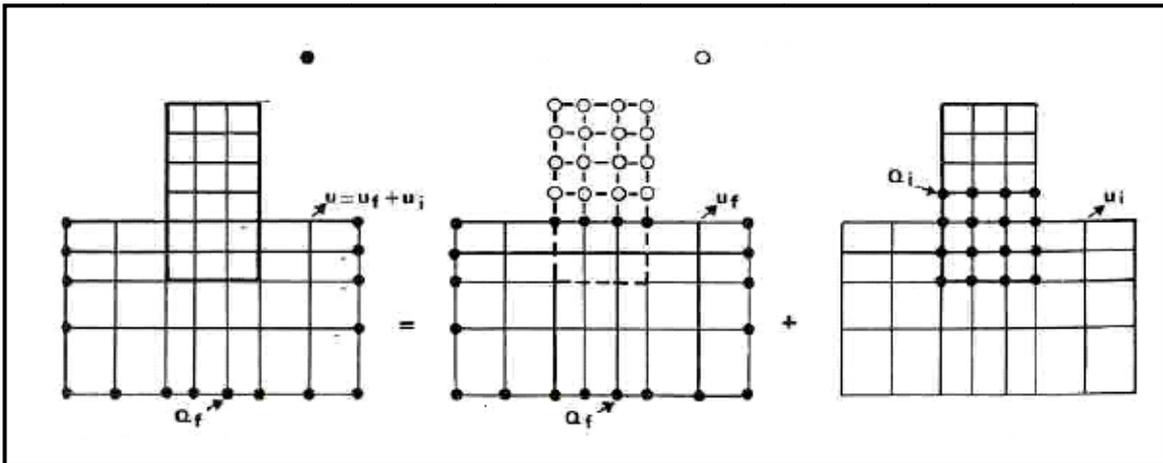


Figure 3.4 : Décomposition du problème d'interaction sol-structure [1]

L'équation (3.19) met clairement en évidence le fait qu'il y a interaction dès qu'il y a différence de masse ou de raideur entre le sol et la structure. Supprimons pour simplifier le terme d'amortissement dans cette équation et restreignons le problème à celui d'une structure posée à la surface du sol et soumise à la propagation verticale d'ondes de volume (cisaillement ou compression). Dans ces conditions, en champ libre, tous les points de la surface du sol sont animés d'un même mouvement. Si la fondation de l'ouvrage est infiniment rigide, le dernier terme de l'équation (3.19) s'annule; le vecteur de charge Q_i se réduit à :

$$Q_i = [M - M_f] \ddot{U}_f \quad [3.20]$$

Les forces Q_i appliquées à la base de la structure engendrent un mouvement du support, équivalent à un champ de forces d'inertie dans la structure. Par suite, l'interaction ne résulte que des forces d'inertie développées dans cette structure. On lui donne le nom d'interaction inertielle.

A l'opposé, considérons une structure enterrée dont la masse est nulle hors du sol et égale (en valeur et répartition) à celle du sol pour la partie en terre. Les forces Q_i ont alors pour expression :

$$Q_i = [K - K_f] U_f \quad [3.21]$$

Elles ne résultent que de la différence de raideur pour la partie en terre, entre le sol et la structure. Même sans différence de masse, il y a interaction; on lui donne le nom d'interaction cinématique. Elle résulte de la raideur de la fondation qui l'empêche de suivre les mouvements imposés par le sol. On a vu précédemment qu'elle était rigoureusement nulle pour certains cas; elle peut être faible dans d'autres cas (fondations sur pieux souples) ou très importante (structure raide fortement contreventée enterrée dans le sol).

Dans le cas le plus général, l'interaction résulte d'une interaction inertielle et d'une interaction cinématique.

La figure 3.4 et les raisonnements précédents illustrent les deux grandes méthodes d'approche de l'interaction sol-structure. La figure -3.4a, correspond aux méthodes globales dont la solution est obtenue par résolution directe de l'équation (3.15). Elles ne font intervenir aucune notion de superposition et sont donc théoriquement adaptées aux problèmes non linéaires. Alternativement, les méthodes de sous-structures s'appuient sur la décomposition des figures 3.4b-3.4c, ou sur des décompositions analogues, pour résoudre le problème par étapes. Ces méthodes ne sont bien entendu applicables qu'aux problèmes linéaires, justifiables de superposition.

3.4 METHODES DE PRISE EN COMPTE DE L'INTERACTION SOL STRUCTURE

Parmi les méthodes de prise en compte de l'interaction sol structure on peut distinguer les méthodes globales, qui résolvent, comme leur nom l'indique, le problème global de la figure 3.4a, et celles qui s'appuient sur une décomposition du système en sous systèmes, dans l'esprit de la figure 3.4b-3.4c; ces méthodes sont désignées sous le nom générique de méthodes de sous structure.

3.4.1 METHODE GLOBALE :

La méthode consiste à résoudre en une seule étape l'équation dynamique :

$$\underline{M}\ddot{\underline{U}} + \underline{C}\dot{\underline{U}} + \underline{K}\underline{U} = -\underline{M}\underline{I}\ddot{u}_g \quad [3.22]$$

Où

- \underline{U} : Représente le vecteur des déplacements relatifs du système par rapport à l'assise
- \underline{I} : Une vectrice unité, donnant la direction de la sollicitation \ddot{u}_g .
- \underline{M} , \underline{K} , \underline{C} : Les matrices de masse, de raideur et d'amortissement du système.

Généralement la technique de résolution est basée sur la méthode des éléments finis qui présente la plus grande flexibilité et permet en outre la prise en compte de phénomènes non linéaires, tel le comportement anélastique des matériaux, le décollement ou le glissement des fondations. La problématique de la résolution par une méthode globale est illustrée sur la figure 3.5 :

- Le mouvement sismique de dimensionnement est connu (spécifié) à la surface du sol, en champ libre;
- Le mouvement est calculé à la base inférieure du modèle, choisie à une profondeur suffisante pour que la présence d'une structure en surface n'affecte pas ce mouvement; cette étape est connue sous le nom de déconvolution du mouvement sismique;
- Le mouvement déconvolué est imposé uniformément à la base du système sol structure et la réponse est calculée par résolution de l'équation (3.22).

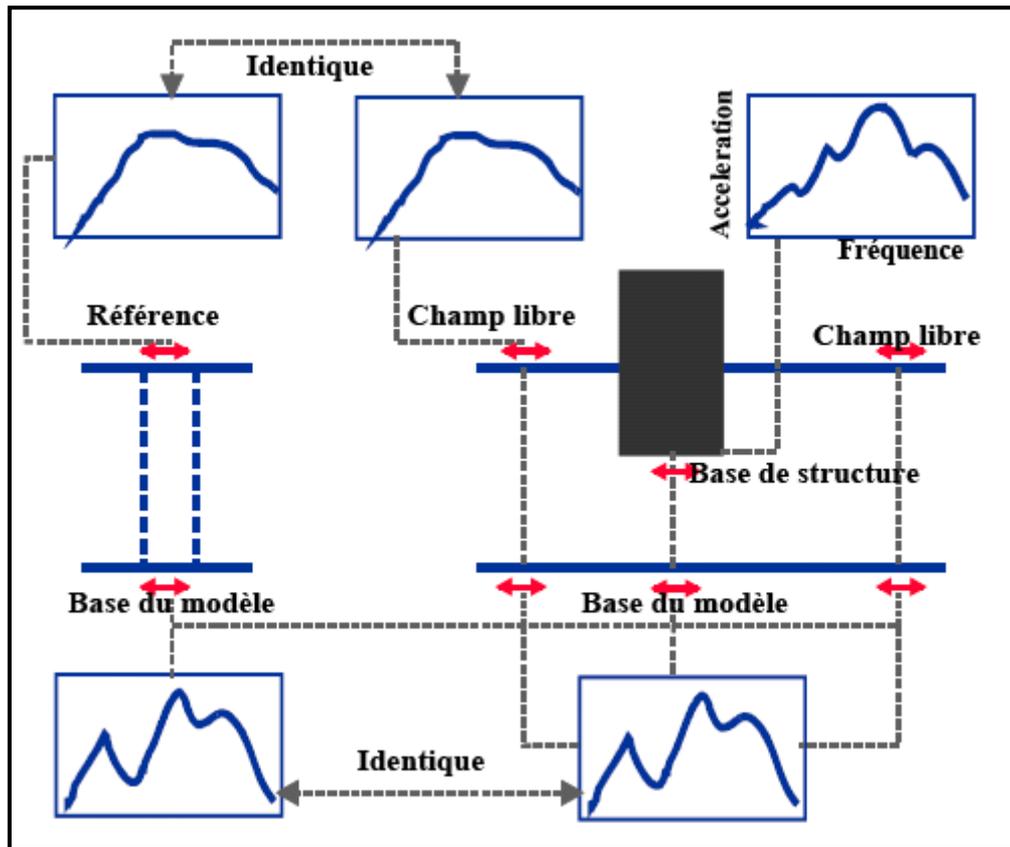


Figure 3.5 : Schématisation d'un problème d'interaction sol structure en éléments finis

La difficulté de la résolution par éléments finis des problèmes dynamiques d'interaction sol structure réside dans le traitement des conditions aux limites. Dans le cas présent, les limites du modèle sont introduites de manière artificielle dans celui-ci et la réflexion des ondes à ces interfaces contribue à maintenir l'énergie qu'elles transportent à l'intérieur du modèle, alors que dans la réalité elles la transportent à l'infini (au moins partiellement si d'autres réflexions interviennent) : ce transport d'énergie a été désigné sous le nom amortissement géométrique. Il est possible réduire à rien ce phénomène en introduisant des frontières absorbantes dont le rôle est de rétablir les conditions de contraintes et de déplacements à la frontière; dans le cas des poutres ces frontières sont représentées par des amortisseurs dont les caractéristiques sont fonction de celles du milieu extérieur au modèle. Pour le milieu tridimensionnel des frontières analogues ont été développées; ces éléments ne constituent une solution exacte au problème que dans le domaine fréquentiel; dans le domaine temporel elles ne représentent qu'une solution approchée.

3.4.2 METHODE DE SOUS STRUCTURE

Cette catégorie de méthodes fait appel au principe de superposition. L'idée consiste à analyser le problème d'interaction sol structure en plusieurs étapes successives, chacune des étapes étant réputée plus facile à résoudre que le problème global. Pour des raisons évidentes, les sous structures envisagées sont constitués d'une part par le sol et d'autre part par la structure, comme indiqué sur la figure 3.6. On écrit les équations d'équilibre de chaque sous système, puis les conditions de compatibilité à l'interface : continuité du déplacement et du vecteur contrainte.

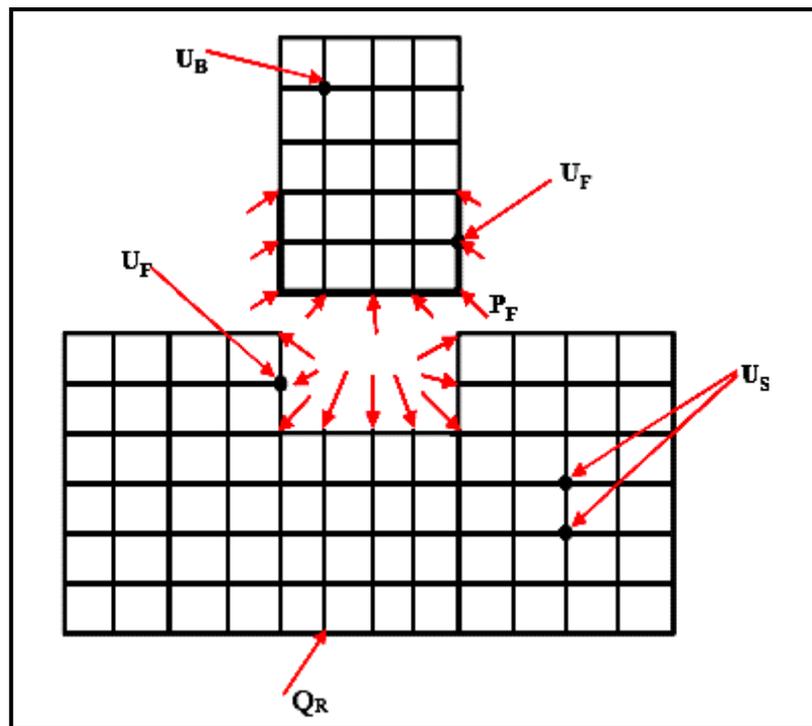


Figure 3.6 : Schématisation d'une méthode de sous structure [1]

Pour des raisons qui apparaîtront naturelles dans la suite, le problème est traité ci-dessous dans le domaine fréquentiel; par ailleurs pour ne pas alourdir la présentation, on omettra les termes d'amortissement dans les équations d'équilibre. Il s'ensuit que les grandeurs, par exemple le déplacement \underline{U} , s'expriment sous la forme de leur transformée de Fourier :

$$U = \sum_n \tilde{u}(\omega_n) e^{i\omega_n t} \quad [3.23]$$

Dans la suite on notera les transformées de Fourier avec le symbole $\tilde{}$ au dessus de la variable et on omettra l'indice n. Chaque équation écrite ci après s'applique donc à toute harmonique de la décomposition de Fourier.

Dans ces conditions les équations des différents sous systèmes s'écrivent

- Structure :

$$-\omega^2 \begin{bmatrix} \underline{m}_B & \underline{0} \\ \underline{0} & \underline{m}_{FB} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \tilde{\underline{u}}_B \\ \tilde{\underline{u}}_F \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \underline{K}_{BB} & \underline{K}_{BF} \\ \underline{K}_{FB} & \underline{K}_{FF} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \tilde{\underline{u}}_B \\ \tilde{\underline{u}}_F \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \underline{0} \\ \underline{\tilde{P}}_F \end{bmatrix} \quad [3.24]$$

$$-\omega^2 \begin{bmatrix} \underline{m}_{FS} & \underline{0} \\ \underline{0} & \underline{m}_S \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \tilde{\underline{u}}_F \\ \tilde{\underline{u}}_S \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \underline{K}_{FF} & \underline{K}_{FS} \\ \underline{K}_{SF} & \underline{K}_{SS} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \tilde{\underline{u}}_F \\ \tilde{\underline{u}}_S \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -\underline{\tilde{P}}_F \\ \underline{Q}_R \end{bmatrix} \quad [3.25]$$

Dans les équations ci dessus, comme indiqué sur la figure 3.6, on a désigné par l'indice *B* les déplacements de la structure, l'indice *F* ceux de l'interface sol-structure, et l'indice *S* ceux du sol. Les vecteurs chargements sont désignés avec l'indice *F* pour l'interface sol-fondation et l'indice *R* pour les frontières du modèle (inférieure et latérales); le vecteur \underline{Q}_R ne comporte de valeurs non nulles qu'à ces nœuds. De plus, les équations ont été partitionnées de façon à isoler dans chaque sous système les équations faisant intervenir les degrés de liberté communs: ces équations sont repérées par les indices *FB* lorsqu'elles appartiennent au sous système structure et par les indices *FS* lorsqu'elles appartiennent au sous système sol. Enfin on a tenu compte des conditions de compatibilité exprimées ci dessus.

Considérons maintenant le cas du sous système sol en l'absence de la structure; son équation d'équilibre s'écrit de façon analogue à l'équation (3.25) :

$$-\omega^2 \begin{bmatrix} \underline{m}_{FS} & \underline{0} \\ \underline{0} & \underline{m}_S \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \tilde{\underline{u}}_F^* \\ \tilde{\underline{u}}_S^* \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \underline{K}_{FF} & \underline{K}_{FS} \\ \underline{K}_{SF} & \underline{K}_{SS} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \tilde{\underline{u}}_F^* \\ \tilde{\underline{u}}_S^* \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \underline{0} \\ \underline{Q}_R \end{bmatrix} \quad [3.26]$$

Dans l'expression (3.26) \underline{u}^* représente le déplacement d'interaction cinématique. Appelant \underline{u}_i le déplacement d'interaction défini par :

$$\underline{u}^i = \underline{u} - \underline{u}^* \quad [3.27]$$

Par soustraction des équations (3.25) et (3.26) il vient :

$$-\omega^2 \begin{bmatrix} \underline{m}_{FS} & \underline{0} \\ \underline{0} & \underline{m}_S \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \tilde{\underline{u}}_F^i \\ \tilde{\underline{u}}_S^i \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \underline{K}_{FF} & \underline{K}_{FS} \\ \underline{K}_{SF} & \underline{K}_{SS} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \tilde{\underline{u}}_F^i \\ \tilde{\underline{u}}_S^i \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -\underline{\tilde{P}}_F \\ \underline{0} \end{bmatrix} \quad [3.28]$$

Le système d'équations (3.28) peut être utilisé pour éliminer tous les degrés de liberté qui n'appartiennent pas à l'interface sol-structure. Ce processus appelé condensation permet de relier les déplacements de l'interface aux réactions en ces nœuds :

$$\tilde{\underline{S}}_F(\omega) \tilde{\underline{u}}_F^i(\omega) = -\underline{\tilde{P}}_F(\omega) \quad [3.29]$$

Dans l'équation (3.29) la matrice \underline{S}_F s'appelle la matrice d'impédance de la fondation. On notera que les quantités intervenant dans (3.29), et en particulier \underline{S}_F , dépendent de la Fréquence.

A ce stade, la réaction du sol $\underline{\mathbf{P}}_F(\omega)$ est inconnue; on élimine cette grandeur en reportant (3.29) dans (3.24) et en tenant compte de (3.27); l'équation d'équilibre de la structure devient :

$$-\omega^2 \begin{bmatrix} \underline{m}_B & \underline{0} \\ \underline{0} & \underline{m}_{FB} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \underline{\tilde{u}}_B \\ \underline{\tilde{u}}_F \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \underline{K}_{BB} & \underline{K}_{FB} \\ \underline{K}_{FB} & \underline{K}_{FF} + \underline{\tilde{S}}_F \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \underline{\tilde{u}}_B \\ \underline{\tilde{u}}_F \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \underline{0} \\ \underline{\tilde{S}}_F \underline{u}_F^* \end{bmatrix} \quad [3.30]$$

Si la fondation est rigide le champ des déplacements de celle-ci peut s'exprimer en termes d'un mouvement de corps rigide défini par rapport à un point quelconque, par exemple son centre :

$$\underline{\tilde{u}}_F = \underline{T} \underline{\tilde{u}}_0 \quad [3.31]$$

Où \underline{T} : est la matrice de transformation et \underline{u}_0 le vecteur des déplacements et rotations du centre de la fondation. De même, les forces nodales \underline{P}_F sont reliées aux forces et moments \underline{P}_0 appliqués à la fondation en son centre:

$$\underline{\tilde{P}}_0 = \underline{T}^T \underline{\tilde{P}}_F \quad [3.32]$$

Avec ces définitions l'équation (3.30) prend la forme :

$$\begin{aligned} -\omega^2 \begin{bmatrix} \underline{m}_B & \underline{0} \\ \underline{0} & \underline{m}_{FB} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \underline{\tilde{u}}_B \\ \underline{\tilde{u}}_F \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \underline{K}_{BB} & \underline{K}_{FB} \underline{T} \\ \underline{T}^T \underline{K}_{FB} & \underline{T}^T (\underline{K}_{FF} + \underline{\tilde{S}}_F) \underline{T} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \underline{\tilde{u}}_B \\ \underline{\tilde{u}}_0 \end{bmatrix} \\ = \begin{bmatrix} \underline{0} \\ \underline{T}^T \underline{\tilde{S}}_F \underline{u}_F^* \end{bmatrix} \end{aligned} \quad [3.33]$$

La matrice $\underline{K}^* = \underline{T}^T \underline{S}_F^T \underline{T}$ représente la matrice d'impédance de la fondation rigide. Notant que $\underline{T}^T \underline{S}_F^T \underline{U}_F^* = \underline{K}^T \underline{T}^T \underline{U}_F^*$, l'équation précédente représente le mouvement d'une structure reliée à un support par la matrice d'impédance \underline{K}^* et soumise à un mouvement de ce support défini par $\underline{T}^T \underline{U}_F^*$, qui rappelons le représente le mouvement d'interaction cinématique.

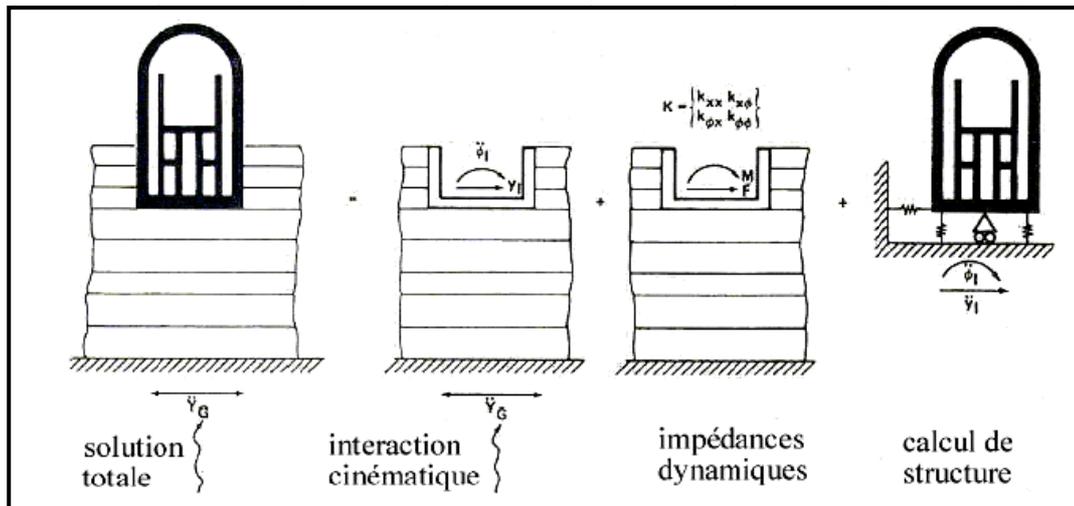


Figure 3.7 : Théorème de superposition

Ainsi, dans l'hypothèse d'une fondation rigide, il est pertinent de scinder le problème global en trois sous-problèmes :

- détermination du mouvement d'une fondation rigide sans masse soumise à la sollicitation sismique; cette étape représente la solution de l'équation (3.26);
- détermination de la matrice d'impédance de la fondation (éq 3.28);
- calcul de la réponse dynamique de la structure reliée à la matrice d'impédance et sujette à son support au mouvement d'interaction cinématique (éq 3.33).

Dans la mesure où la fondation est parfaitement rigide, cette démarche est rigoureusement identique à celle conduisant à la résolution du système global en une étape (éq3.22). Cette décomposition est connue sous le nom de théorème de superposition de Kausel et est illustrée sur la figure 3.7. Son intérêt apparaît clairement s'il est possible de simplifier une des trois étapes du calcul.

Le problème de diffraction (étape a) existe toujours sauf pour une structure fondée en surface et soumise à la propagation verticale d'ondes de volume; dans ce cas, la résolution de l'étape a est identique à celle de la réponse d'un profil de sol en champ libre puisque l'interaction cinématique est nulle. La solution à la deuxième étape peut être évitée, pour certaines configurations, en utilisant les résultats de fonctions d'impédances publiés dans la littérature. La troisième étape est, en tout état de cause, indispensable; elle est cependant plus simple et plus familière aux ingénieurs car elle procède de l'analyse dynamique classique des structures.

NB : Le logiciel SAP2000 basée sur la méthode sous structure (voir manuel SAP 2000)

3.5. Modélisation du sol :

Dans le cas du bâtiment fondé sur des sols plus ou moins déformable, il devient nécessaire de modéliser l'ensemble constitué par le sol, la fondation et la structure,

L'interaction sol structure peut alors être représentée.

* Par des ressorts reliant l'assise des éléments porteurs à des points mis en mouvements, les rigidités des ressorts sont en première approximation évaluées en assimilant les sols à un milieu élastique infini.

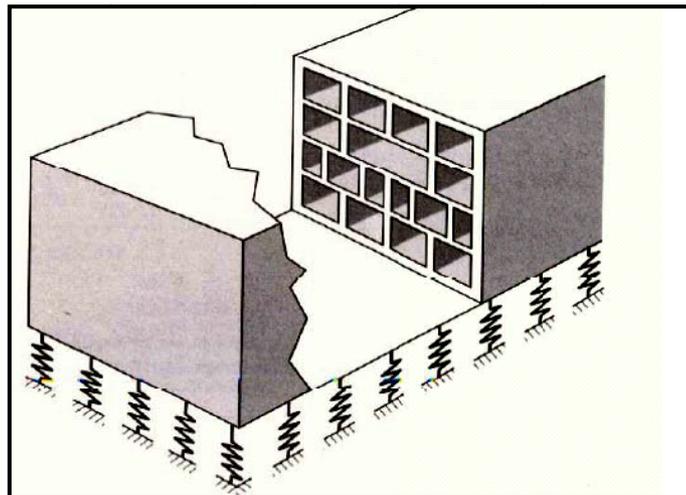


Figure 3.8 : Modélisation du sol par un système de ressorts [9].

* Par des éléments finis dont il est possible de faire varier les paramètres physiques en fonction des couches de terrain.

Diverses investigations (KHALIL Louay, SADEK Marwan & SHAHROUR Isam) ont montré une étude paramétrique de l'influence de l'interaction sol-structure sur la fréquence fondamentale de structure sous chargement sismique. L'analyse est effectuée en utilisant une modélisation numérique par éléments finis.

M. Oudjene^a, M. Meghlat^b, Y. Bouafia^b (2005) ont étudié l'effet de site sur la réponse sismique en montrant que dans la gamme des hautes fréquences la modification de l'action sismique n'est pas prise en compte par la forme des différents spectres de réponse. Ceci en considérant quatre catégories de sites associés à quatre spectres de réponse.

Denis Lfebvre ing,M.sca et Stéphane Thérroux ing ,M.ing.''Interaction sol structure pour le design de batiments sur fondations superficielles,(1995) ; ont montré l'influence du phénomène sur la répartition des efforts dans les membrures.et commenterons les différentes façons de combiner les charges en y incluant les tassement différentiels selon les normes

CNB, CSA-S688 CHBDC et UBC 97et discuter sur les conditions pour lesquelles un bâtiment devient plus susceptible aux tassements différentiels et au phénomène d'interaction sol-structure.

Conclusion

Une formulation générale du problème de l'interaction sol-structure est proposée dans le cadre de l'élasticité linéaire. La décomposition du problème général complexe a permis de simplifier l'analyse en éléments plus simples de l'interaction : en sol-fondation et fondation-structure, pour lesquels la compréhension des phénomènes physiques est plus facile.

Chapitre IV

Les systemes d'isolation parasismique

CHAPITRE IV

LES SYSTEMES D'ISOLATION PARASISMIQUE

4. 1-Introduction

L'intérêt de contrôle des structures en génie civil revêt divers aspects, évoqué dans plusieurs projets scientifiques, tels que l'accroissement de la productivité des chantiers, de la durée de vie de l'ouvrage ou de ses composants, de la durée de mise en service qui due à la possibilité de la réhabilitation, l'adaptation des ouvrages existants à une évolution des niveaux de performances requises ou de l'environnement, le maintien en fonctionnement d'un ouvrage à la suite d'un séisme, le confort, qui peut aussi s'avère un critère limitant pour l'utilisation d'un ouvrage tel qu'un pont ou une passerelle piétonnière, la stabilité aéroélastique et l'économie de matériaux. En conséquence et pour atteindre tous ces objectifs, de nouveaux concepts de protection structurale a été développés et améliorés dans le domaine de contrôle de vibration des structures.

Les méthodes innovantes de contrôle sont devenues, dans les dernières années, d'actualité importante, ils permettent de projeter des structures pour résister, sans dégâts appréciables, à des actions dynamiques, par exemple des tempêtes, une grande action sismique, etc. Parallèlement on exige, pendant la construction, de protéger les structures par des systèmes de protections, en réduisant la réponse, efficaces et en même temps fiables. Entre ces méthodes innovantes de contrôle, on peut distinguer trois approches différentes : passif, actif et semi-actif ; à celles-ci on peut ajouter une quatrième qui est le contrôle hybride.

Le contrôle passif consiste à superposer à la structure un dispositif qui modifie la rigidité ou l'amortissement du système structural sans demande d'une source d'énergie externe et sans introduire de l'énergie pour son fonctionnement.

4.2-SYSTEMES DE CONTROLE PASSIF.

Les techniques passives d'amortissement des vibrations structurales utilisent l'intégration ou l'ajout de matériaux ou bien systèmes, possédant des propriétés amortissant, couplés à la structure de telle façon que les vibrations de la structure soient amorties passivement, c'est à dire, sans aucune intervention extérieure supplémentaire et sans apport d'énergie de l'extérieure. Principalement, il existe deux catégories de systèmes passifs : la première est l'isolation sismique et la deuxième est la dissipation d'énergie.

4.2.1-LES SYSTEMES DE CONTROLE PASSIF D'ISOLATION SISMIQUE

Le principe de l'isolation sismique n'est pas nouveau : les premières expériences remontant au début de 20^{ième} siècle. La première application de la technologie moderne de l'isolation sismique a été réalisée en 1969. Actuellement quelques milliers de bâtiments et de ponts à travers le monde sont munis des systèmes d'isolation sismique. Ces systèmes consistent à mettre, entre les fondations et la superstructure, des dispositifs qui ont une déformabilité horizontale très importante et une rigidité verticale très élevée. Ces dispositifs permettent à découpler le mouvement du sol de la structure dans le but de réduire les forces transmises à cette dernière. L'isolateur capte les déformations (inélastiques) et filtre les accélérations (hautes fréquences) de sorte que la superstructure isolée se déplace essentiellement selon un mode rigide subissant de faibles accélérations et presque pas de déformations.

Par conséquent, les forces d'inertie transmises aux éléments de fondations sont limitées et demeurent en deçà de la capacité élastique de tels éléments. Ce comportement se traduit par la limitation des dommages subis par la superstructure et les éléments de fondation et par la préservation de la fonctionnalité de la structure après le séisme.

L'isolation à la base repose sur le principe que si la période de vibration est augmentée suffisamment pour s'éloigner de la période d'excitation prédominante du tremblement de terre, les accélérations transmises à la structure (et par conséquent les forces d'inertie) sont considérablement réduites. En revanche, l'augmentation de la période engendre des déplacements plus importants concentrés au niveau de l'isolateur.

Dès lors l'incorporation d'un dispositif de dissipation d'énergie à l'isolateur est requise afin de contrôler les déplacements et de réaliser un compromis satisfaisant entre la réduction de la force et l'accroissement du déplacement.

Les systèmes d'isolations sismique sont composés, principalement, par :

- *Un appui capable de transmettre les charges verticales mais ayant une faible rigidité Horizontale* : c'est le noyau de l'isolateur. La rigidité latérale de l'appui est le paramètre clé dans l'augmentation de la période et par conséquent dans la réduction des forces sismiques. De plus, la rigidité latérale de l'appui joue un rôle très important dans le déplacement sismique de l'ouvrage et son recentrage après le séisme (déplacement résiduel). [34]
- *Dispositif de dissipation d'énergie* : ce dispositif sert à contrôler la déformation de l'isolateur et par conséquent le déplacement absolu de la superstructure située au dessus. Plusieurs dispositifs ont été mis au point avec une application plus au moins répandue.
- *Un système de retenue* : le système d'isolation doit avoir une rigidité initiale élevée afin de minimiser les déplacements sous les charges de service tel que le freinage et le vent.

Les systèmes d'isolation sismique sont largement utilisés dans le monde dont l'application a été plus au moins répandue et une revue exhaustive de ces systèmes dépasse le cadre de ce travail. Néanmoins, on peut grossièrement classer les systèmes d'isolation sismiques en deux catégories.

Les systèmes à base d'élastomère et systèmes à base de glissement

1. L'isolateur à base d'élastomère comprend les éléments suivants: Appui en caoutchouc à haut amortissement (HDR), appui en caoutchouc à faible amortissement (RB) ou appui en caoutchouc à faible-amortissement avec un noyau de plomb (LRB).
2. L'isolateur à base de glissement inclut les assemblages plats ou des surfaces courbes comme le frottement du système pendulaire (FPS).

Les systèmes de roulage doivent être distingués comme un sous-ensemble de systèmes glissants. Les isolateurs roulant doivent être assemblés à plat ou avoir une surface courbe ou comme une balle de forme conique appelé système de cône (BNC). Les Isolateurs qui ne peuvent être classés comme étant en élastomère ou glissant ne sont pas abordés dans la présente norme.

4.2.1-1 *Isolateur à base d'élastomère :*

La réponse de la Force-déformation établie les propriétés pour les isolateurs en élastomère en tenant compte de l'examen de l'interaction du cisaillement axial, des déformations bilatérales, de la charge historique incluant les effets d'adhésion des isolateurs vierge en élastomère, de température, d'autres charges environnementales et l'action des effets de vieillissement de l'isolateur.

Les appuis en élastomère représentent un moyen courant pour l'introduction de la flexibilité dans une structure isolée. Ils sont constitués de couches minces en caoutchouc naturel qui sont vulcanisées et collées sur des plaques d'acier. Le caoutchouc naturel présente un comportement mécanique complexe qui peut être simplement décrit comme étant une combinaison de comportements viscoélastiques et hystérèses. Les appuis en caoutchouc naturel à faible amortisseur se distinguent essentiellement par un comportement linéairement élastique et visqueux à grandes déformations de cisaillement.

L'amortissement effectif est généralement inférieur ou égal à 0,07 pour les déformations de cisaillement dans la gamme de 0 à 2,0 [22].

Les appuis en caoutchouc à noyau de plomb (LRB) sont généralement construits en faible amortissement en caoutchouc naturel préformé de trou central dans lequel se niche un noyau de plomb équipé de presse. Sous déformation latérale, le noyau de plomb se déforme sous l'effet de cisaillement pur.

Les contraintes effectives à faible niveau (environ 8 à 10 MPa en cisaillement à température normale), produisent un comportement hystérèse qui est stable au cours de plusieurs cycles.

Contrairement à l'acier doux, le plomb recristallisé à une température normale (environ 20°C), de tel sorte que l'élasticité répétée ne provoque pas de rupture par usure. Les Appuis en caoutchouc de plomb tel qu'illustré à la figure 4-1a- se caractérisent généralement par une résistance qui assure la rigidité sous des charges de service. La figure4-1b présente une relation idéale force-déplacement d'un appui en caoutchouc de plomb. Les caractéristiques de la force Q sont liées à la zone de la bande de plomb $-A_p$ et la limite d'élasticité au cisaillement de plomb $-\sigma_{YL}$.

$$Q = A_p \sigma_{YL} \quad (4.1)$$

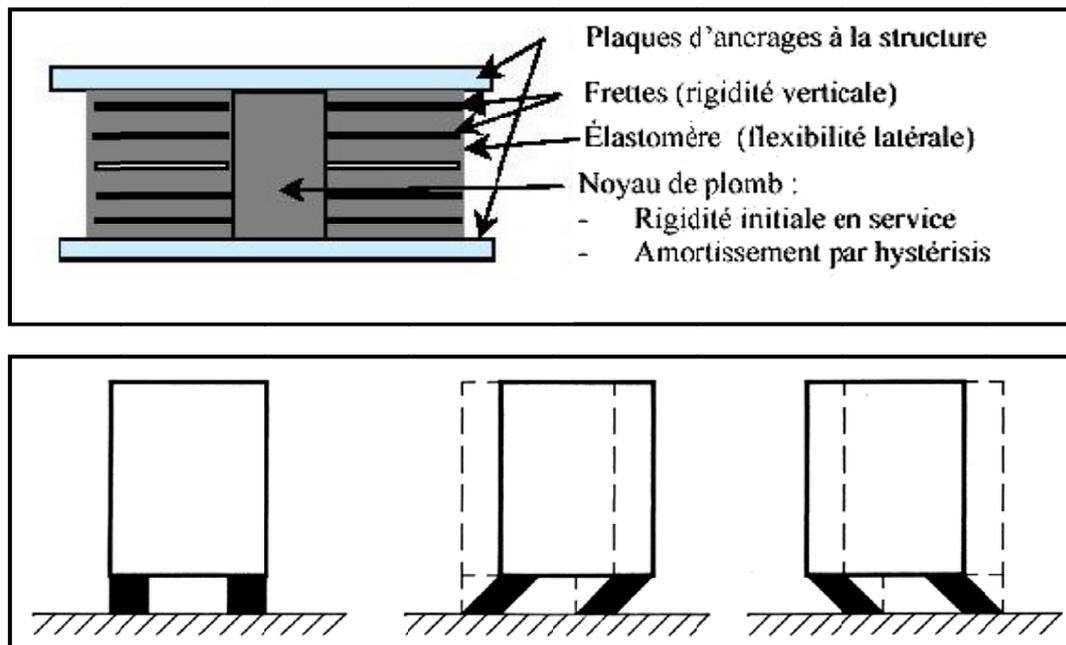


Figure 4-1a : isolateur élastomérique avec noyau de plomb [40].

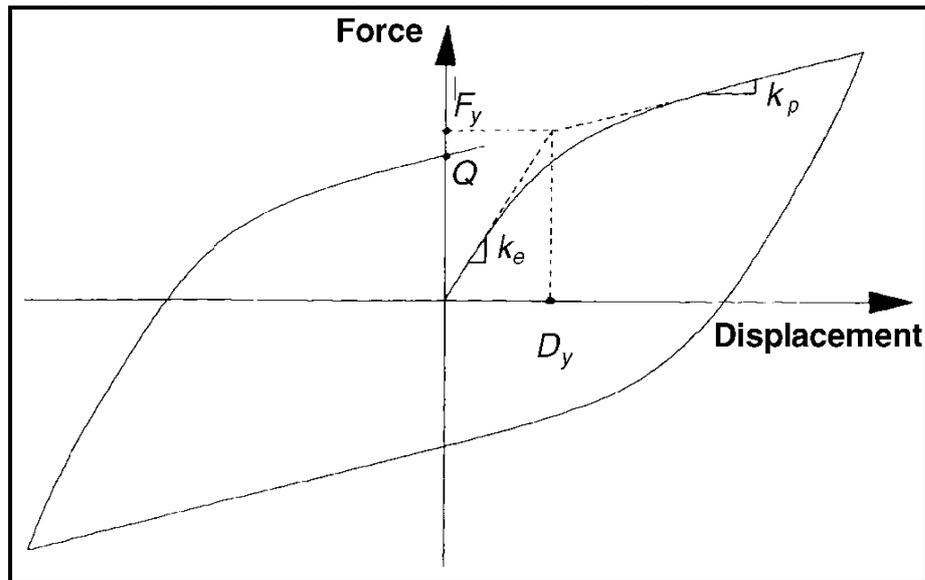


Figure 4-1b : Relation idéale hystérétique force-déplacement d'un appui en caoutchouc de plomb [22]

La rigidité post-élastique, k_p , est généralement plus élevée que la rigidité de cisaillement de l'appui en caoutchouc sans noyau de plomb:

$$k_p = \frac{Ar G fL}{\Sigma t} \quad (4.2.1)$$

Où :

Ar est la zone sous bande de caoutchouc,

Σt est le total d'épaisseur du caoutchouc,

G est le module de cisaillement du caoutchouc (généralement calculés à la déformation de cisaillement de 0,5),

fL est un facteur supérieur à l'unité (1). En règle générale, il est de 1,15 et la gamme des rigidités élastiques entre 6,5 à 10 fois les rigidités post-élastique représenté par un modèle d'hystérèse bilinéaire. Les programmes d'ordinateur 3D-BASE (Nagarajaiah et al. Reinhorn et al. (1994); Tsopelas et al. (1994b), et ETABS, Version 6, et SAP2000 ont la capacité de modéliser le comportement d'hystérèse pour les isolateurs.

Ces modèles exigent généralement la définition de trois paramètres à savoir :

La rigidité post-élastique k_p ,

La force élastique F_y ,

Le déplacement élastique D_y . Et ce pour les appuis en caoutchouc de plomb dans laquelle la rigidité élastique est approximativement égale à 6,5 k_p .

La rigidité effective d'appui en caoutchouc de plomb est donné par :

$$K_{eff} = KP + \frac{Q}{D} \quad D \geq D_y \quad (4.2.2)$$

La période naturelle est donnée comme suit

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{W}{K_{eff} g}} \quad (4.2.3)$$

Le taux effectif de l'amortissement critique fourni par l'isolateur - β_{eff} - peut être obtenu a partir de :

$$\beta_{eff} = \frac{4Q(D - Q/9Kp)}{2\pi(Kp D + Q) D} \quad (4.2.4)$$

Le déplacement élastique peut être estimé comme suit:

$$Dy = \frac{Q}{5.5kp} \quad (4.3.1)$$

Le déplacement au centre de rigidité du système d'isolation est :

$$D = \left(\frac{g}{4\pi^2}\right) \frac{S_{d1} T_d}{B_d} \quad (4.3.2)$$

$$S_{d1} = \frac{2}{3} SM1 \quad (4.3.2. a)$$

Où : g est l'accélération,

S_{d1} est le coefficient spectral,

T_d est la période isole,

B_d est le coefficient d'amortissement [23].

ET

$$S_{M1} = Fv S_1 \quad (4.3.2. b)$$

Où

- S_1 : est 5% d'amortissement d'accélération spectrale pour le site disponible sur les cartes accompagnant à IBC-2000.

- F_v : le coefficient de site défini pour les classes des divers sites et des niveaux d'accélération.

La force élastique est alors donnée par la formule:

$$F_y = Q + k_p D_y \quad (4.4.1)$$

Le modèle utilisé pour caractériser le comportement hystérèse du LRB est défini au schéma 4.1C. Et la force de rappel au point dans ces systèmes d'isolation est donnée par la formule

$$F_{bi} = C_{bi}\dot{X}_{bi} + \alpha_i K_i X_{bi} + (1 - \alpha_i) F_{yi} Z_i \quad (4.4.2)$$

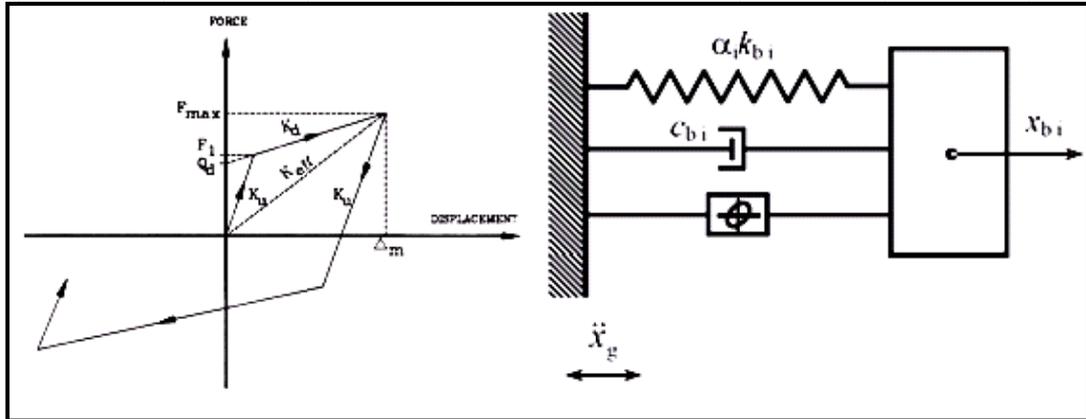


Figure 4-1c : Schéma de modèle de système d'isolation LRB [26]

Où

F_{yi} est la limite élastique de l'appui,

α_i est un indice qui représente le rapport de la post-pré-élastique de rigidité,

K_i la rigidité initiale du l'appui,

C_{bi} l'amortissement visqueux du l'appui

Z_i est le déplacement hystérèse non-dimensionnel. Les appuis en caoutchouc de haut niveau d'amortissement sont fabriqués de caoutchouc spécialement composé présentant un amortissement efficace critique entre 0,10 et 0,20. L'amortissement effectif de caoutchouc à haut amortissement est obtenu par l'addition des composés chimiques qui sont également conjugués à d'autres propriétés mécaniques du caoutchouc. Les modèles mathématiques capables de décrire la transition entre les propriétés des appuis en caoutchouc à haut amortissement ne sont pas encore disponibles.

Toutefois, il convient dans ce cas d'effectuer des analyses multiples avec des modèles stables hystérèse afin d'obtenir des bornes sur la réponse dynamique.

A cet effet, une modèle bilinéaire hystérésis capable de modéliser le comportement représenté dans la figure 4-1a- est appropriée pour de telles analyses, tant que la pointe de la déformation de cisaillement est inférieure à la limite de raidissement d'environ 1,5 à 2,0, selon le composé du caoutchouc.

Au-delà de cette limite de déformation, le comportement de nombreux élastomères présente un raidissement avec une rigidité tangente à peu près égale au double de la rigidité tangente avant l'initiation du raidissement.

Pour plus d'informations, se référer à Tsopelas et al. (1994a).

Les propriétés identifiées sont le tangent de module de cisaillement G et le facteur d'amortissement efficace, B_{eff} (décrit par l'équation (4.14), qui est maintenant défini pour un appui unique plutôt que le système d'isolation complet dans des conditions d'adhésion. En se référant à la figure 4-1, \underline{G} est lié à la rigidité post-élastique K_P d'après la formule :

$$k_p = \frac{GA}{\Sigma t} \quad (4.5)$$

Où A est la zone sous bande de caoutchouc. Les paramètres du modèle d'hystérèse bilinéaire a déterminé par l'utilisation des propriétés mécaniques G et B_{eff} une déformation en cisaillement spécifiques, tels que la déformation correspondant au déplacement de conception D . La rigidité post élastique est déterminée à partir de l'équation (4-5), tandis que la résistance caractéristique Q peut être déterminée comme suit:

$$Q = \frac{\pi \beta_{eff} k_p D^2}{(2 - \pi \beta_{eff}) D - 2D_y} \quad (4.6)$$

Où D_y est le déplacement élastique.

Le déplacement élastique n'est généralement pas connu à priori. Cependant, les données expérimentales suggèrent que D_y est d'environ 0,05 ou égal à 0,1 fois l'épaisseur du caoutchouc total.

Avec : Σt le déplacement élastique est approximativement déterminé et le modèle peut être entièrement défini par la détermination de la force d'élasticité (équation (4.4.1)).

Il convient de noter cependant que la résistance caractéristique est déterminée à partir de la rigidité efficace d'appui, (équation (4.13)), comme suit:

$$Q = \frac{\pi \beta_{eff} k_{eff} D^2}{2(D - D_y)} \quad (4.7)$$

La rigidité effective est plus efficace pour déterminer les propriétés de l'amortisseur que la rigidité post-élastique. La rigidité effective est couramment utilisée pour obtenir le module de cisaillement effectif, G_{eff} , définie comme suit:

$$G_{eff} = \frac{k_{eff} \Sigma t}{A} \quad (4.8)$$

Le comportement d'appui pour les boucles force-déplacement, présenté dans la figure 1-2 est maintenant analytiquement construit à l'aide de propriétés mécaniques à une déformation de cisaillement de 1,0 et une sous pression des appuis de 7,0 MPa.

Ces propriétés sont $G_{eff} = 0,50$ MPa et $B_{eff} = 0,16$. Avec la zone sous bande de l'épaisseur totale de caoutchouc connu et en supposant que $D_y = 0.1\Sigma t$, un modèle d'hystérèse bilinéaire a été défini et mis en œuvre dans le programme 3D-Basis.

Les appuis en élastomère ont une rigidité verticale finie qui consolide la structure isolée. La rigidité verticale d'un appui élastomère est obtenue à partir de la formule:

$$k_v = \frac{Ec A}{\Sigma t} \quad (4.9)$$

Où E_c : est le module de compression. Bien qu'un certain nombre de relations approximatives empiriques aient été proposées pour le calcul du module de compression, l'expression correcte pour les appuis circulaire est (Kelly, 1993) [23]

$$E_c = \left(\frac{1}{6G_{eff} S^2} + \frac{4}{3k} \right)^{-1} \quad (4.10)$$

Où K : est le module de compressibilité (typiquement supposés avoir une valeur de 2000 MPa) et S est le facteur de forme qui est défini comme le rapport entre la charge de la zone de bande au périmètre d'une seule couche de caoutchouc.

Pour un appui circulaire de diamètre φ et une couche de caoutchouc d'épaisseur t , le facteur de forme est donnée par la formule :

$$S = \frac{\varphi}{4t} \quad (4.11)$$

Les appuis sismiques en élastomère sont généralement conçus d'une large fourchette de facteurs de forme qui se distinguent typiquement par des facteurs de forme de 12 à 20. Considérant un concept d'appui élastomère avec $S = 15$, $G_{eff} = 1$ MPa, et $K = 2000$ MPa, le ratio de rigidité verticale (équation (4-9)) à la rigidité horizontale efficace (équation (4-8)) est approximativement égale à 700. Ainsi, la période de vibration verticale d'une structure sur des appuis à isolement en élastomère sera d'environ 26 fois (ie, $\sqrt{700}$) inférieure à la période horizontale, de l'ordre de 0,1 seconde.

Cette valeur de la période verticale est un potentiel pour l'amplification de l'accélération verticale au sol par le système d'isolement. L'effet primaire de cette amplification est de changer la charge verticale des appuis, qui ont besoin d'être pris en considération pour certaines applications de conception. Une autre considération dans la conception des structures parasismiques isolées avec des appuis en élastomère est la réduction de la hauteur d'un appui avec l'augmentation de la déformation latérale (Kelly, 1993).

Bien que cette réduction de la taille est généralement de petite dimension, elle a un rôle important lorsque les appuis en élastomère sont combinés avec d'autres éléments d'isolement qui sont verticalement rigides (tels que des appuis de glissements). En outre, les incompatibilités dans les déplacements verticaux conduisent à une redistribution des charges. Les principales limitations des systèmes à base d'élastomère sont :

- Sensibilité aux variations thermiques,
- L'instabilité de l'appui : la résistance à la charge verticale diminue avec l'accroissement de la déformation latérale
- Les dimensions de l'appui et particulièrement sa hauteur peuvent constituer une limitation pratique particulièrement pour les applications de réhabilitation,
- Le noyau de plomb a le défaut de transmettre des accélérations de haute fréquence et réduit l'efficacité de l'isolation

4.2.1. 2 Modélisation des isolateurs

A-Modèles Linéaires :

Les propriétés non linéaires des isolateurs sont caractérisées par Les procédures linéaires utilisées pour la rigidité efficace k_{eff} , et l'amortissement efficace, β_{eff} ,

Le système d'isolation sismique peut être représenté par un modèle équivalent linéairement élastique. La force dans un dispositif d'isolement sismique est Calculée comme suit:

$$F = K_{eff} D \quad (4.12)$$

La rigidité effective du dispositif d'isolement sismique est calculée comme suit :

$$K_{eff} = \frac{|F + 1 + |F - 1}{|\Delta + 1 + |\Delta - 1} \quad (4.13)$$

L'analyse par une méthode linéaire exige que chaque isolateur sismique ou des groupes d'isolateurs sismiques soient représentés par des ressorts linéaires de rigidité k_{eff} ou de rigidité effective combiné de chaque groupe.

La capacité de dissipation d'énergie d'un système d'isolation est généralement représentée par un amortissement effectif.

L'amortissement effectif est l'amplitude-Dépendance calculé lors du déplacement de la structure, D , comme suit:

$$\beta_{eff} = \frac{1}{2\pi} \left[\frac{\Sigma ED}{K_{eff} D^2} \right] \quad (4.14)$$

Où ΣE_D : est la somme des aires des boucles d'hystérésis de tous les isolateurs, et K_{eff} est la somme des rigidités effectives de tous les dispositifs d'isolation sismique.

Tant que l'aire des boucles d'hystérésis et la rigidité effective sont déterminées par le déplacement de la structure, D .

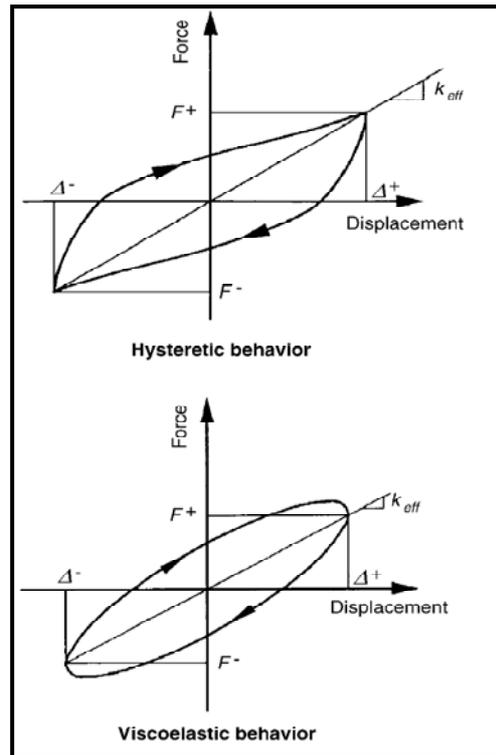


Figure 4-2 : Définition de la raideur effective du dispositif d'isolation sismique

L'application des équations (4.12) à (4.13) à la conception de systèmes d'isolation est compliqué si la rigidité effective et la zone de boucle dépend de la charge axiale. Et de multiples analyses sont alors nécessaires pour établir des bornes sur les propriétés et les réactions des isolateurs à la conception de systèmes d'isolation. Par exemple, les systèmes d'isolation à base de glissement, il y a lieu de tenir compte de ces effets et la procédure suivante est proposée. La relation entre la force horizontale et la charge verticale est sensiblement linéaire (voir l'équation (4.12)) pour les systèmes d'isolation en glissement.

En conséquence, l'effet net de moment de renversement sur le comportement mécanique d'un groupe des appuis est petit et peut être négligé.

Al-Husseini et al. (1994) ont fourni des résultats expérimentaux qui illustrent ce problème jusqu'au moment critique de soulèvement d'appui. Des résultats similaires sont susceptibles des appuis en élastomère.

L'effet de l'accélération verticale au sol est de modifier la charge sur les isolateurs. Si on suppose que le bâtiment est rigide dans le sens vertical et les forces axiales dues au moment de renversement sont absents, les charges axiales peuvent varier entre $W(1 - \ddot{U}/g)$ et $W(1 + \ddot{U}/g)$, Où \ddot{U} est l'accélération verticale du sol.

Les charges axiales maximales et minimales sur un isolateur donné sont comme suit:

$$N_c = W (1 \pm 0.20S_{D1}) \quad (4.15)$$

Dans l'équation (4.15) le signe **plus** (+) représentant la valeur maximale et minimale est basée sur l'hypothèse que le paramètre de réponse spectrale de courte période, S_{DS} , est de 2,5 fois la valeur de la pointe au sol de l'accélération verticale.

Pour le Séisme maximal considéré, la charge axiale doit être déterminée à partir

$$N_c = W (1 \pm 0.20S_{M1}) \quad (4.16)$$

Les équations (4.15) et (4.16) doivent être utilisées avec prudence si l'immeuble est situé dans le champ proche d'une faille majeure active.

Et N_c représente une charge constante sur des isolateurs pouvant être utilisés pour déterminer la rigidité effective et la zone de la boucle d'hystérésis. Pour obtenir ces propriétés, la résistance caractéristique Q (voir Figure 4-2) est nécessaire.

Diverses investigations (Ramkrishna V. Darji1 et S. P. Purohit), Vasant Annasaheb Matsagar et Radhey Shyam Jangid (2005) ont traité différents types d'isolateurs de base tel que Lead Rubber Bearing (LRB), High Damping Rubber bearing (HDR) et Friction Pendulum System (FPS) en utilisant le logiciel. La conception des isolateurs de base a été effectuée globalement sur la base du code IBC 2000. En plus de la conception des isolateurs de base, une comparaison entre base fixe et base isolée a été effectuée.

B- Modèles non linéaire :

Pour l'analyse dynamique non linéaire temporelle, les éléments d'isolation sismique devraient être explicitement modélisés quand des incertitudes existent. Quand les aspects du comportement ne peuvent pas être modélisés les analyses multiples devraient être réalisées en vue d'établir des bornes sur les réponses dynamiques. Néanmoins, pour simplifier l'analyse non linéaire, chaque élément d'isolation sismique peut être modélisé par un taux approprié de modèle d'hystérésis indépendant. Les appuis en élastomère peuvent être modélisés comme un élément hystérèse bilinéaire.

Les dispositifs d'isolement qui présentent un comportement viscoélastique comme la Figure 1-2 doivent être modélisés comme des éléments linéairement élastiques avec une rigidité efficace k_{eff} telle que déterminée par l'équation (4.16).

Conclusion

Ce chapitre présente une revue de la littérature sur les systèmes d'isolation parasismique, ainsi que la description des lois de contrôle passif (système de contrôle avec isolation à la base et dissipation d'énergie), et l'avantage de leur utilisation dans le contrôle de la réponse sismique d'un ouvrage.

Chapitre V

Modélisation

CHAPITRE V

MODELISATION

5.1. INTRODUCTION

En un premier lieu, nous traiterons la modélisation d'un bâtiment étagé (trois niveau) sans tenir compte de l'effet d'interaction sol-structure dans les différents sites par l'utilisation de spectre de réponse de chaque site.

En seconde lieu la même structure sera modélisée en tenant compte de l'effet d'interaction sol-structure, respectivement pour les quatre sites.

Les réponses sismique avec et sans interaction sol-structure seront étudiées et comparées.

Dans la troisième phase, la même structure sera équipé par d'isolation parasismique a la base type LRB (lead rubber bearing), et les réponses sismique dans les différentes sites sera analysée par rapport aux réponses déjà obtenues.

En fin, la même structure sera modélisée avec tenir compte l'effet d'interaction sol-structure avec d'isolation parasismique, et l'analyse de l'influence ces dernier sur le potentiel de liquéfaction.

5.2. MODELISATION D'UNE STRUCTURE ENCASTREE SANS TENIR COMPTE DE L'EFFET D'INTERACTION SOL STRUCTURE (ISS)

5.2.1. Présentation de la structure :

Il s'agit d'un portique en béton armé de 5,0 m d'ouverture. Les poteaux de 3.14 m de hauteur, ont une section de 0,3×0, 4 m². Le plancher est constitué d'une dalle en corps creux de 16+4 cm d'épaisseur et dimensions en plan de 4,0×5,0 m. La structure repose sur des semelles superficielles en béton de section carrée de 2 m de côté. Le sol est supposé homogène avec un comportement élastique linéaire.

La structure est classée dans le groupe d'usage 2 (voire RPA 2003) et supposée être implantée en zone de moyenne sismicité (zone II).

Dans le cas sans ISS, on utilisera l'hypothèse de l'encastrement parfait à sa base. Les diaphragmes horizontaux (planchers), Il s'agit donc du modèle utilisé classiquement pour les bâtiments courants.

Les propriétés mécaniques de structure donnent comme suit ; module d'élasticité : 32000Mpa, coefficient de poisson = 0.2

La réponse de la structure est évaluée en considérant les quatre spectres de calcul associés aux différentes catégories de site (S1, S2, S3 et S4).

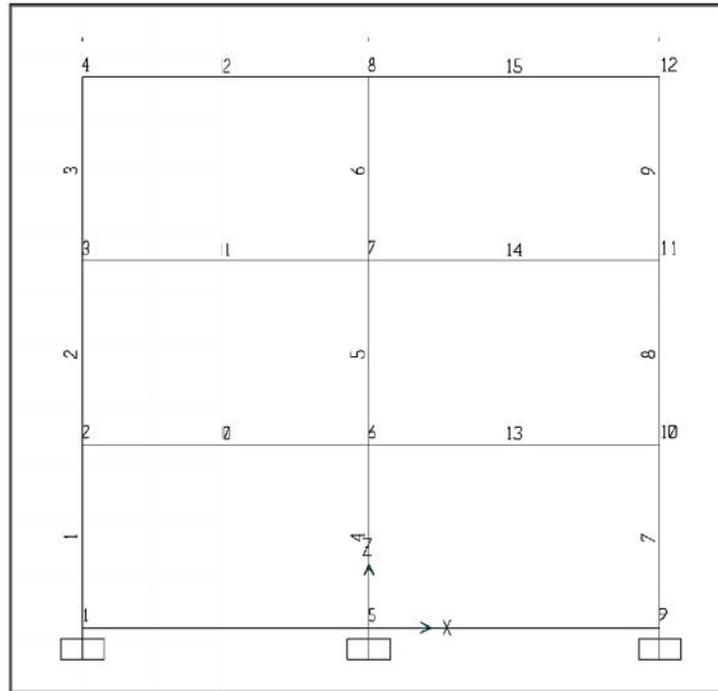


Figure 5.1 : portique rigide a trois niveaux

Niveau	poteau	Moment d'inertie m ⁴	Section de poteau m ²	poutre	Moment d'inertie m ⁴	Poids de Chaque Niveau kn
1	30*40	1.6 10 ⁻³	0.12	30*40	1.6 10 ⁻³	298.26
2						258.26
3						

Tableau 5.2 : Caractéristiques géométrique

5.2.2 Force de niveau –effort tranchant :

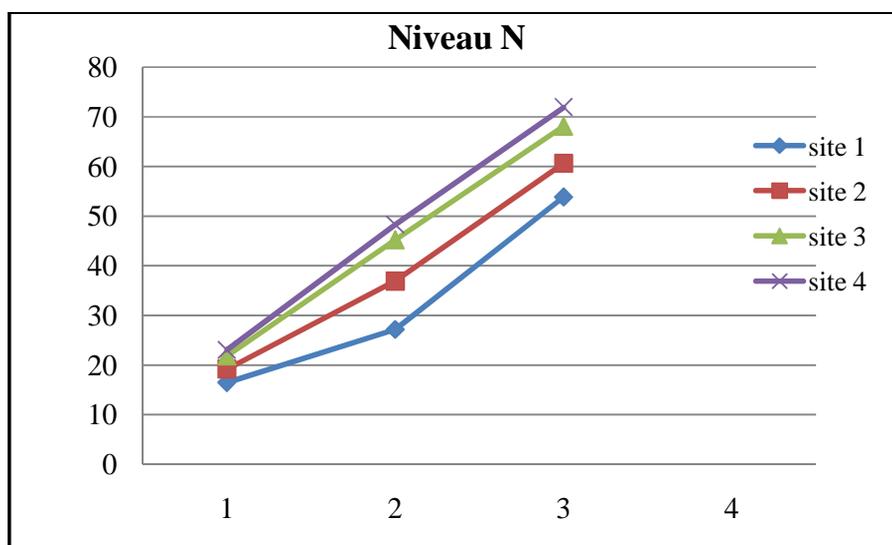
Les résultats obtenus sont calculés par SAP2000 ;

Combinaison			0.8G+E				G+Q+1.2E			
Force sismique (KN)	Site		Site1	Site2	Site3	Site4	Site1	Site2	Site3	Site4
	NIV	Hi								
	3	9.42	53.88	60.654	68.112	71.953	65.476	73.604	81.734	86.343
	2	6.28	27.177	36.947	45.265	48.31	31.794	43.517	54.319	57.971
	1	3.14	16.482	19.208	21.882	23.065	19.776	23.07	26.258	27.679
Effort tranchant (KN)	V		97.539	116.809	135.259	143.328	117.046	140.191	162.311	171.993

Tableau 5.3. Force de niveau- Effort tranchant à la base

Commentaires :**-pour la combinaison 0.8G+E ;**

- La comparaison entre le site 1 et le site 2 montre que les forces de niveaux varient entre 12% et 35%, et l'effort tranchant à la base augmente de 19%
- Les forces de niveaux données par le site 3 sont plus grandes que ceux données par le site 1 de 26% et 66% tandis que l'effort tranchant augmente de 38%
- Le site 4 donne des forces supérieures à celle données par le site 1 de 33% et 77% l'effort tranchant à la base augmente de 47%
- Par rapport au site 2 le site 3 donne des forces de niveaux augmentent sur la hauteur de 12% et 22% l'effort tranchant à la base augmente de 16%
- La variation entre le site 2 et le site 4 des forces de niveaux est de 12% et 31% alors que l'effort tranchant à la base varie de 23%
- Par rapport au site 3 les forces de niveaux données par le site 4 augmentent sur la hauteur de 5% et 7% et l'effort tranchant à la base augmente par 6%.

**Figure 5.2.** Force de niveau (combinaison 0.8G+E)

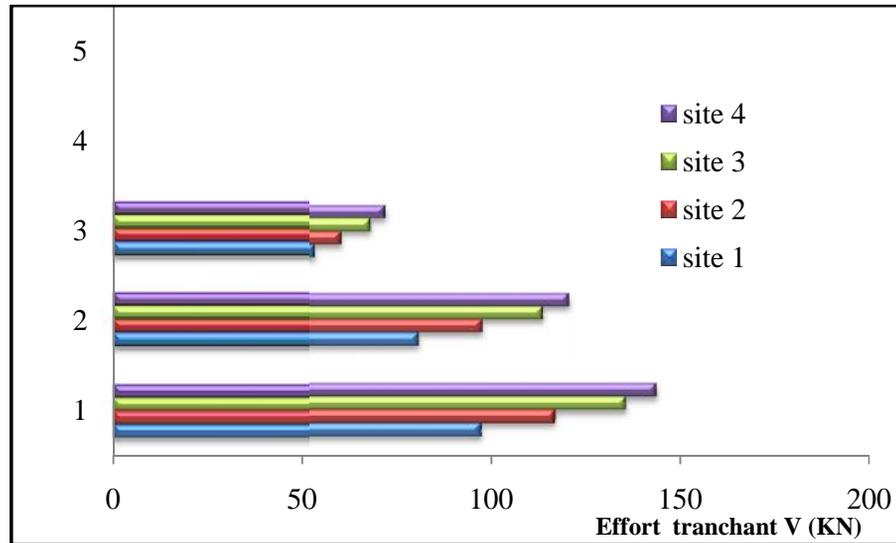


Figure 5.3. L'effort tranchant à la base (combinaison 0.8G+E)

-Pour la combinaison G+Q+1.2E ;

- La comparaison entre le site 1 et le site 2 montre que les forces de niveaux varient entre 12% et 36%, et l'effort tranchant à la base augmente de 20%
- les forces de niveaux données par le site 3 sont plus grandes que ceux données par le site 1 de 25% et 71% tandis que l'effort tranchant augmente de 39%
- le site 4 donne des forces supérieures à celle données par le site 1 de 31% et 82% l'effort tranchant à la base augmente de 47%
- par rapport au site 2 le site 3 donne des forces de niveaux augmentent sur la hauteur de 11% et 25% l'effort tranchant à la base augmente de 16%
- la variation entre le site 2 et le site 4 des forces de niveaux est de 17% et 33% alors que l'effort tranchant à la base varie de 23%
- par rapport au site 3 les forces de niveaux données par le site 4 augmentent sur la hauteur de 5% et 7% et l'effort tranchant à la base augmente par 6%

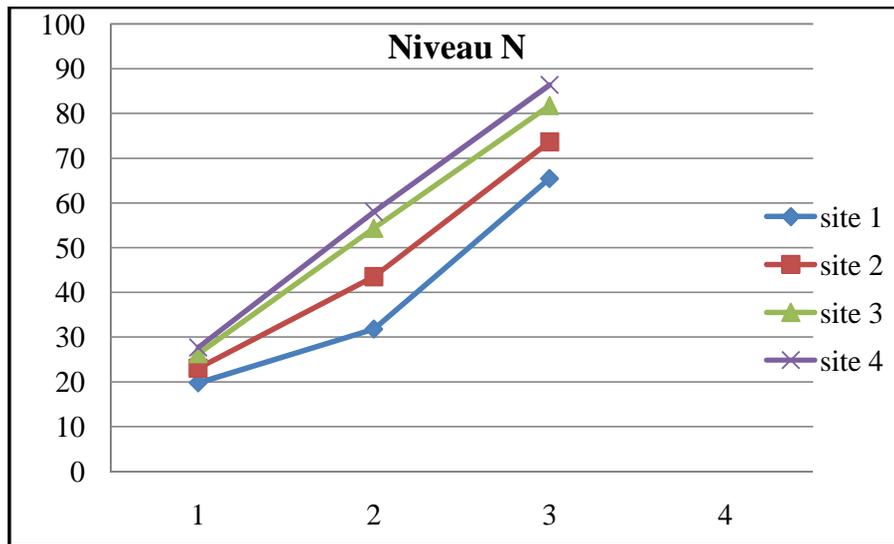


Figure 5.4. Force de niveau (combinaison G+Q+1.2E)

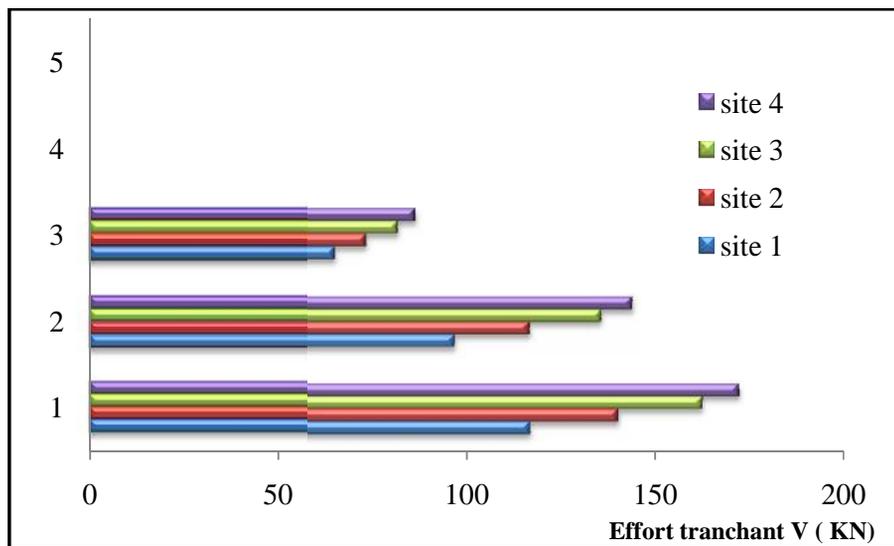


Figure 5.5. L'effort tranchant à la base (combinaison G+Q+1.2E)

5.2.3. Coefficients de participation modale:

Les coefficients de participation modale sont les même pour les quatre sites

mode n°	Période Sec	Fréquence Cyc/sec	UX Unitless	UZ Unitless	SumUX Unitless	SumUZ Unitless	RY Unitless	SumRY Unitless
1	0,545131	1,8344	0,85299	0	0,85299	0	0,78161	0,78161
2	0,165961	6,0255	0,11578	0	0,96877	0	0,00033	0,78194
3	0,093392	10,708	0,03123	0	1	0	0,00168	0,78362
4	0,051005	19,606	0	0,46854	1	0,46854	0	0,78362
5	0,037921	26,371	0,000002204	0	1	0,46854	0,19753	0,98115
6	0,03783	26,434	0	0,44558	1	0,91412	0	0,98115
7	0,021476	46,563	0	8,333E-07	1	0,91412	0	0,98115
8	0,021219	47,127	0	7,882E-08	1	0,91412	0	0,98115
9	0,02089	47,869	0	0,00000342	1	0,91412	0	0,98115
10	0,018392	54,373	0	0,03618	1	0,9503	0	0,98115
11	0,014831	67,426	7,58E-10	0	1	0,9503	3,717E-10	0,98115
12	0,014788	67,621	2,432E-07	0	1	0,9503	4,303E-08	0,98115

Tableau 5.4. Coefficients de participation modale

5.2.4 Calcul les déplacements des nœuds

Site		Déplacements (m)					
		Site1			Site2		
NIV	Nœud	U1	U3	R2	U1	U3	R2
0.00	1	0	0	0	0	0	0
	5	0	0	0	0	0	0
	9	0	0	0	0	0	0
9.42	4	0,012303	0,000133	0,000615	0,014834	0,000145	0,000731
	8	0,012302	0,000189	0,000384	0,014833	0,000189	0,000457
	12	0,012303	0,000133	0,000615	0,014834	0,000145	0,000731

Site		Déplacements (m)					
		Site3			Site4		
NIV	Nœud	U1	U3	R2	U1	U3	R2
0.00	1	0	0	0	0	0	0
	5	0	0	0	0	0	0
	9	0	0	0	0	0	0
9.42	4	0,017245	0,000158	0,000843	0,018297	0,000163	0,000892
	8	0,017244	0,000189	0,000528	0,018296	0,000189	0,000559
	12	0,017245	0,000158	0,000843	0,018297	0,000163	0,000892

Tableau 5.5. Déplacements des nœuds

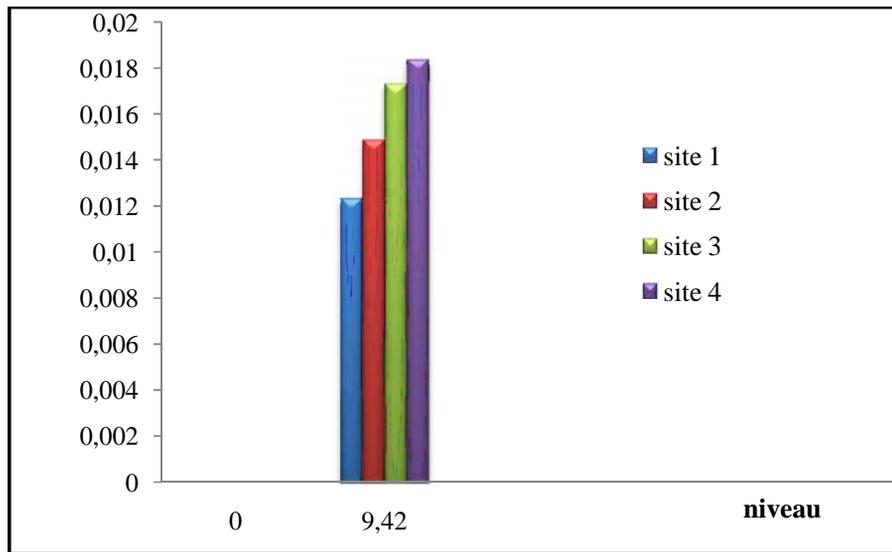


Figure 5.6. Déplacements horizontale des nœuds de poteau de rive

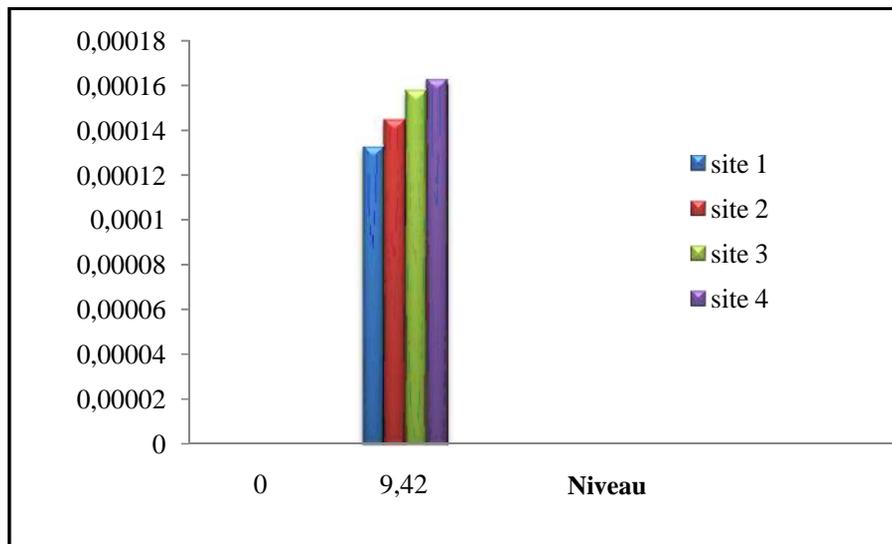


Figure 5.7. Déplacements verticale des nœuds de poteau de rive

5.3. MODELISATION DU SOL PAR UN SYSTEME DE RESSORTS (TENIR COMPTE L'EFFET ISS) :

Le même modèle de la structure que précédemment à été repris avec prise en compte de l'interaction sol-structure (ISS). Le sol est donc modélisé par un ressort horizontal, un ressort vertical et un ressort de basculement en chaque nœud (Capra *et al.* 84), (Oudjene *et al.* 01) voir figure 5.8.

Notre travail consiste à calculer l'effet d'interaction sol structure sur le model présenté pour des différents types du sol.

Le modèle ressorts de sol définit les réactions élastiques de ce dernier (sol) à l'égard des composantes de déplacement statique de la fondation. Plusieurs formulations de calcul des raideurs des ressorts de sol sont proposées. Parmi celles-ci les formules de NEWMARK-RESENBLUETH, les formules de DELEUZE et la méthode simplifiée de VELETOS (Davidovici, 99), (Zacek, 96). Ici, les valeurs des raideurs des ressorts de sol sont calculées à l'aide des relations données dans le tableau 5.6, en considérant les caractéristiques des sites données dans le tableau 5.7.

Les valeurs des coefficients sans dimension $\beta_{x,y}$, β_z et $\beta_{\psi,\varphi}$, du tableau 5.5 sont données par des abaques spécifiques en fonction du rapport des dimensions des semelles et la direction de l'action sismique considérée (Zacek, 96).

Mouvement	Semelle rigide circulaire	Semelle rigide rectangulaire
Horizontal x ou y	$K_{x,y} = \frac{16(1-\nu)ER}{(7-8\nu).(1+\nu)}$	$K_{x,y} = \frac{E}{2(1-\nu^2)}\beta_{x,y}\sqrt{b.a}$
Vertical	$K_z = \frac{2ER}{(1+\nu)}$	$K_z = \frac{E}{2(1-\nu^2)}\beta_z\sqrt{b.a}$
Basculement	$K_{\psi,\varphi} = \frac{4ER^3}{3(1-\nu^2)}$	$K_{\psi,\varphi} = \frac{E}{2(1-\nu^2)}\beta_{\psi,\varphi}b^2\sqrt{b.a}$
Rotation	$K_\theta = \frac{8ER^3}{3(1+\nu)}$	

Tableau 5.6. Raideurs équivalentes pour un milieu semi-infini (davidovici) [19]

sites	description	Vitesse V_s (m/s)	E(Mpa)	
S1	Rocheux	800	-	0.3
S2	Ferme	400	20	0.3
S3	Meuble	200	5-20	0.4-0.5
S4	Très meuble	100	-	0.4-0.5

Tableau 5.7. Caractéristiques des différentes catégories de site [39]

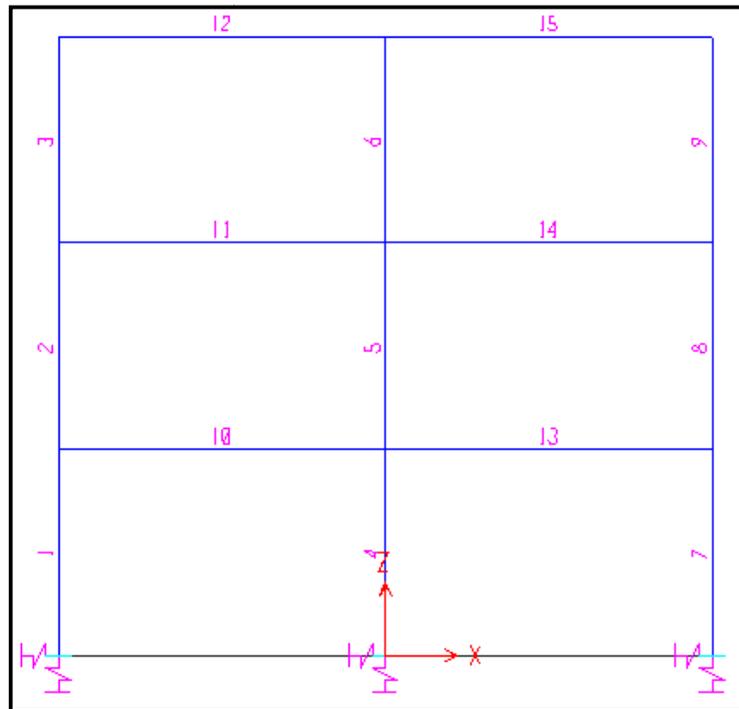


Figure 5.8 Portique sur des appuis élastiques

5.3.1. Caractéristiques mécanique de sol :

Le sol est supposé homogène avec un comportement élastique linéaire. Le tableau 5.8 résume les caractéristiques des sols (site1=roche, site 2=sable dense, site 3=sable lâche et site 4 sont des sables très lâche liquéfiables).

Sites		Site 1	Site 2	Site 3	Site 4
Module de Young E(Mpa)		200	30	10	5
Coefficient de poisson		0.3	0.3	0.5	0.5
Paramètre sans dimension	x, y	1.75	1.75	1.42	1.42
	z	2.12	2.12	2.12	2.12
	ν	1.65	1.65	1.65	1.65
raideurs des ressorts de sol (kn/m)	$K_{x, y}$	384615.38	57692.307	18930	11833.33
	K_z	465934.06	69890.10	28260	17666.66
	K_{ν}	1450549.451	217582.41	88000	85937.5

Tableau 5 .8. Caractéristiques des sols.

5.3.2. Force de niveau –effort tranchant :

Combinaison			0.8G+E				G+Q+1.2E			
Site			Site1	Site2	Site3	Site4	Site1	Site2	Site3	Site4
Force sismique (KN)	NIV	Hi								
	3	9.42	54.776	65.294	69.576	78.225	66.617	78.291	84.846	95.334
	2	6.28	25.246	26.018	26.645	34.346	29.41	31.283	30.619	39.751
	1	3.14	16.646	20.293	23.917	28.959	19.975	24.352	28.7	34.751
Effort tranchant (KN)	V		96.668	111.605	120.138	141.53	116.002	133.926	144.165	169.836

Tableau 5.9. Force de niveau- Effort tranchant à la base

Commentaires :

-Pour la combinaison 0.8G+E ;

- La comparaison entre le site 1 et le site 2 montre que les forces de niveaux varient entre 3% et 21%, et l’effort tranchant a la base augmente de 15%
- les forces de niveaux données par le site 3 sont plus grandes que ceux données par le site 1 de 5% et 43% tandis que l’effort tranchant augmente de 24%
- le site 4 donne des forces supérieures à celle données par le site 1 de 18% et 72% l’effort tranchant à la base augmente de 39%
- par rapport au site 2 le site 3 donne des forces de niveaux augmentent sur la hauteur de 2% et 17% l’effort tranchant à la base augmente de 7%
- la variation entre le site 2 et le site 4 des forces de niveaux est de 19%et 42% alors que l’effort tranchant à la base varie de 26%
- par rapport au site 3 les forces de niveaux données par le site 4 augmentent sur la hauteur de 12% et 28% et l’effort tranchant à la base augmente par 17%

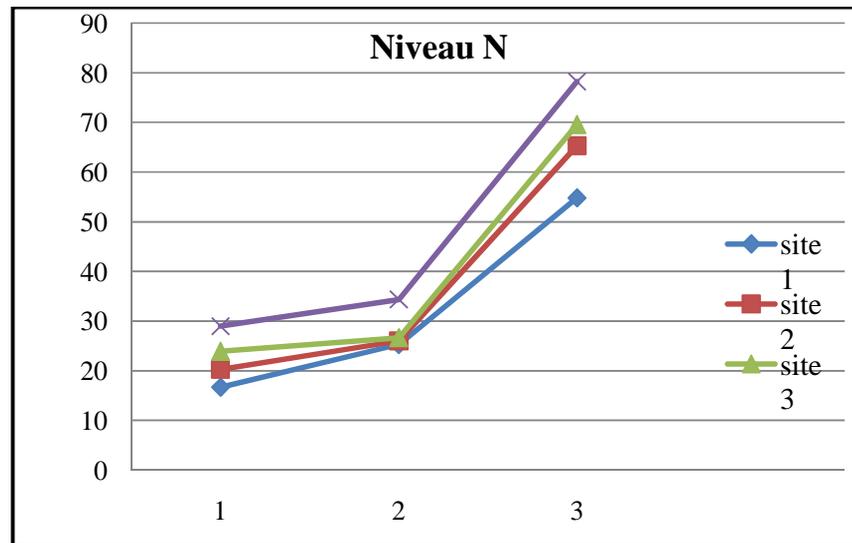


Figure 5.9 : Force de niveau (combinaison 0.8G+E)

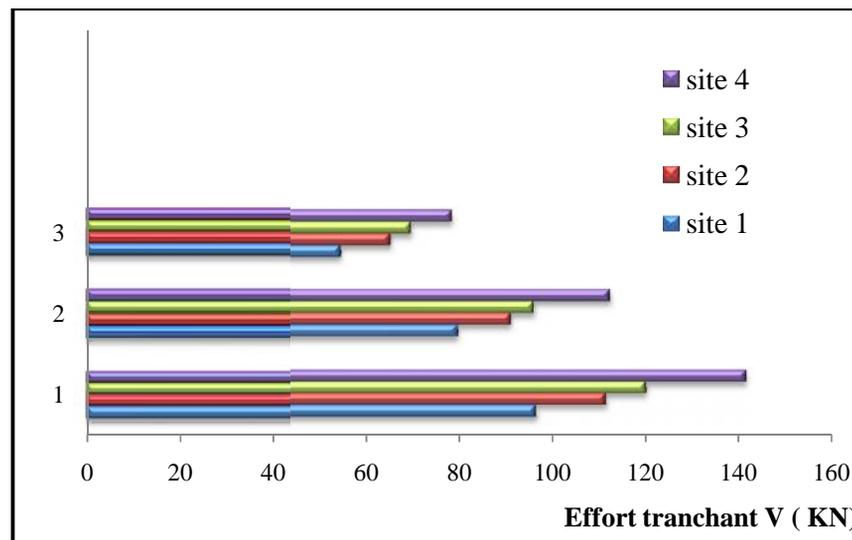


Figure 5.10 : L'effort tranchant à la base (combinaison 0.8G+E)

-Pour la combinaison $G+Q+1.2E$;

- La comparaison entre le site 1 et le site 2 montre que les forces de niveaux varient entre 6% et 21%, et l'effort tranchant à la base augmente de 15%
- les forces de niveaux données par le site 3 sont plus grandes que ceux données par le site 1 de 4% et 43% tandis que l'effort tranchant augmente de 24%
- le site 4 donne des forces supérieures à celle données par le site 1 de 16% et 72% l'effort tranchant à la base augmente de 39%
- par rapport au site 2 le site 3 donne des forces de niveaux augmentent sur la hauteur de 0.97% et 17% l'effort tranchant à la base augmente de 7%

- la variation entre le site 2 et le site 4 des forces de niveaux est de 21% et 42% alors que l'effort tranchant à la base varie de 26%
- par rapport au site 3 les forces de niveaux données par le site 4 augmentent sur la hauteur de 12% et 29% et l'effort tranchant à la base augmente par 17%

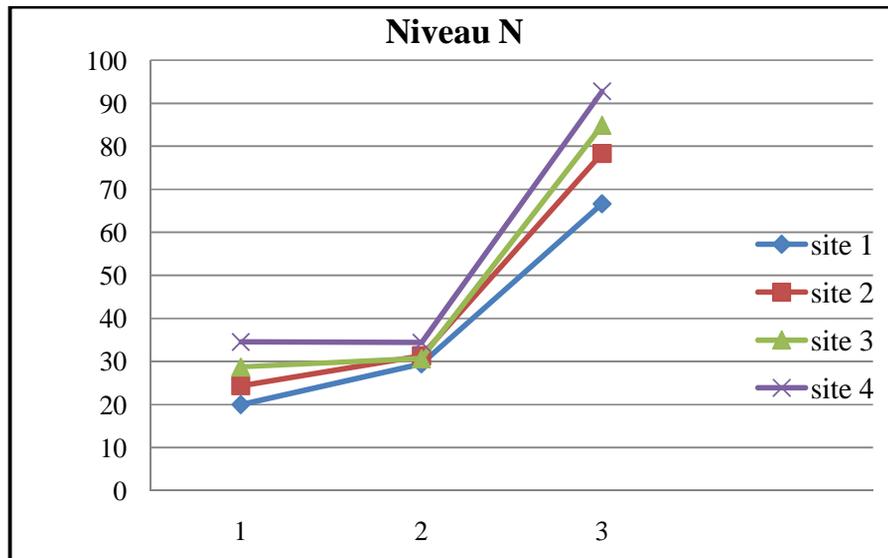


Figure 5.11 : Force de niveau (combinaison G+Q+1.2E)

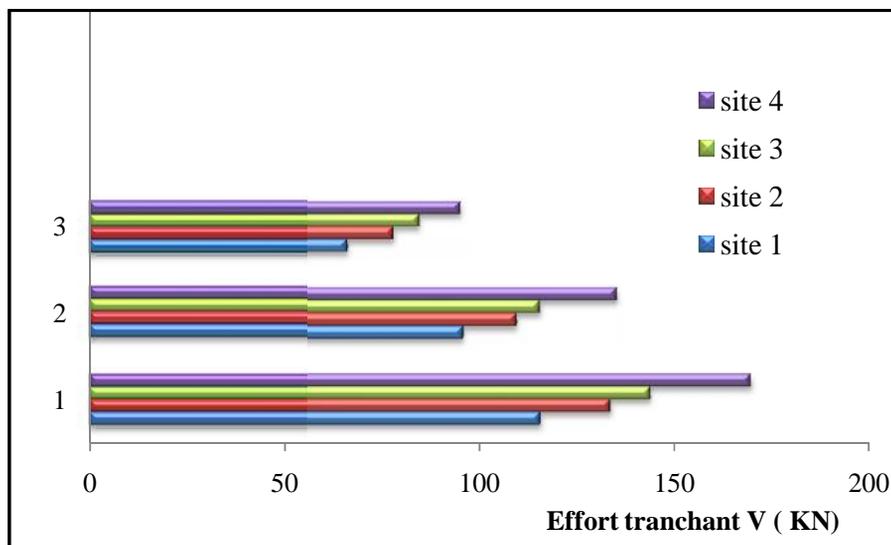


Figure 5.12 : L'effort tranchant à la base (combinaison G+Q+1.2E)

5.3.3. Coefficients de participation modale:

- Site 1 :

Mode n°	Period Sec	Frequency Cyc/sec	UX Unitless	UZ Unitless	SumUX Unitless	SumUZ Unitless	RY Unitless	SumRY Unitless
1	0,554846	1,8023	0,83467	0	0,83467	0	0,78394	0,78394
2	0,168448	5,9365	0,11209	0	0,94677	0	0,00097	0,7849
3	0,094274	10,607	0,02786	0	0,97463	0	0,00166	0,78656
4	0,079306	12,609	0	0,55922	0,97463	0,55922	0	0,78656
5	0,060032	16,658	0,00002991	0	0,97466	0,55922	0,20998	0,99654
6	0,059636	16,769	0	0,4262	0,97466	0,98542	0	0,99654
7	0,02164	46,211	0	0,00538	0,97466	0,9908	0	0,99654
8	0,021473	46,571	0	0,00023	0,97466	0,99103	0	0,99654
9	0,021224	47,117	0	0,00001355	0,97466	0,99104	0	0,99654
10	0,0209	47,847	0	0,00003502	0,97466	0,99108	0	0,99654
11	0,016127	62,009	0,00000112	2,028E-18	0,97466	0,99108	0,00279	0,99933
12	0,016119	62,037	0	0,00642	0,97466	0,9975	8,802E-19	0,99933

Tableau 5.10. Coefficients de participation modale de site 1

-Site 2 :

Mode n°	Period Sec	Frequency Cyc/sec	UX Unitless	UZ Unitless	SumUX Unitless	SumUZ Unitless	RY Unitless	SumRY Unitless
1	0,607789	1,6453	0,85318	0	0,85318	0	0,82174	0,82174
2	0,18301	5,4642	0,10998	0	0,96316	0	0,01481	0,83655
3	0,157825	6,3361	0	0,81699	0,96316	0,81699	0	0,83655
4	0,120968	8,2666	0,00014	0	0,96329	0,81699	0,1631	0,99965
5	0,116377	8,5928	0	0,18239	0,96329	0,99937	0	0,99965
6	0,097771	10,228	0,01837	0	0,98166	0,99937	0,00016	0,99981
7	0,023714	42,169	0	0,000002714	0,98166	0,99937	0	0,99981
8	0,023545	42,472	0,0029	0	0,98456	0,99937	0,00000528	0,99982
9	0,0232	43,104	0,01544	0	1	0,99937	0,00003507	0,99985
10	0,022965	43,544	0	0,00025	1	0,99963	0	0,99985
11	0,021464	46,589	0	2,998E-07	1	0,99963	0	0,99985
12	0,021191	47,191	0	2,924E-07	1	0,99963	0	0,99985

Tableau 5.11. Coefficients de participation modale de site 2.

-Site 3 :

mode n°	Period Sec	Frequency Cyc/sec	UX Unitless	UZ Unitless	SumUX Unitless	SumUZ Unitless	RY Unitless	SumRY Unitless
1	0,700498	1,4276	0,87194	0	0,87194	0	0,85837	0,85837
2	0,233537	4,282	0	0,94732	0,87194	0,94732	0	0,85837
3	0,218549	4,5756	0,10058	0	0,97252	0,94732	0,07011	0,92849
4	0,16065	6,2247	0,00665	0	0,97917	0,94732	0,07129	0,99978
5	0,152526	6,5562	0	0,05257	0,97917	0,99989	0	0,99978
6	0,101727	9,8302	0,00995	0	0,98912	0,99989	0,00006436	0,99984
7	0,036827	27,154	0,00133	0	0,99045	0,99989	0,00001356	0,99986
8	0,036794	27,178	0	3,01E-08	0,99045	0,99989	0	0,99986
9	0,035647	28,053	0,00955	0	1	0,99989	0,00012	0,99997
10	0,023172	43,155	0	0,00004506	1	0,99993	0	0,99997
11	0,021485	46,544	0	3,473E-08	1	0,99993	0	0,99997
12	0,021228	47,107	0	1,609E-08	1	0,99993	0	0,99997

Tableau 5.12. Coefficients de participation modale de site 3**-Site 4 :**

Mode n°	Period Sec	Frequency Cyc/sec	UX Unitless	UZ Unitless	SumUX Unitless	SumUZ Unitless	RY Unitless	SumRY Unitless
1	0,76159	1,313	0,86861	0	0,86861	0	0,88449	0,88449
2	0,289968	3,4487	0	0,97708	0,86861	0,97708	0	0,88449
3	0,252249	3,9643	0,10382	0	0,97243	0,97708	0,08404	0,96852
4	0,174243	5,7391	0,01318	0	0,98561	0,97708	0,03122	0,99975
5	0,168646	5,9296	0	0,02288	0,98561	0,99996	0	0,99975
6	0,103571	9,6552	0,00726	0	0,99287	0,99996	0,00002157	0,99977
7	0,042657	23,443	0,00074	0	0,99361	0,99996	0,00001945	0,99979
8	0,042594	23,478	0	2,899E-08	0,99361	0,99996	0	0,99979
9	0,040725	24,555	0,00639	0	1	0,99996	0,0002	0,99999
10	0,023225	43,056	0	0,00001799	1	0,99997	0	0,99999
11	0,021486	46,542	0	1,317E-08	1	0,99997	0	0,99999
12	0,02123	47,103	0	5,933E-09	1	0,99997	0	0,99999

Tableau 5.13. Coefficients de participation modale de site 4

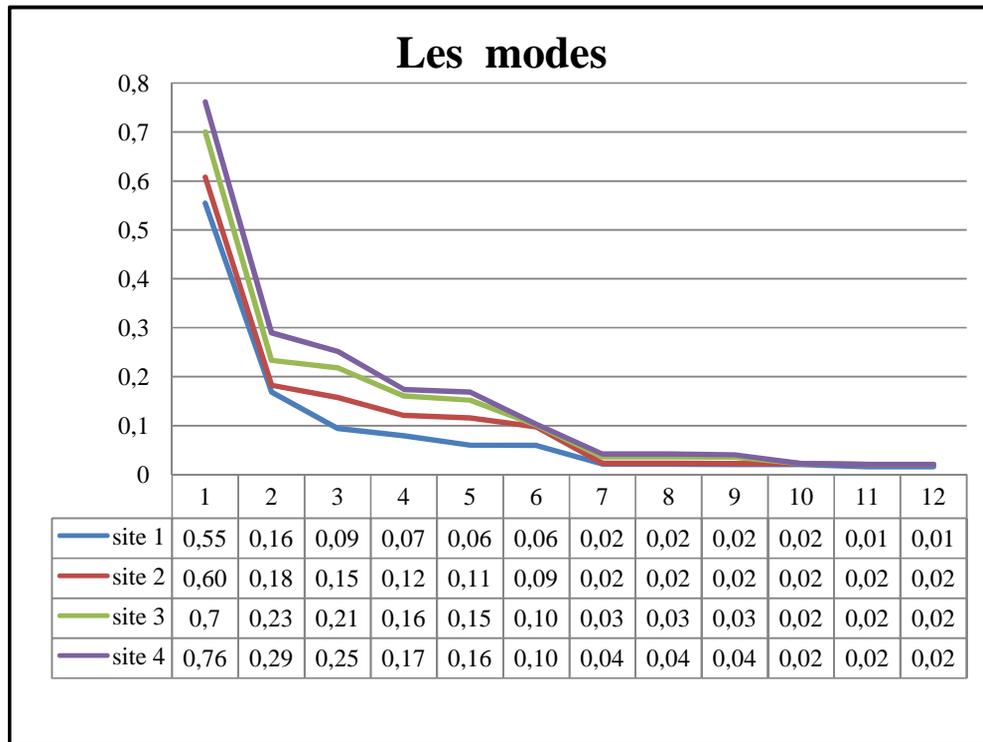


Figure 5.13. Les modes propres de chaque site

5.3.5 Calcul des déplacements des nœuds :

Site		Déplacements (m)					
		Site1			Site2		
NIV	Nœud	U1	U3	R2	U1	U3	R2
0.00	1	0,000091	0,000176	0,000052	0,000716	0,001225	0,000396
	5	0,000119	0,000233	0,000059	0,00089	0,001372	0,000431
	9	0,000091	0,000176	0,000052	0,000716	0,001225	0,000396
0,000	4	0,012558	0,000302	0,000634	0,017055	0,001352	0,000896
	8	0,012557	0,000417	0,000404	0,017054	0,001528	0,000633
	12	0,012558	0,000302	0,000634	0,017055	0,001352	0,000896

site		déplacements (m)					
		Site3			Site4		
NIV	nœud	U1	U3	R2	U1	U3	R2
0.00	1	0,002396	0,003483	0,00103	0,004566	0,006456	0,001304
	5	0,002825	0,003057	0,001063	0,005222	0,004583	0,001314
	9	0,002396	0,003483	0,00103	0,004566	0,006456	0,001304
9.42	4	0,023642	0,003629	0,001291	0,032791	0,006625	0,001922
	8	0,023642	0,003197	0,001018	0,032791	0,004714	0,001609
	12	0,023642	0,003629	0,001291	0,032791	0,006625	0,001922

Tableau 5.14. Déplacements des nœuds

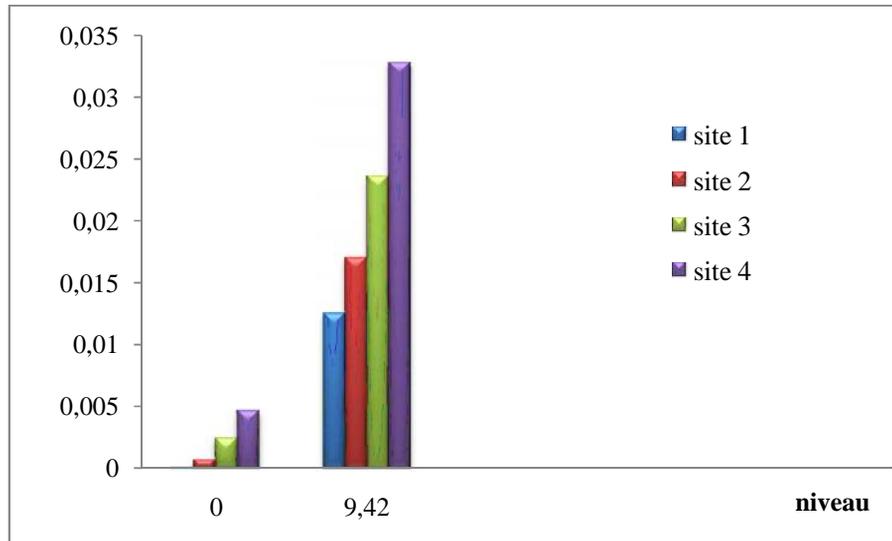


Figure 5.14. Déplacements horizontale des nœuds de poteau de rive

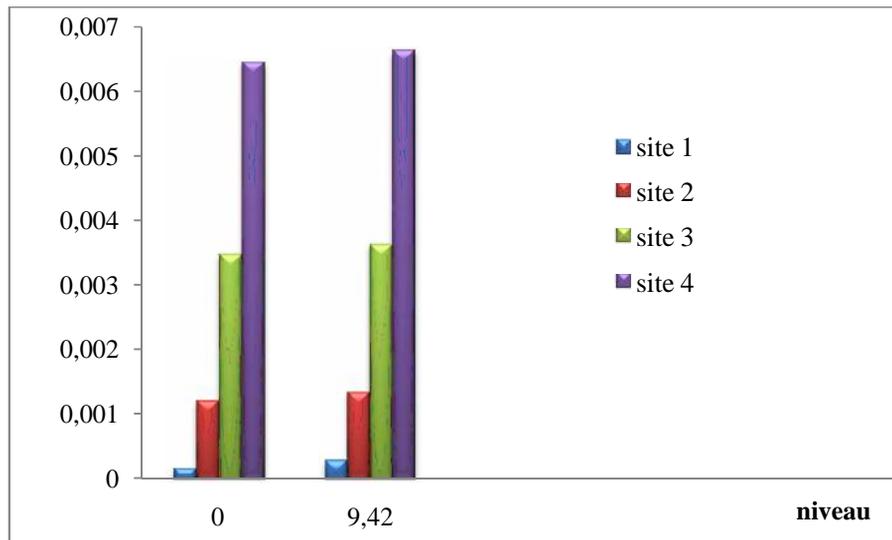


Figure 5.15. Déplacements verticale des nœuds de poteau de rive

5.3.5. Conclusion :

5.3.5. 1-Effet de site sur la valeur de l'effort tranchant à la base des structures :

Les figures 5.16, 5.17 montrent l'influence du site sur la valeur de l'effort tranchant à la base soit avec ou sans ISS.

Le choix du site dépend essentiellement des données géotechniques, donc il est impératif de mener une étude de sol détaillée afin de pouvoir donner une classification correcte sur la nature du sol, et donc du site de calcul.

Combinaison	Effort tranchant à la base (KN)							
	0.8G+E				G+Q+1.2E			
Site	Site1	Site2	Site3	Site4	Site1	Site2	Site3	Site4
Sans ISS	97.539	116.809	135.259	143.328	117.046	140.191	162.311	171.993
Avec ISS	96.668	111.605	120.138	141.53	116.002	133.926	144.165	169.836
% entre les deux cas	1.009	1.046	1.125	1.012	1.008	1.046	1.125	1.012

Tableau 5.15. L'effort tranchant a la base sans et avec ISS

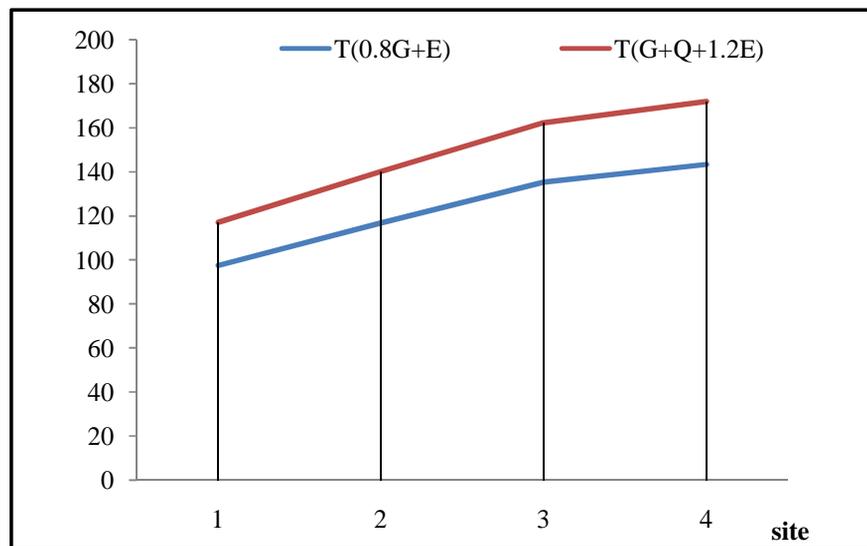


Figure 5.16. Effort tranchant a la base sans ISS

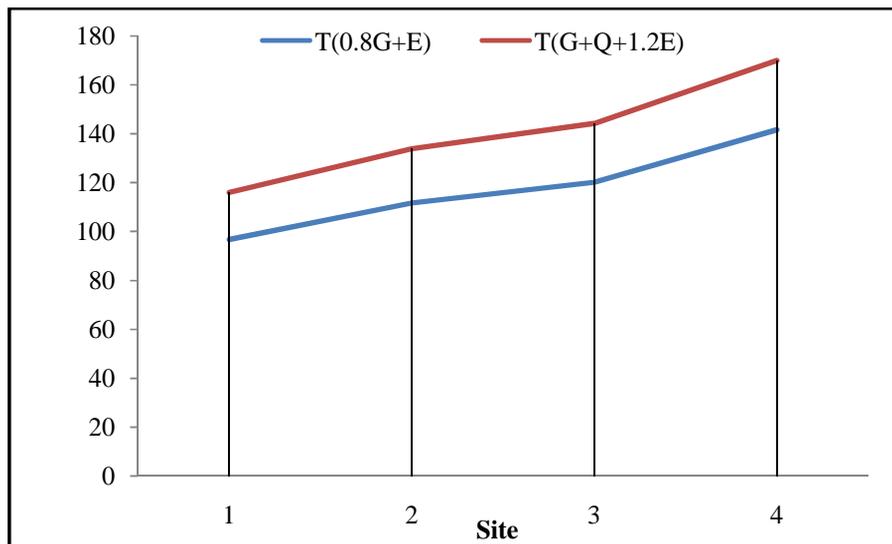
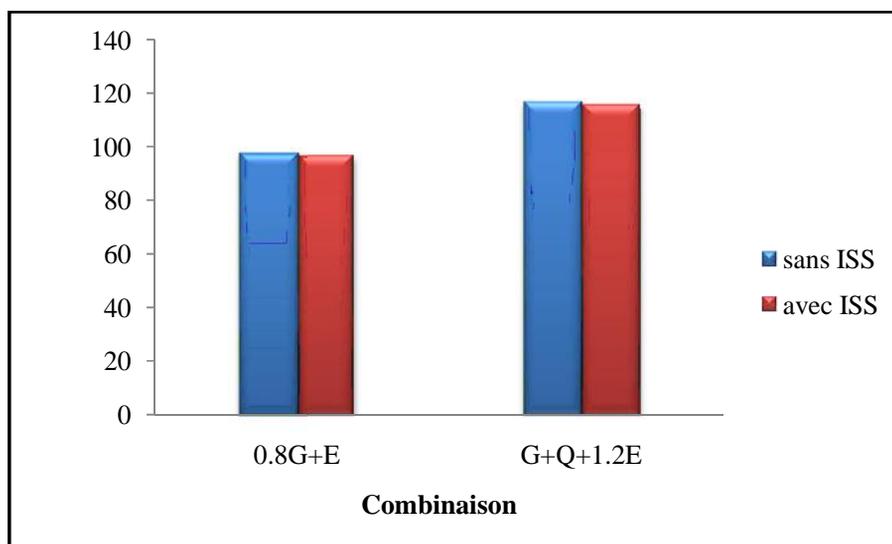
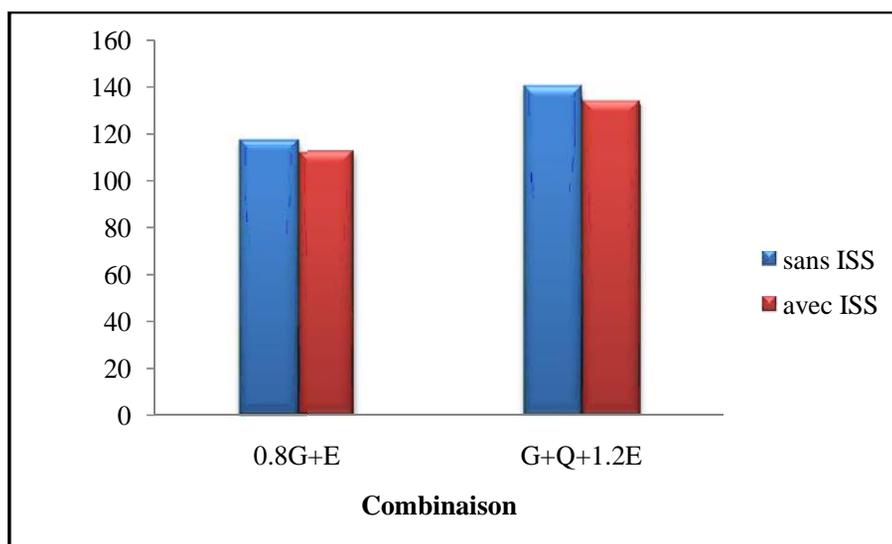


Figure 5.17. Effort tranchant a la base avec ISS

5.3.5. 2--Effet de l'interaction sol -structure sur la valeur de l'effort tranchant à la base:

- La comparaison entre le site 1 avec ISS et sans ISS montre que l'effort tranchant à la base augmente de 0.9%
- La comparaison entre le site 2 avec ISS et sans ISS montre que l'effort tranchant à la base augmente de 4.6%
- La comparaison entre le site 3 avec ISS et sans ISS montre que l'effort tranchant à la base augmente de 12.5%
- La comparaison entre le site 4 avec ISS et sans ISS montre que l'effort tranchant à la base augmente de 1.2%

**Figure 5.18.**Effort tranchant a la base sans et avec ISS du site 1**Figure 5.19.**Effort tranchant a la base sans et avec ISS du site 2

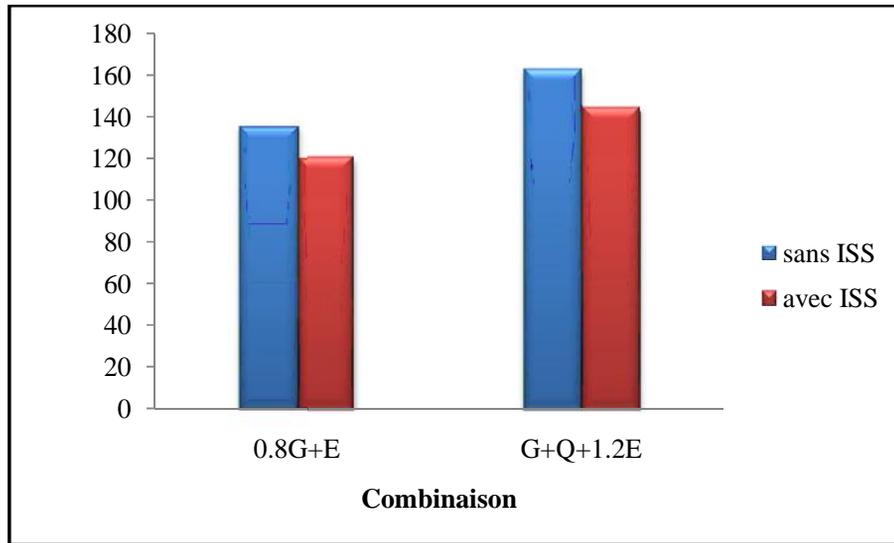


Figure 5.20. Effort tranchant a la base sans et avec ISS du site 3

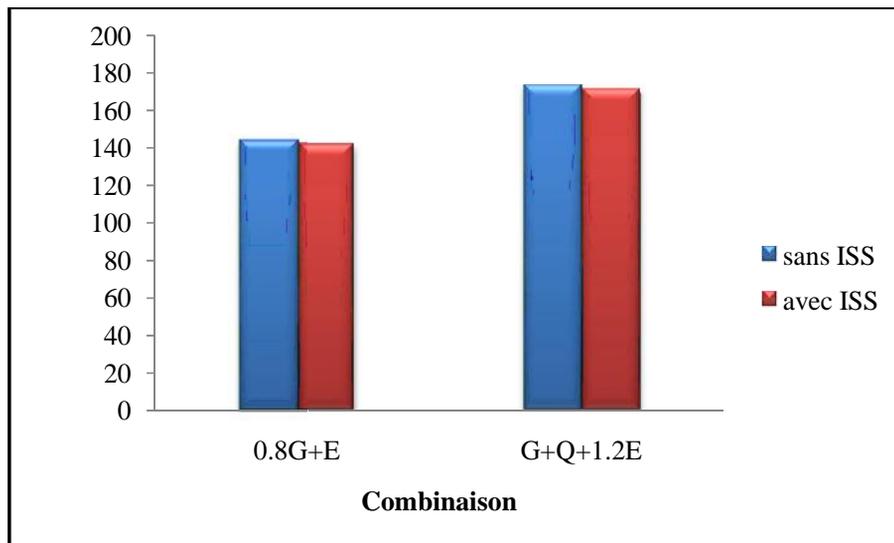


Figure 5.21. Effort tranchant a la base sans et avec ISS du site 4

5.3.5. 3- Effet de l'interaction sol -structure sur les modes fondamentales des structures :

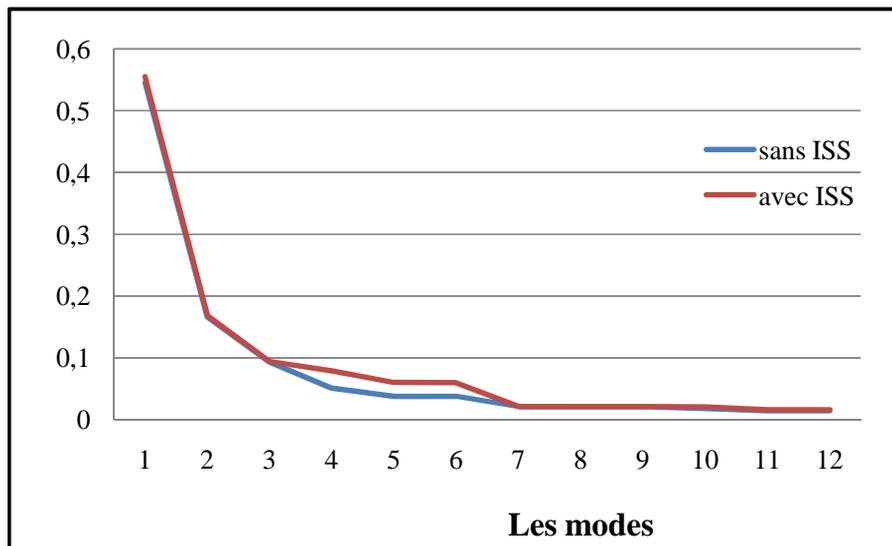


Figure 5.22. Période des structures sans et avec ISS du site 1

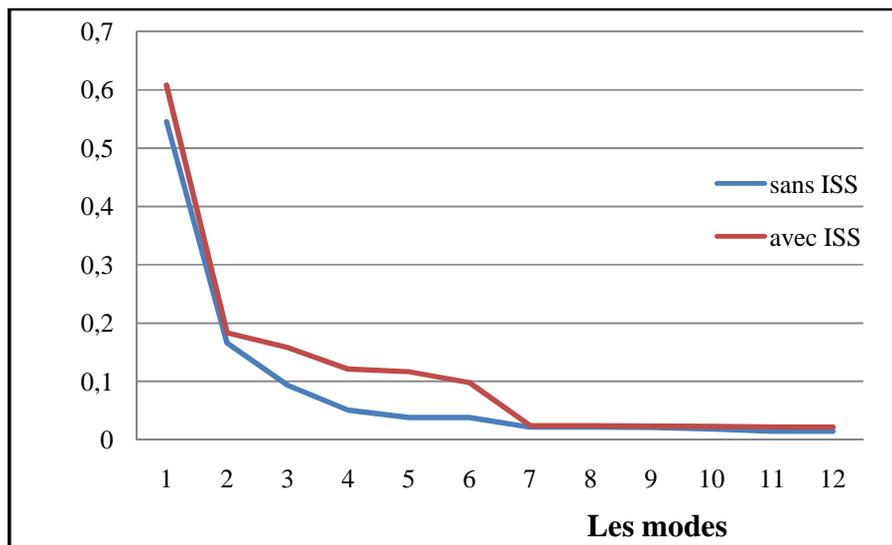


Figure 5.23. Période des structures sans et avec ISS du site 2

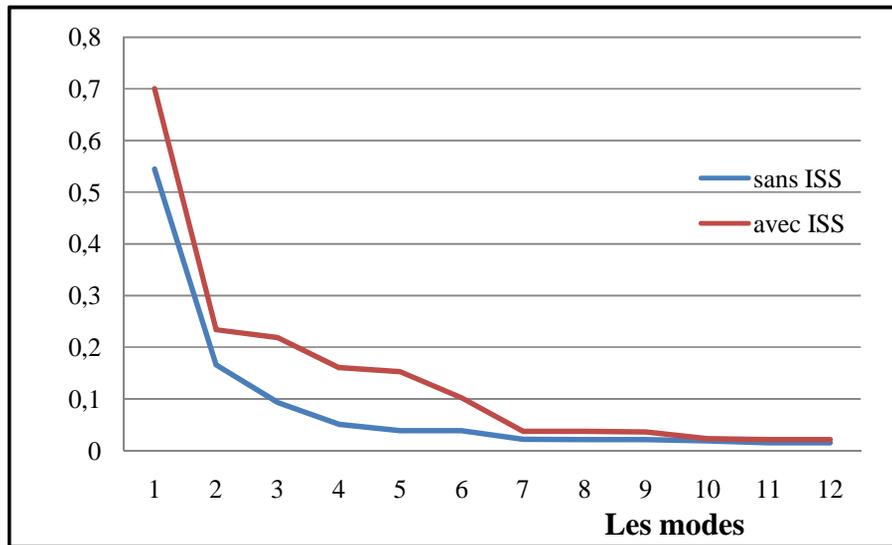


Figure 5.24. Période des structures sans et avec ISS du site 3

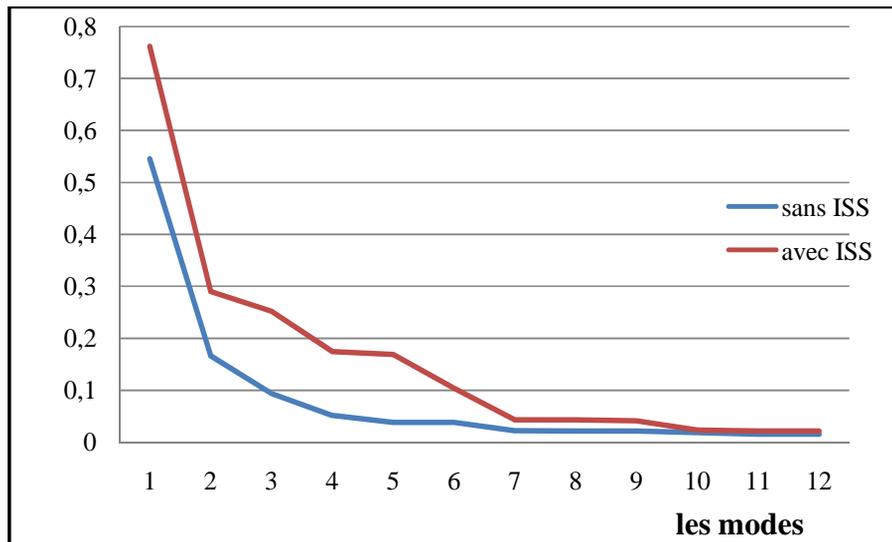


Figure 5.25. Période des structures sans et avec ISS du site 4

5.3.5. 4- Effet d'interaction sol -structure sur les déplacements des nœuds :

Combinaison	déplacements (m)							
	Niveau 0.00				Niveau 9.42			
Site	Site1	Site2	Site3	Site4	Site1	Site2	Site3	Site4
Sans ISS	0	0	0	0	0,012303	0,014834	0,017245	0,018297
Avec ISS	0,000091	0,000716	0,002396	0,00456	0,012558	0,017055	0,023642	0,032791
% entre les deux cas	0	0	0	0	1.020	1.149	1.370	1.792

Tableau 5.16. Les déplacements horizontales sans et avec interaction

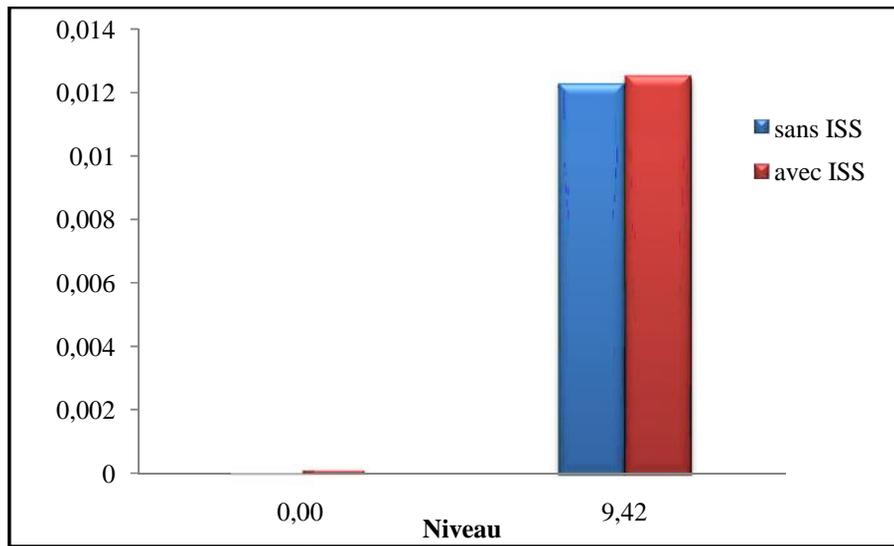


Figure 5.26.Déplacements horizontale de poteau de rive sans et avec interaction du site 1

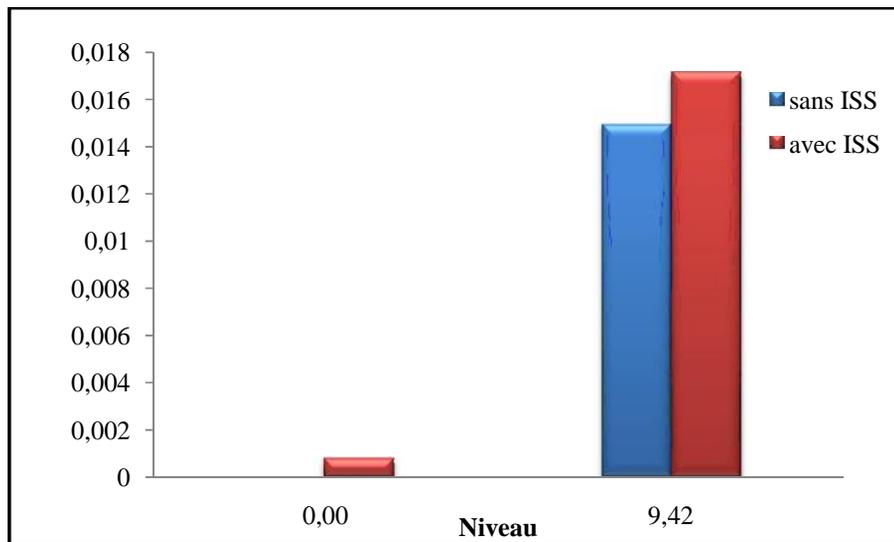


Figure 5.27.Déplacements horizontale de poteau de rive sans et avec interaction du site 2

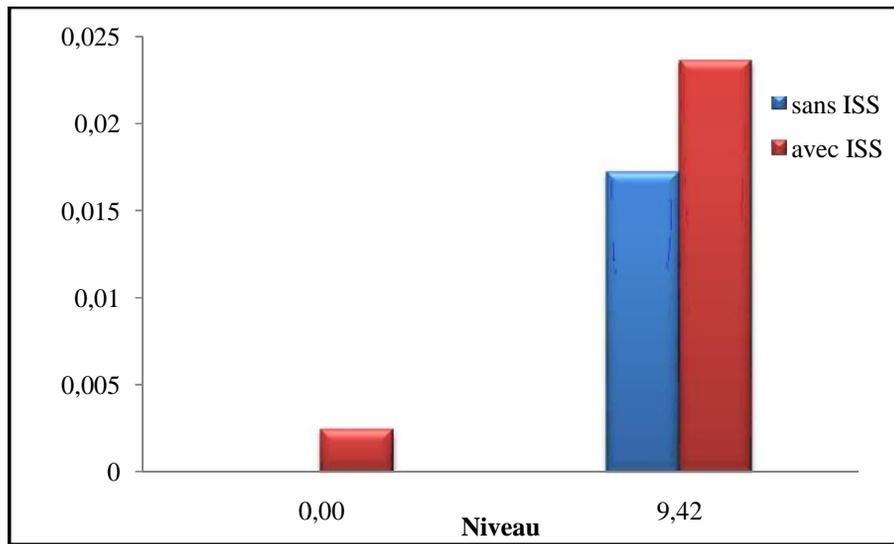


Figure 5.28.Déplacements horizontale de poteau de rive sans et avec interaction du site 3

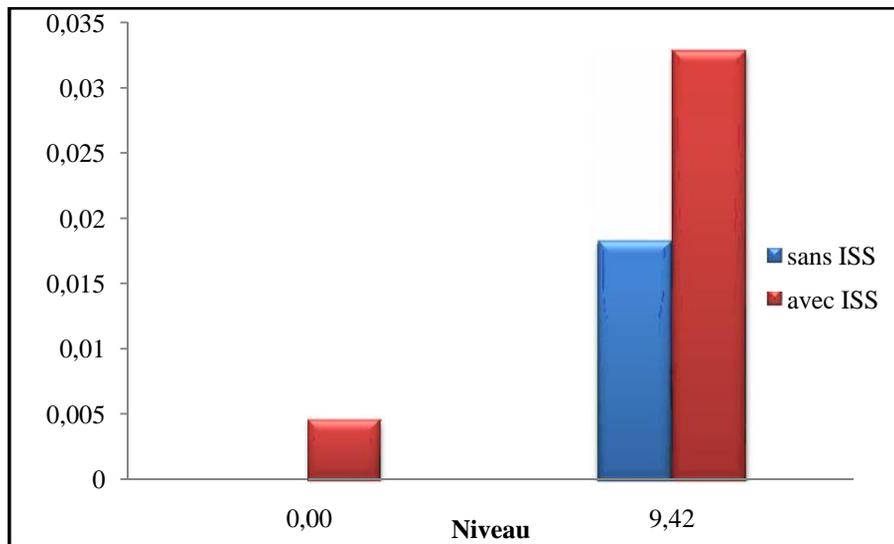


Figure 5.29.Déplacements horizontale de poteau de rive sans et avec interaction du site 4

Dans la première partie ou on a considéré que la structure est parfaitement encastree, on a trouvé :

- Les efforts tranchants et les périodes ;
 - Pour une roche, $V=117.046\text{KN}$ et $T=0,54\text{s}$.
 - Pour un sable dense, $V=140.1916\text{KN}$, $T=0,54\text{s}$
 - *Pour un sable lâche, $V=162.311\text{KN}$, $T=0,54\text{s}$
 - Pour un sable très lâche, $V=171.993\text{KN}$, $T=0,54\text{s}$

- Les déplacements des nœuds a base fixe sont données comme suit ;
 - *Pour une roche, Niv 0.00, le déplacement $D=0\text{ m}$ et Niv 9.42, $D=0,012303\text{ m}$
 - *Pour un sable dense, Niv 0.00, $D=0\text{ m}$ et Niv 9.42, $D=0,014834\text{ m}$
 - *Pour un sable lâche, Niv 0.00, $D=0\text{ m}$ et Niv 9.42, $D=0,017245\text{ m}$
 - *Pour un sable très lâche, Niv 0.00, $D=0\text{ m}$ et Niv 9.42, $D=0,018297\text{ m}$

Dans la deuxième partie, on a calculé les efforts tranchants à la base du bâtiment étudié, avec prise en compte de l'ISS. On a constaté que : les efforts tranchants, périodes et les déplacements varient selon le type du sol:

- Les efforts tranchants et les périodes ;
 - Pour une roche, $V=116.002\text{KN}$, $T=0,555\text{s}$
 - Pour un sable dense, $V=133.926\text{KN}$, $T=0,607\text{s}$
 - Pour un sable lâche, $V=144.165\text{KN}$, $T=0,700\text{s}$
 - Pour un sable très lâche, $V=169.836\text{KN}$, $T=0,830\text{s}$.

- Les déplacements des nœuds avec l'ISS sont données comme suit ;
 - Pour une roche, Niv 0.00, $D=0,000091\text{ m}$ et Niv 9.42, $D=0,012558\text{m}$
 - Pour un sable dense, Niv 0.00, $D=0,000716\text{ m}$ et Niv 9.42, $D=0,017055\text{m}$
 - Pour un sable lâche, Niv 0.00, $D=0,002396\text{ m}$ et Niv 9.42, $D=0,023642\text{m}$
 - Pour un sable très lâche, Niv 0.00, $D=0,00456\text{ m}$ et Niv 9.42, $D=0,032791\text{m}$

En comparant les résultats de la deuxième partie avec ceux de la première étude : les efforts tranchants, périodes et déplacement dans les deux études sont différents alors l'interaction sol structure ne doit pas être négligée car elle est liée au type du sol.

5.4. INFLUENCE DES SYSTEMES D'ISOLATION PARASISMIQUE SUR LA REPOSE DES STRUCTURES:

Le même modèle de la structure que précédemment (structure encastree à la base) avec des systèmes d'isolation parasismique (appui en caoutchouc a faible- amortisseurs avec un noyau de plomb (LRB)).

Le modèle développé avec le logiciel SAP2000 est montré sur la figure 5.30.

Les isolateurs à base d'élastomère, voir figure 5.31, sont modélisés par des éléments Link ont été fournis à tous les supports de poteaux à la base, les propriétés des Link ont été fournis par des calculs du modèle d'isolateur de base LRB.

En outre, le total des charges verticales (DL + LL) a été calculé pour le portique, qui est de 1054.78 kN. Comme prévu, la charge verticale maximale (DL + LL) obtenue pour calculer la taille d'un isolateur était de 550 kN.

Le calcul détaillé de l'isolateur de base a été présenté ci dessous. En outre, des contrôles appropriés ont été obtenus par les codes IBC2000 et IBC2006 pour finaliser la conception des isolateurs de base.

Les propriétés linéaires sont utilisées pour l'analyse linéaire modale.

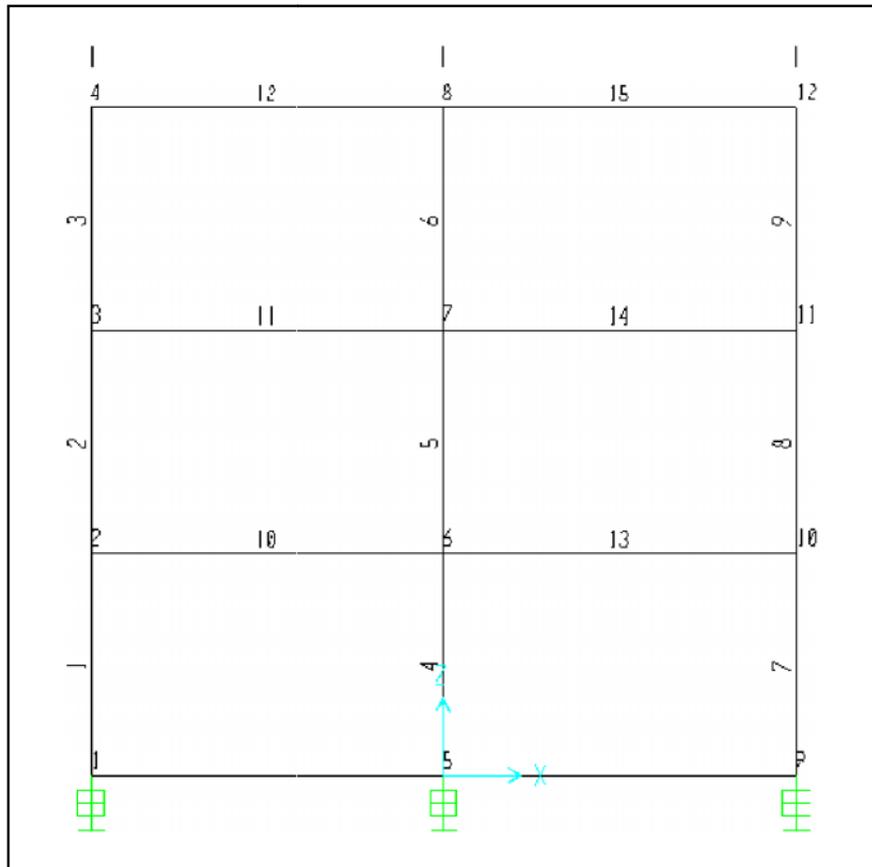
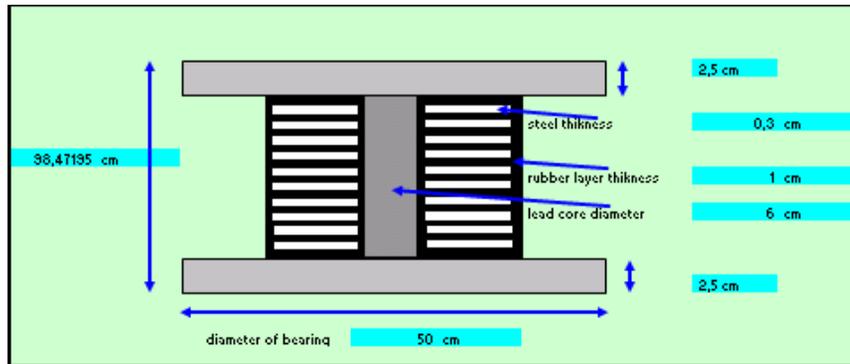
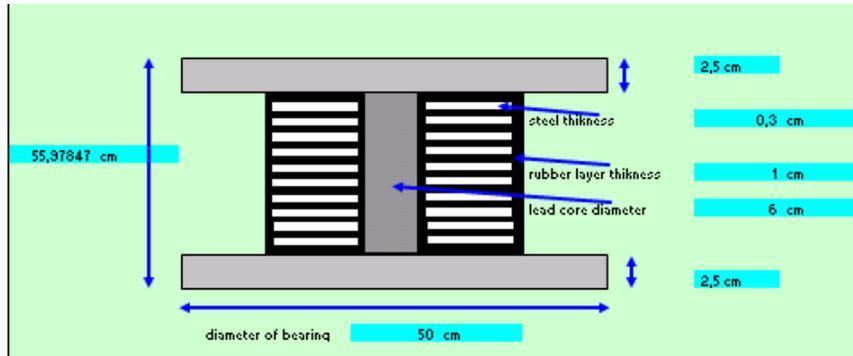


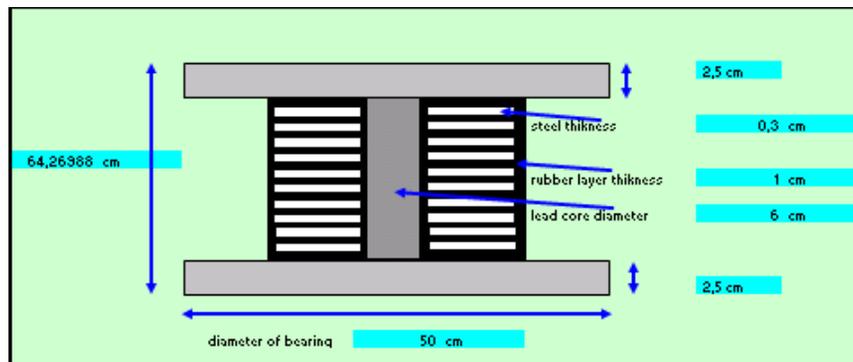
Figure 5.30. Portique avec des isolateurs à la base (LRB)



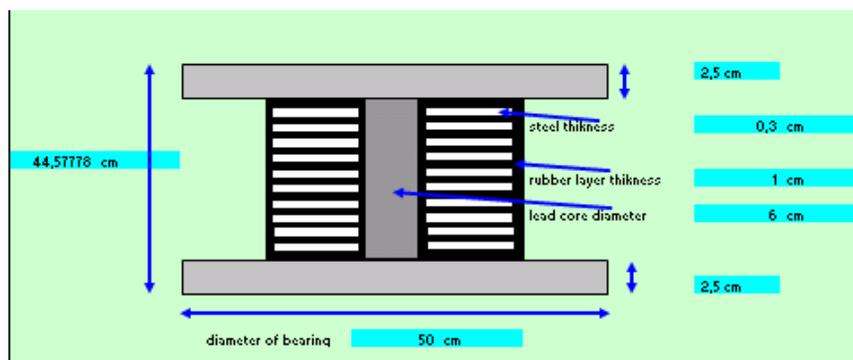
Site 1



Site 2



Site 3



Site 4

Figure 5.31. Les isolateurs utilisés à base d'élastomère (LRB)

Pour une analyse linéaire ;

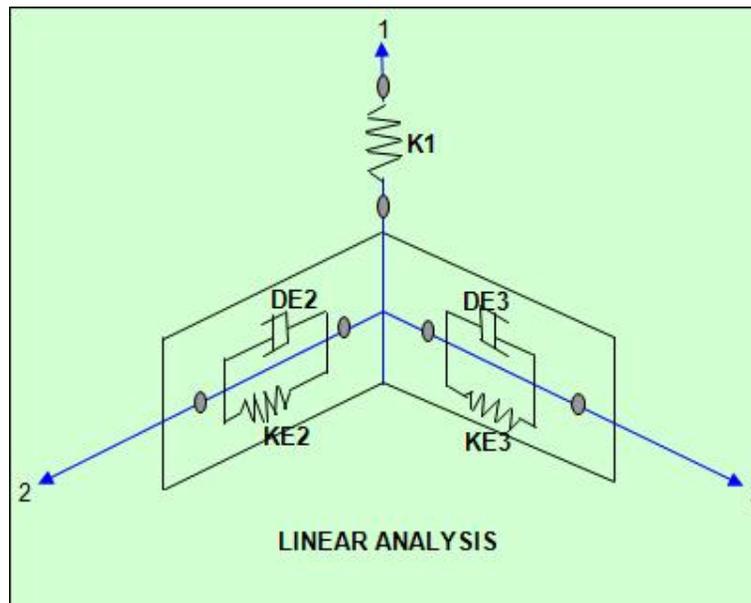


Figure 5.32. Model de système d'isolation LRB pour une analyse linéaire

5.4.1. Caractéristiques d'isolateur LRB :

D'après IBC 2000, IBC 2006 et KINETICS™ guide to understanding IBC seismic for MEP (mars 2005) les caractéristiques d'isolateur LRB sont données dans le tableau $S_1=0.56$ pour les sites calculés, et le coefficient d'amortissement $B_d=1.20$ pour un pourcentage critique 10% d'amortissement effectif.

Classe de site	Site1	Site2	Site3	Site4
	B	C	D	E
Coefficient spectrale S_d	0.37	0.48	0.56	0.89
$K_1=K_v$ (kN/m ²)	1040748,21	802243,415	687637,213	432670,606
$KE_2= KE_3$ (kN/m ²)	351,099116	350,962691	350,863473	350,4542
$DE_2=DE_3$	0,0950385	0,09478631	0,09460291	0,09384658

Tableau 5.17. Caractéristiques d'isolateur LRB

5.4.2. Force de niveau –effort tranchant :

Combinaison			0.8 G+E				G+Q+1.2E				
Site			Site1	Site2	Site3	Site4	Site1	Site2	Site3	Site4	
Force sismique (KN)	NIV	Hi									
	Force sismique (KN)	3	9.42	28.29	30.741	33.138	37.669	34.779	37.726	40.611	46.073
		2	6.28	10.663	13.362	16.067	20.764	12.663	15.905	19.149	24.784
		1	3.14	7.059	11.197	15.312	22.213	7.859	12.729	17.66	25.918
Effort tranchant (KN)	V		46.012	55.3	64.517	80.646	55.301	66.36	77.42	96.775	

Tableau 5.18. Force de niveau- Effort tranchant à la base

Commentaires :

-pour la combinaison 0.8G+E ;

- La comparaison entre le site 1 et le site 2 montre que les forces de niveaux varient entre 8% et 53%, et l’effort tranchant a la base augmente de 20%
- Les forces de niveaux données par le site 3 sont plus grandes que ceux données par le site 1 de 17% et plus de double de la valeur tandis que l’effort tranchant augmente de 40%
- Le site 4 donne des forces supérieures à celle données par le site 1 de 33% et plus de triple de la valeur l’effort tranchant à la base augmente de 75%
- Par rapport au site 2 le site 3 donne des forces de niveaux augmentent sur la hauteur de 7% et 31%, l’effort tranchant à la base augmente de 16%
- La variation entre le site 2 et le site 4 des forces de niveaux est de 22%et 98% alors que l’effort tranchant à la base varie de 45%
- Par rapport au site 3 les forces de niveaux données par le site 4 augmentent sur la hauteur de 13% et 45% et l’effort tranchant à la base augmente par 25%

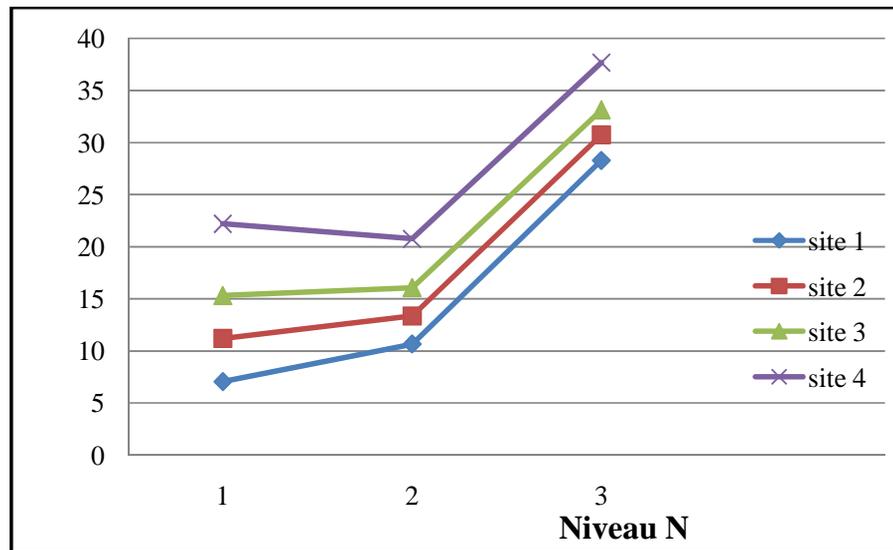


Figure 5.33. Force de niveau (combinaison 0.8G+E)

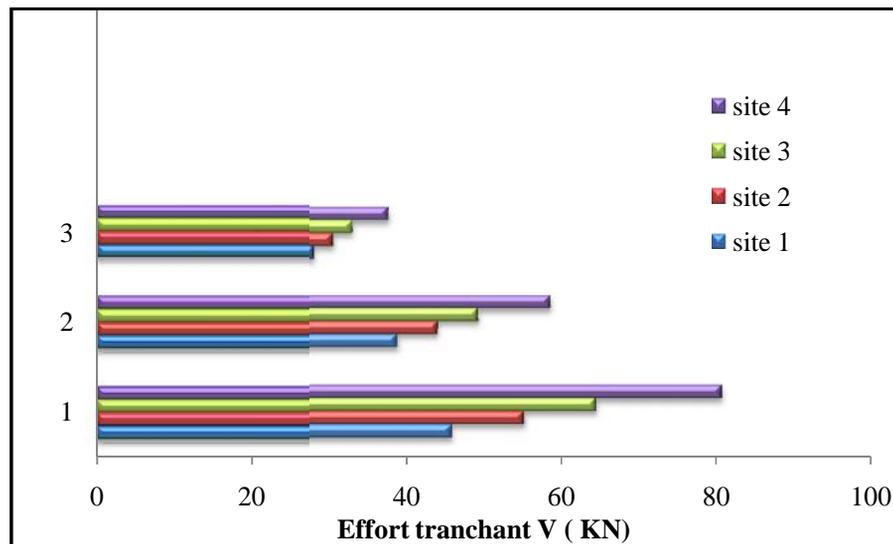


Figure 5.34. L'effort tranchant à la base (combinaison 0.8G+E)

-Pour la combinaison $G+Q+1.2E$;

- La comparaison entre le site 1 et le site 2 montre que les forces de niveaux varient entre 8% et 61%, et l'effort tranchant à la base augmente de 19%
- les forces de niveaux données par le site 3 sont plus grandes que ceux données par le site 1 de 16% et 51% tandis que l'effort tranchant augmente de 39%
- le site 4 donne des forces supérieures à celle données par le site 1 de 29% et 95% l'effort tranchant à la base augmente de 74%
- par rapport au site 2 le site 3 donne des forces de niveaux augmentent sur la hauteur de 7% et 38% l'effort tranchant à la base augmente de 16%

- la variation entre le site 2 et le site 4 des forces de niveaux est de 3% et 55% alors que l'effort tranchant à la base varie de 45%
- par rapport au site 3 les forces de niveaux données par le site 4 augmentent sur la hauteur de 13% et 46% et l'effort tranchant à la base augmente par 25%

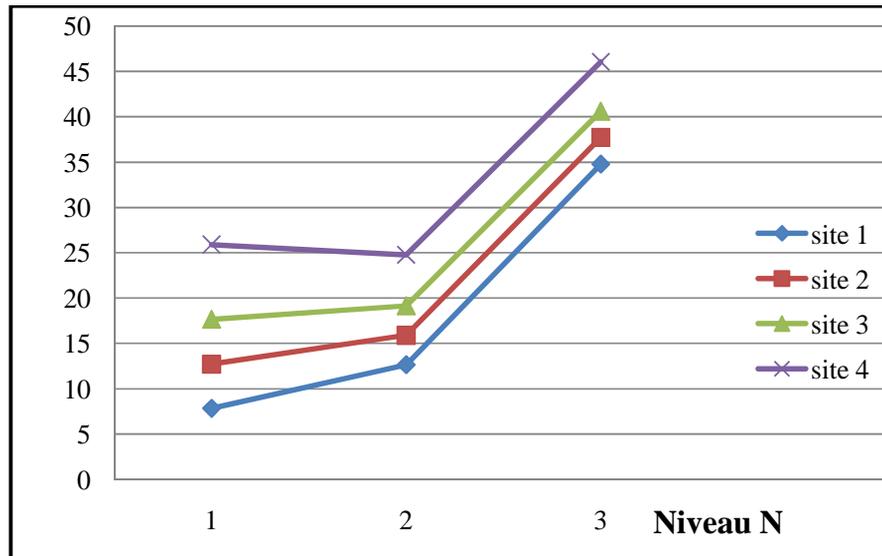


Figure 5.35. Force de niveau (combinaison G+Q+1.2E)

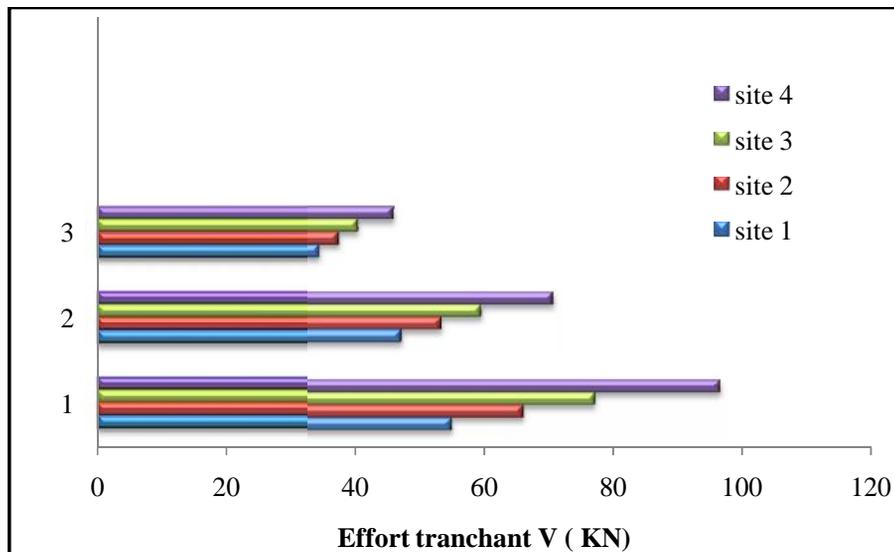


Figure 5.36. L'effort tranchant à la base (combinaison G+Q+1.2E)

5.4.2. Coefficients de participation modale:

-Site 1 :

Mode n°	Période Sec	Fréquence Cyc/sec	UX Unitless	UZ Unitless	SumUX Unitless	SumUZ Unitless	RY Unitless	SumRY Unitless
1	2,149627	0,4652	0,99867	0	0,99867	0	0,66353	0,66353
2	0,263958	3,7885	0,0011	0	0,99977	0	0,11714	0,78067
3	0,122679	8,1513	0,00016	0	0,99993	0	0,00001193	0,78068
4	0,103125	9,6969	0	0,00013	0,99993	0,00013	0	0,78068
5	0,10249	9,757	0,0000017	0	0,99994	0,00013	0,0001	0,78078
6	0,08359	11,963	0,00006491	0	1	0,00013	0,00051	0,7813
7	0,065186	15,341	0	0,51649	1	0,51663	0	0,7813
8	0,048922	20,441	3,388E-09	1,278E-17	1	0,51663	0,21016	0,99146
9	0,048722	20,525	0	0,44758	1	0,96421	6,066E-18	0,99146
10	0,021524	46,459	0	0,000005155	1	0,96422	2,734E-20	0,99146
11	0,021274	47,006	0	0,000001633	1	0,96422	1,373E-20	0,99146
12	0,020987	47,649	0	0,00029	1	0,96451	0	0,99146

Tableau 5.19. Coefficients de participation modale de site 1

-Site 2 :

Mode n°	Période Sec	Fréquence Cyc/sec	UX Unitless	UZ Unitless	SumUX Unitless	SumUZ Unitless	RY Unitless	SumRY Unitless
1	2,150198	0,46507	0,99866	0	0,99866	0	0,66366	0,66366
2	0,264269	3,784	0,00111	0	0,99977	0	0,11816	0,78181
3	0,122681	8,1512	0,00016	0	0,99993	0	0,00001244	0,78183
4	0,103155	9,6942	0	0,00023	0,99993	0,00023	0	0,78183
5	0,102493	9,7568	0,000001701	0	0,99994	0,00023	0,00011	0,78194
6	0,083596	11,962	0,00006485	0	1	0,00023	0,00058	0,78252
7	0,068868	14,52	0	0,52817	1	0,5284	0	0,78252
8	0,051812	19,301	6,358E-09	3,061E-18	1	0,5284	0,21086	0,99337
9	0,051571	19,391	0	0,44381	1	0,97221	1,486E-18	0,99337
10	0,021525	46,458	0	0,00001276	1	0,97222	0	0,99337
11	0,021274	47,006	0	0,000003641	1	0,97222	0	0,99337
12	0,021028	47,555	0	0,00441	1	0,97663	3,723E-20	0,99337

Tableau 5.20. Coefficients de participation modale de site 2

-Site 3 :

Mode n°	Période Sec	Fréquence Cyc/sec	UX Unitless	UZ Unitless	SumUX Unitless	SumUZ Unitless	RY Unitless	SumRY Unitless
1	2,150614	0,46498	0,99866	0	0,99866	0	0,66375	0,66375
2	0,264497	3,7808	0,00111	0	0,99977	0	0,1189	0,78265
3	0,122682	8,1512	0,00016	0	0,99993	0	0,00001283	0,78266
4	0,103178	9,6919	0	0,00032	0,99993	0,00032	0	0,78266
5	0,102495	9,7566	0,000001702	0	0,99994	0,00032	0,00012	0,78278
6	0,0836	11,962	0,00006481	0	1	0,00032	0,00064	0,78342
7	0,071418	14,002	0	0,53595	1	0,53627	0	0,78342
8	0,05382	18,581	9,674E-09	5,795E-19	1	0,53627	0,21098	0,9944
9	0,053547	18,675	0	0,44021	1	0,97648	2,677E-19	0,9944
10	0,021525	46,457	0	0,00002903	1	0,97651	0	0,9944
11	0,021274	47,006	0	0,00001811	1	0,97653	0	0,9944
12	0,021174	47,227	0	0,00813	1	0,98466	2,882E-20	0,9944

Tableau 5.21. Coefficients de participation modale de site 3

-Site 4 :

Mode n°	Période Sec	Fréquence Cyc/sec	UX Unitless	UZ Unitless	SumUX Unitless	SumUZ Unitless	RY Unitless	SumRY Unitless
1	2,152329	0,46461	0,99865	0	0,99865	0	0,66413	0,66413
2	0,265449	3,7672	0,00113	0	0,99977	0	0,12199	0,78612
3	0,122685	8,1509	0,00016	0	0,99993	0	0,00001468	0,78614
4	0,103304	9,6802	0	0,00138	0,99993	0,00138	0	0,78614
5	0,102503	9,7558	0,000001707	0	0,99994	0,00138	0,00015	0,78629
6	0,083622	11,959	0,00006461	0	1	0,00138	0,00103	0,78731
7	0,080975	12,349	0	0,5641	1	0,56548	0	0,78731
8	0,061395	16,288	4,412E-08	4,409E-19	1	0,56548	0,20955	0,99686
9	0,060976	16,4	0	0,42132	1	0,9868	2,015E-19	0,99686
10	0,021721	46,038	0	0,00502	1	0,99182	1,919E-20	0,99686
11	0,021521	46,466	0	0,00007438	1	0,99189	1,553E-20	0,99686
12	0,021274	47,006	0	1,254E-07	1	0,99189	0	0,99686

Tableau 5.22. Coefficients de participation modale de site 4

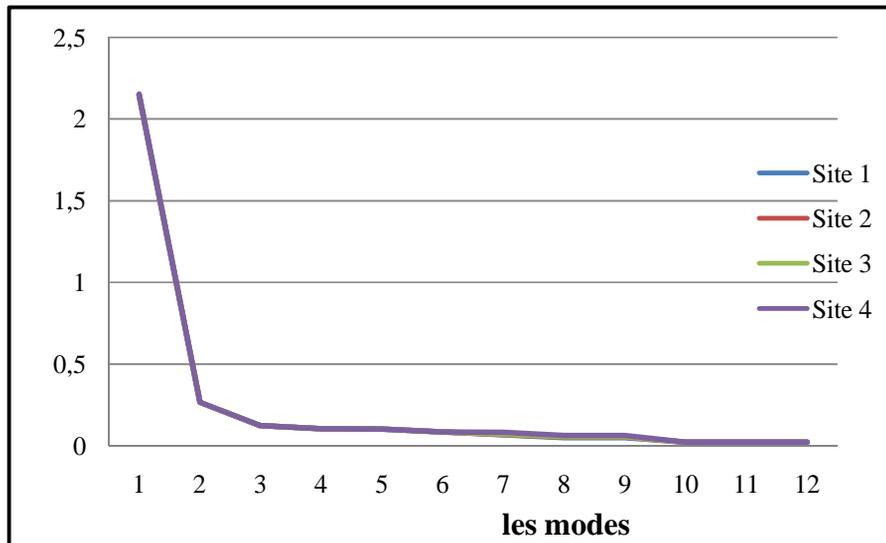


Figure 5.37. Les modes propres de chaque site

5.4.4. Calcul des déplacements :

Site		Déplacements (m)					
		Site1			Site2		
NIV	nœud	U1	U3	R2	U1	U3	R2
0.00	1	0,051998	0,000064	0,002825	0,062422	0,000087	0,003393
	5	0,053511	0,000104	0,002362	0,064237	0,000136	0,002837
	9	0,051998	0,000064	0,002825	0,062422	0,000087	0,003393
9.42	4	0,063235	0,00017	0,000574	0,075929	0,000196	0,00058
	8	0,063235	0,000293	0,000138	0,064237	0,000323	0,000167
	12	0,063235	0,00017	0,000234	0,075929	0,000196	0,000282

Site		Déplacements (m)					
		Site3			Site4		
NIV	nœud	U1	U3	R2	U1	U3	R2
0.00	1	0,072846	0,000108	0,00396	0,091165	0,000188	0,004961
	5	0,074964	0,000158	0,003312	0,093812	0,000249	0,00415
	9	0,072846	0,000108	0,00396	0,091165	0,000188	0,004961
9.42	4	0,088624	0,00022	0,000584	0,110985	0,000306	0,0006
	8	0,088624	0,000345	0,000197	0,110985	0,000432	0,000256
	12	0,088624	0,00022	0,00033	0,110985	0,000306	0,000422

Tableau 5.23. Déplacements des nœuds

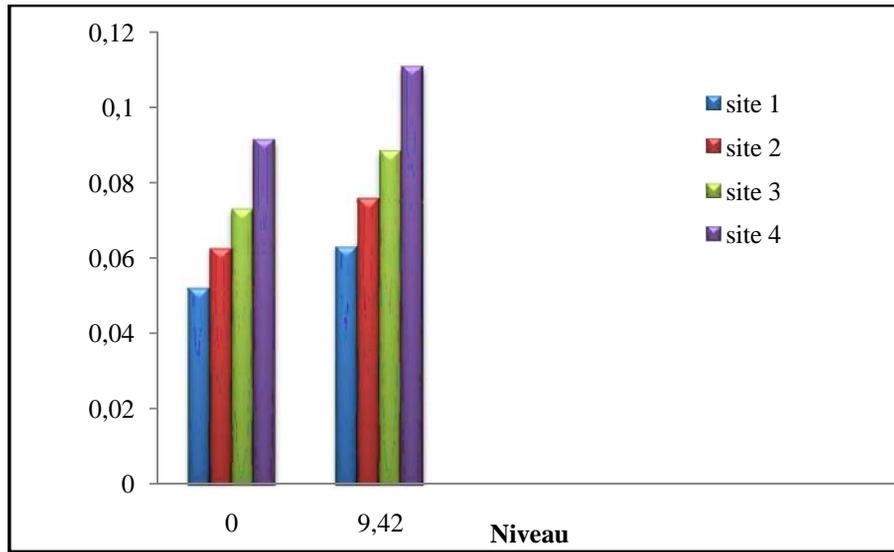


Figure 5.38. Déplacements horizontal des nœuds de poteau de rive.

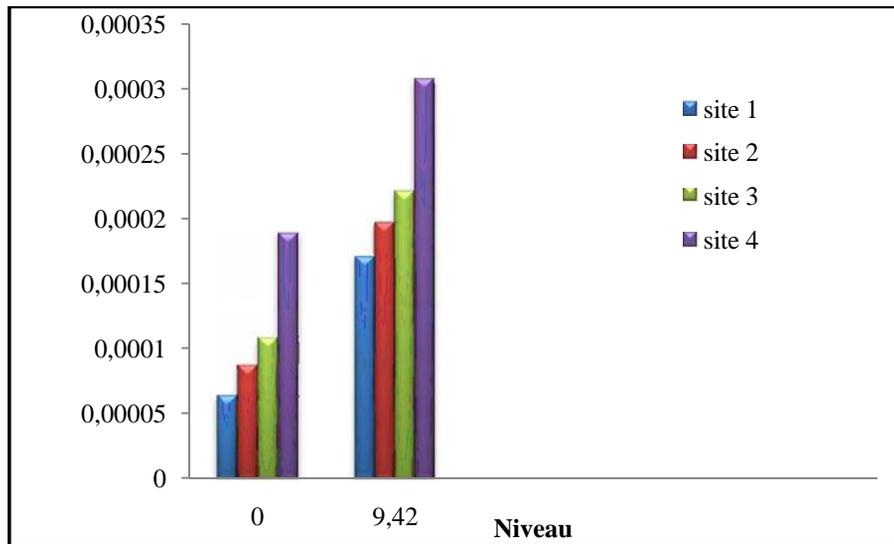


Figure 5.39. Déplacements vertical des nœuds de poteau de rive.

5.4.5. Conclusion :

5.4.5. 1-Effet d'isolations parasismiques à la base (LRB) sur la valeur de l'effort tranchant à la base:

Les figures 5.40, 5.41 montrent l'influence d'isolation sur la valeur de l'effort tranchant à la base.

Combinaison	Effort tranchant à la base (KN)							
	0.8G+E				G+Q+1.2E			
Site	Site1	Site2	Site3	Site4	Site1	Site2	Site3	Site4
Sans isolation	97.539	116.809	135.259	143.328	117.046	140.191	162.311	171.993
Avec isolation	46.012	55.3	64.517	80.646	55.301	66.36	77.42	96.775
% entre les deux cas	2.119	2.112	2.096	1.777	2.116	2.112	2.096	1.777

Tableau 5.24. L'effort tranchant a la base sans et avec isolation parasismique

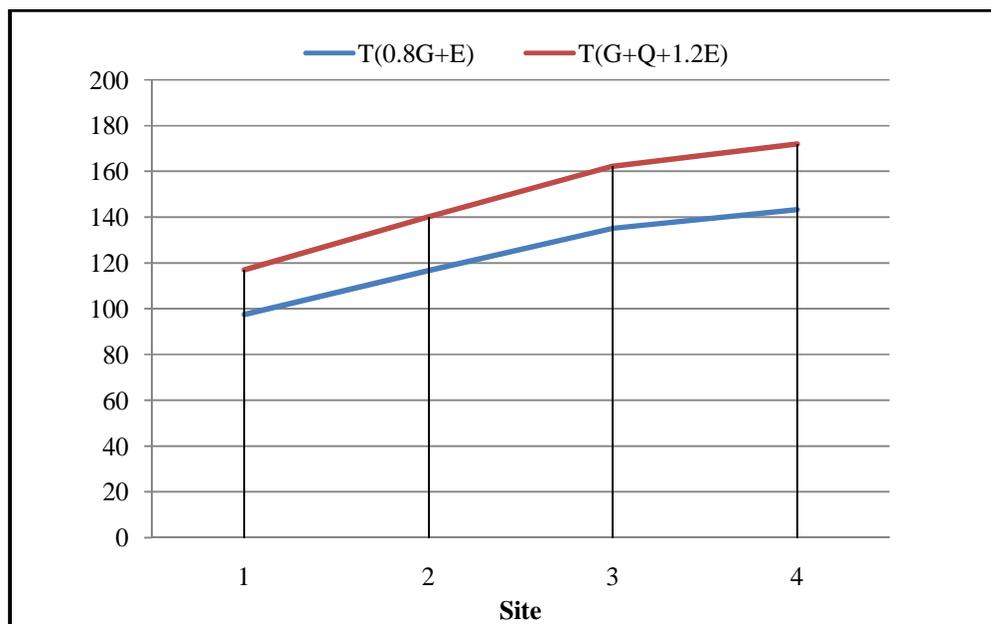


Figure 5.40. Effort tranchant à la base sans isolateur parasismique

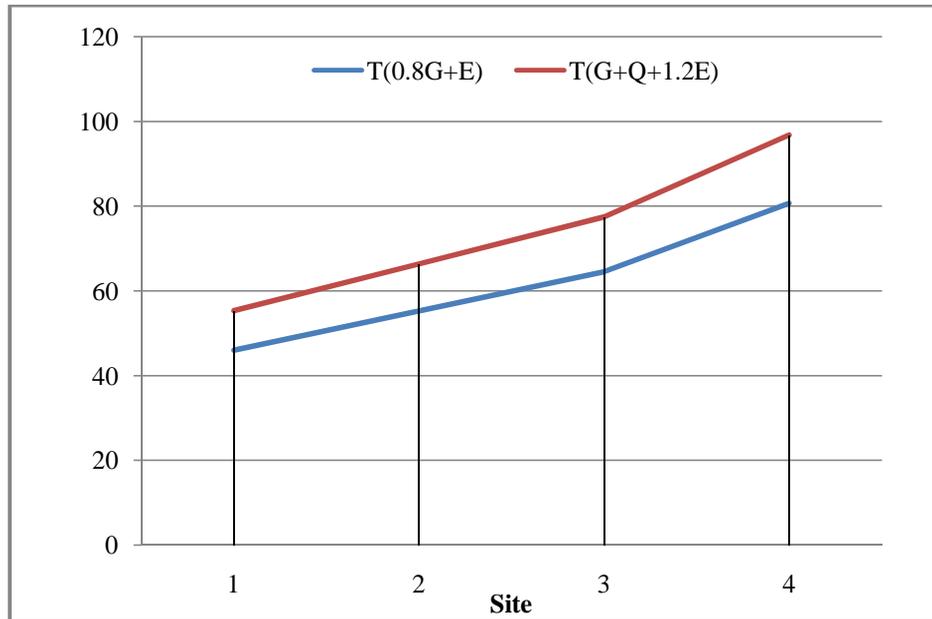


Figure 5.41. Effort tranchant à la base avec isolateur parasismique

- La comparaison entre les sites avec et sans isolation sismique montre que l'effort tranchant à la base augmente presque deux fois.

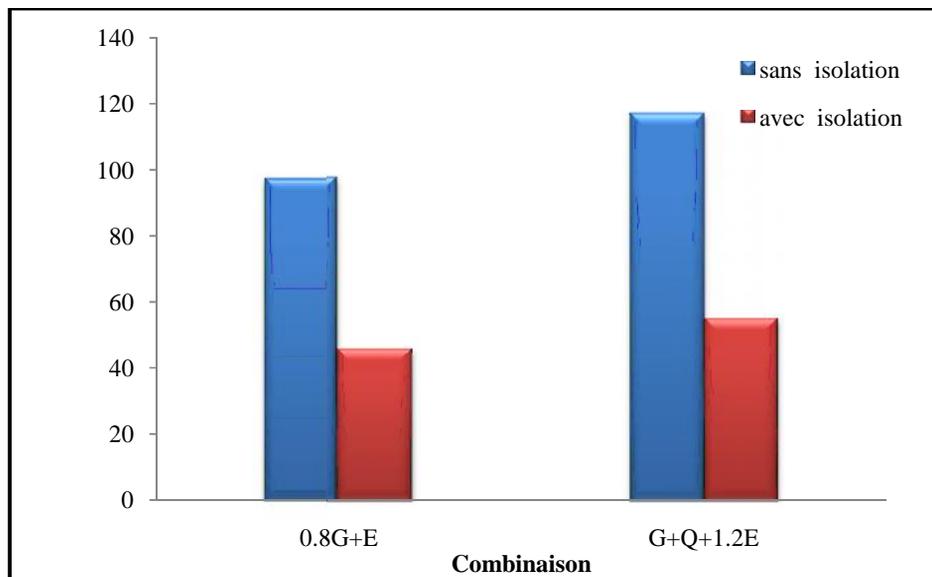


Figure 5.42. Effort tranchant a la base sans et avec isolation du site 1

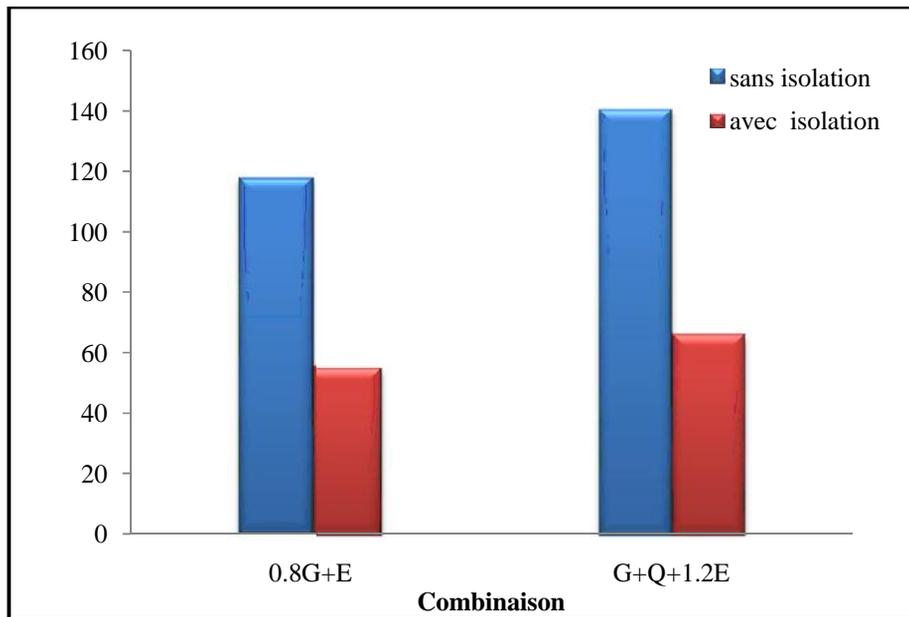


Figure 5.43. Effort tranchant a la base sans et avec isolation du site 2

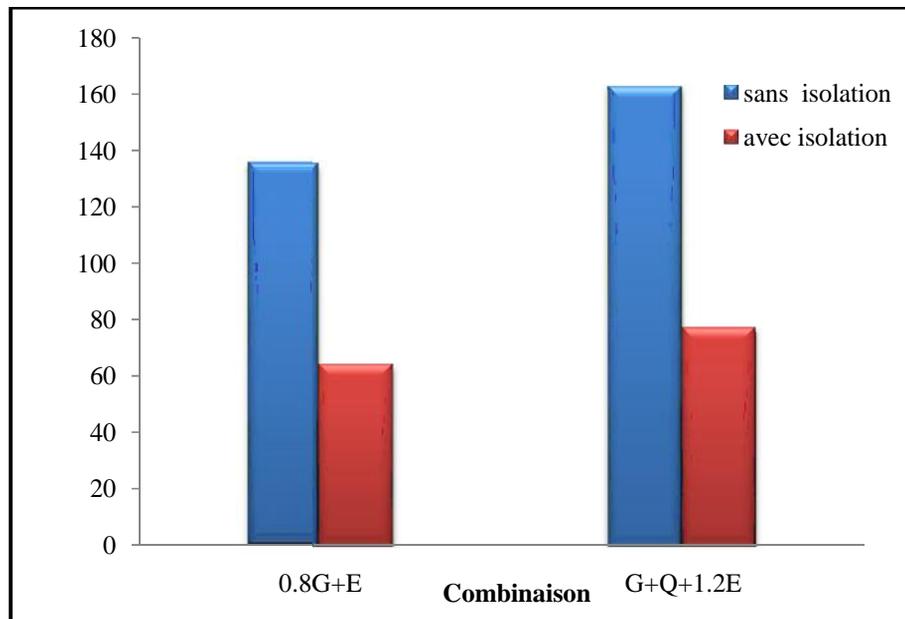


Figure 5.44. Effort tranchant a la base sans et avec isolation du site 3

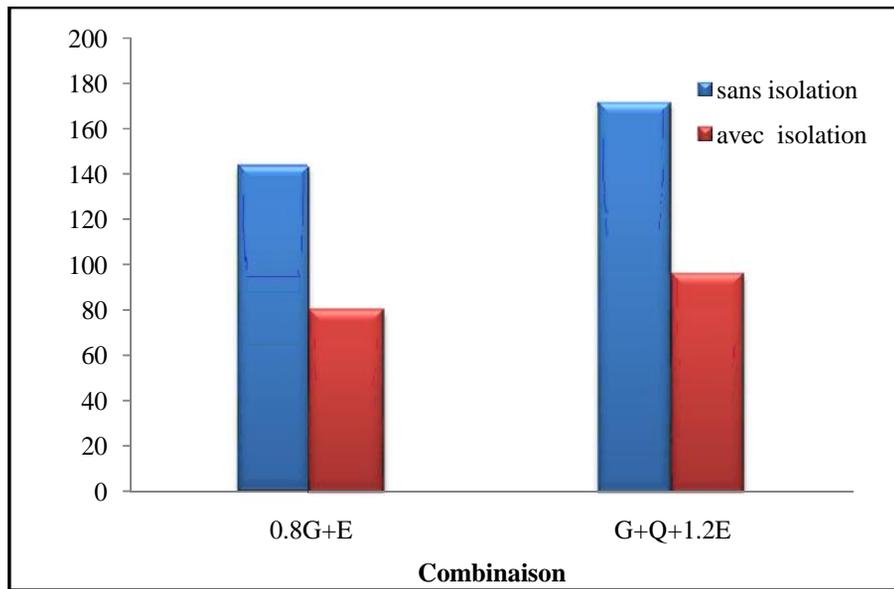


Figure 5.45. Effort tranchant a la base sans et avec isolation du site 4

5.4.5. 3- Effet d'isolation sismique sur les modes fondamentales des structures :

La période fondamentale des structures avec isolation sismique est supérieure de quatre fois des structures sans isolation.

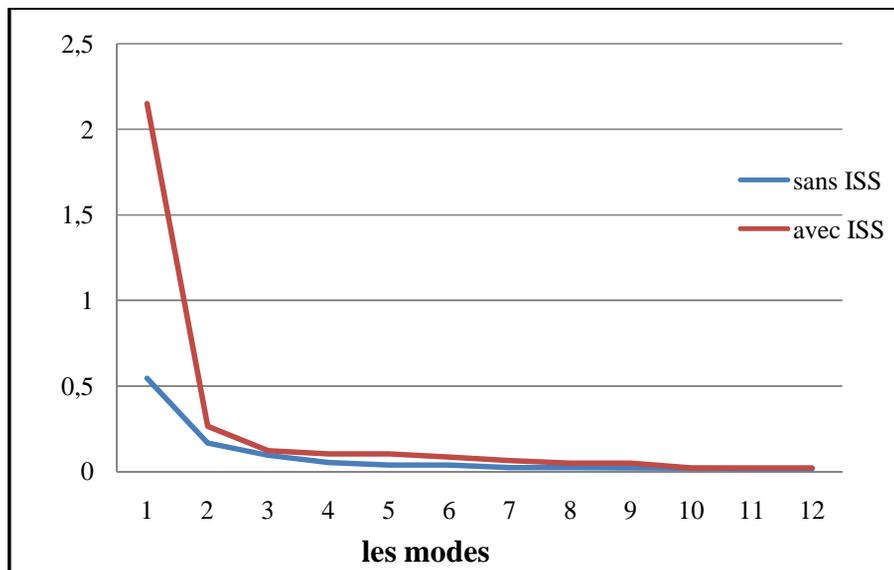


Figure 5.46. Période des structures sans et avec isolation du site 1.

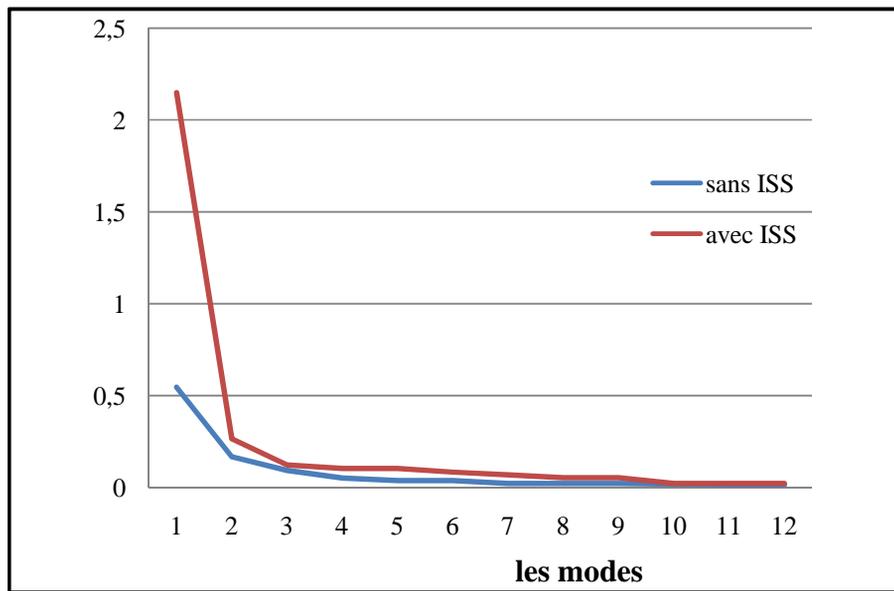


Figure 5.47. Période des structures sans et avec isolation du site 2

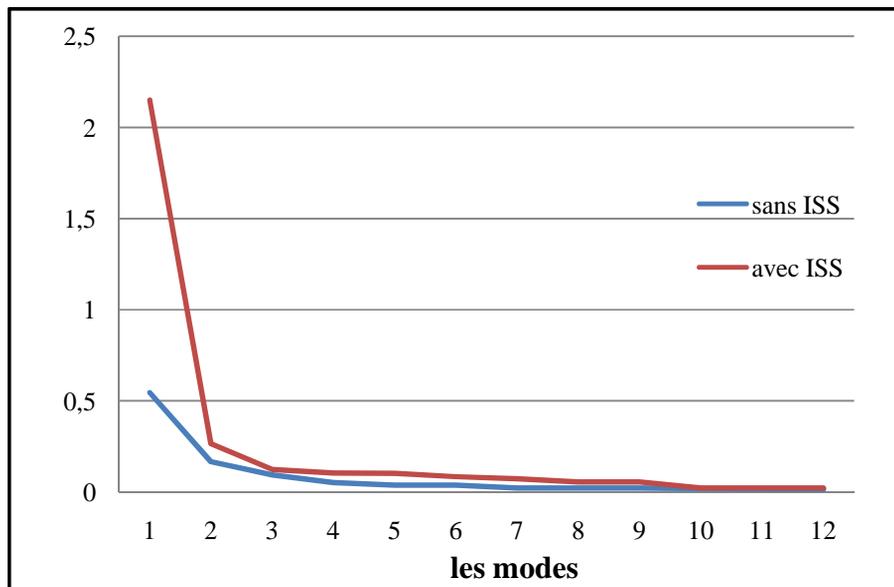


Figure 5.48. Période des structures sans et avec isolation du site 3

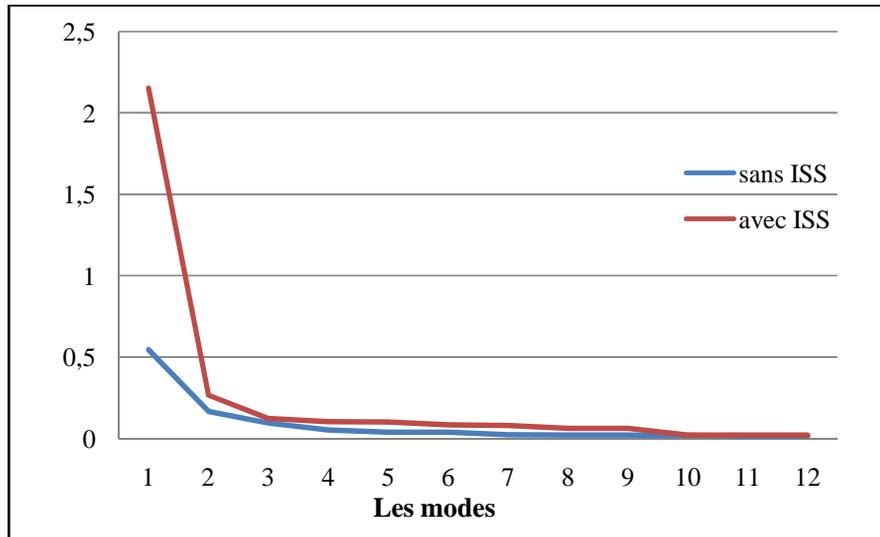


Figure 5.49. Période des structures sans et avec isolation du site 4

5.4.5. 3- Effet d'isolation sismique sur les déplacements des nœuds :

Combinaison	Déplacements (m)							
	Niveau0.00				Niveau9.42			
Site	Site1	Site2	Site3	Site4	Site1	Site2	Site3	Site4
Sans isolation	0	0	0	0	0,012303	0,014834	0,017245	0,018297
Avec isolation	0,051998	0,062422	0,072846	0,091165	0,063235	0,075929	0,088624	0,110985

Tableau 5.25. Les déplacements horizontales sans et avec isolation

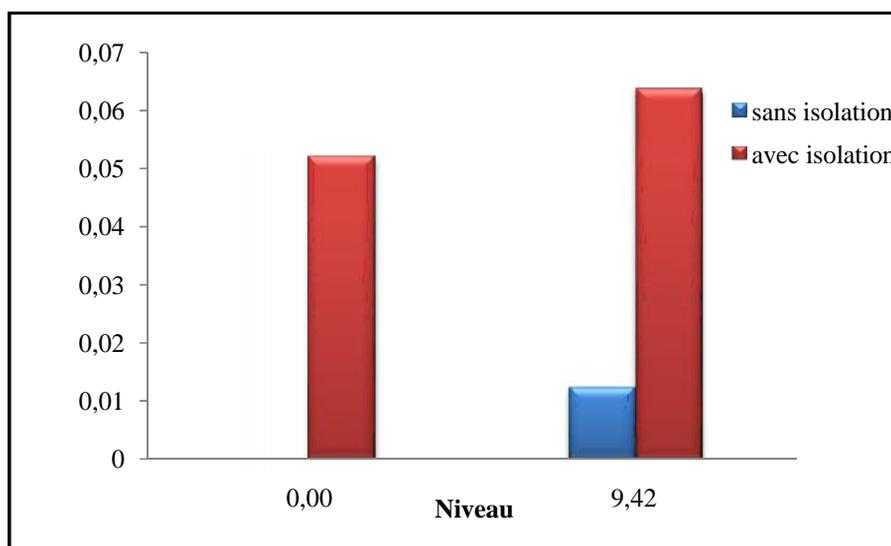


Figure 5.50. Déplacements horizontale de poteau de rive sans et avec isolation du site 1.

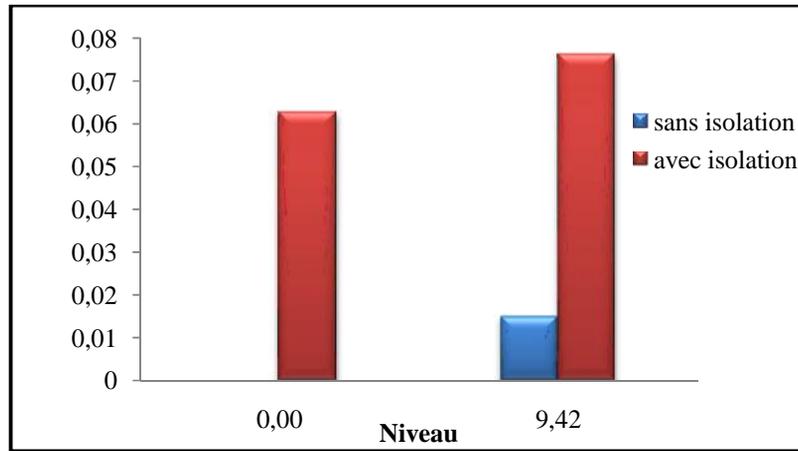


Figure 5.51. Déplacements horizontale de poteau de rive sans et avec isolation du site 2

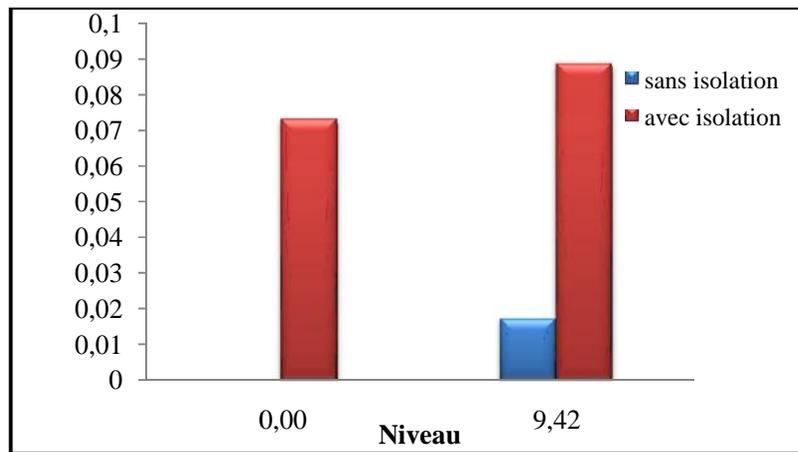


Figure 5.52. Déplacements horizontale de poteau de rive sans et avec isolation du site 3

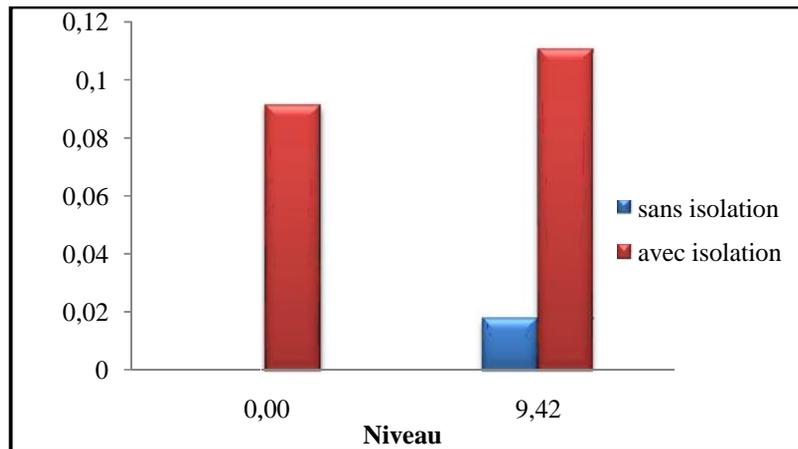


Figure 5.53. Déplacements horizontale de poteau de rive sans et avec isolation du site 4

Les conclusions suivantes ont été tirées de ce travail de comparaison entre la structure de base fixé à base isole.

- La période fondamentale à base fixe est $P=0,545131$ sec pour tous les sites
- La période fondamentale à base isole est comme suit ;
 - Pour une roche, $T=2,149627s$.
 - Pour un sable dense, $T=2,150198s$
 - Pour un sable lâche, $T=2,150614s$
 - Pour un sable très lâche, $T=2,152329s$
- La valeur de l'effort tranchant à la base pour une structure à base fixe est :
 - Pour une roche, $V=117.046KN$
 - Pour un sable dense, $V=140.1916KN$
 - Pour un sable lâche, $V=162.311KN$
 - Pour un sable très lâche, $V=171.993KN$
- La valeur de l'effort tranchant à la base pour une base de structure isole avec LRB est donnée comme suit ;
 - Pour une roche, $V=55.301KN$
 - Pour un sable dense, $V=66.36KN$
 - Pour un sable lâche, $V=77.42KN$
 - Pour un sable très lâche, $V=96.775KN$
- Les déplacements des planchers a base fixe sont données comme suit ;
 - Pour une roche, Niv 0.00, $D=0$ m et Niv 9.42, $D=0,012303$ m
 - Pour un sable dense, Niv 0.00, $D=0$ m et Niv 9.42, $D= 0,014834$ m
 - Pour un sable lâche, Niv 0.00, $D=0$ m et Niv 9.42, $D=0,017245$ m
 - Pour un sable très lâche, Niv 0.00, $D=0$ m et Niv 9.42, $D=0,018297$ m
- Les déplacements des planchers à base isolée sont données comme suit ;
 - Pour une roche, Niv0.00, $D=0,051998$ m et Niv 9.42, $D=0,063235$ m
 - Pour un sable dense, Niv 0.00, $D=0,062422$ m et Niv 9.42, $D= 0,075929m$
 - Pour un sable lâche, Niv 0.00, $D=0,072846$ m et Niv 9.42, $D=0,088624m$
 - Pour un sable très lâche, Niv 0.00, $D=0,091165$ m et Niv 9.42, $D=0,110985$ m

L'isolation à la base repose sur le principe de l'augmentation de période et par conséquent la réduction des forces sismiques.

Et l'augmentation de la période engendre des déplacements plus importants concentrés au niveau de l'isolateur LRB, due à la rigidité latérale de l'appui.

5.5. INFLUENCE DES SYSTEMES D'ISOLATION PARASISMIQUE ET DE L'INTERACTION SOL STRUCTURE SUR LA REPOSE SISMIQUE DES STRUCTURES (Site 3 et 4 ; Sol liquéfiable, sable lâche)

On utilisera le même modèle de la structure que précédemment (structure encastrée à la base) avec des systèmes d'isolation parasismique LRB avec la prise en compte de l'effet de l'interaction sol-structure sur le potentiel de liquéfaction.

Le potentiel de liquéfaction dans cette étude est donné par l'analyse des variations des déformations de la structure (déplacements).

Les caractéristiques des sols lâches et liquéfiables sont données dans le tableau (5.26)

Type de sol	Caractéristiques de sol				
	Densité volumique (KN/cm ³)	Angle de frottement (deg)	Cohésion (KN/M ²)	module de Young E(Mpa)	module de Young E(Mpa)
Sable lâche	17	35	0.00	10	0.50
Sable très lâche ou liquéfiable	19	35	0.00	5	0.50

Tableau 5.26. Caractéristiques de sol

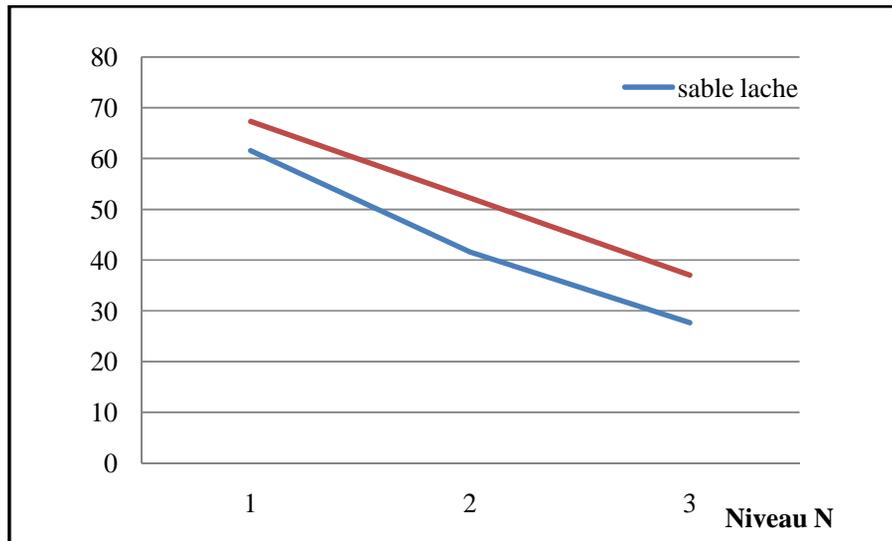
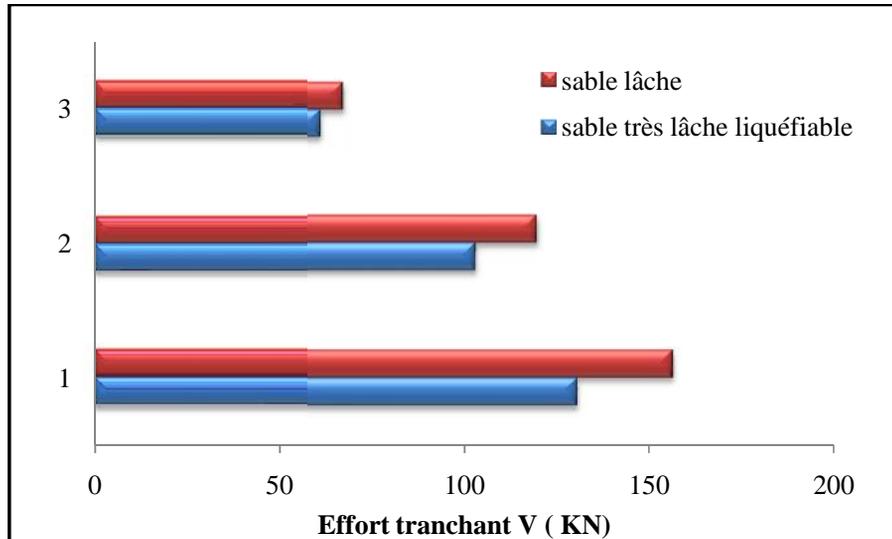
5.5.1. Force de niveau –effort tranchant :

Combinaison		Efforts tranchants (KN)			
		0.8G+E		G+Q+1.2E	
Site		Site3	Site4	Site3	Site4
NIV	Hi	(sable lâche)	(sable très lâche liquéfiable)	(sable lâche)	(sable très lâche liquéfiable)
3	9.42	61.542	67.316	74.709	81.662
2	6.28	41.621	52.239	49.088	61.807
1	3.14	27.673	37.065	33.207	44.479
V(KN)		130.836	156.623	157.004	187.948

Tableau 5.27.Force de niveau- Effort tranchant à la base

Commentaires :**- Pour la combinaison 0.8G+E ;**

- La comparaison entre le site 1 et le site 2 montre que les forces de niveaux varient entre 9% et 33%, et l'effort tranchant à la base augmente de 19%

**Figure 5.54.** Force de niveau (combinaison 0.8G+E)**Figure 5.55.** L'effort tranchant à la base (combinaison 0.8G+E)

-Pour la combinaison G+Q+1.2E ;

- La comparaison entre le site 1 et le site 2 montre que les forces de niveaux varient entre 17% et 33%, et l'effort tranchant à la base augmente de 19%

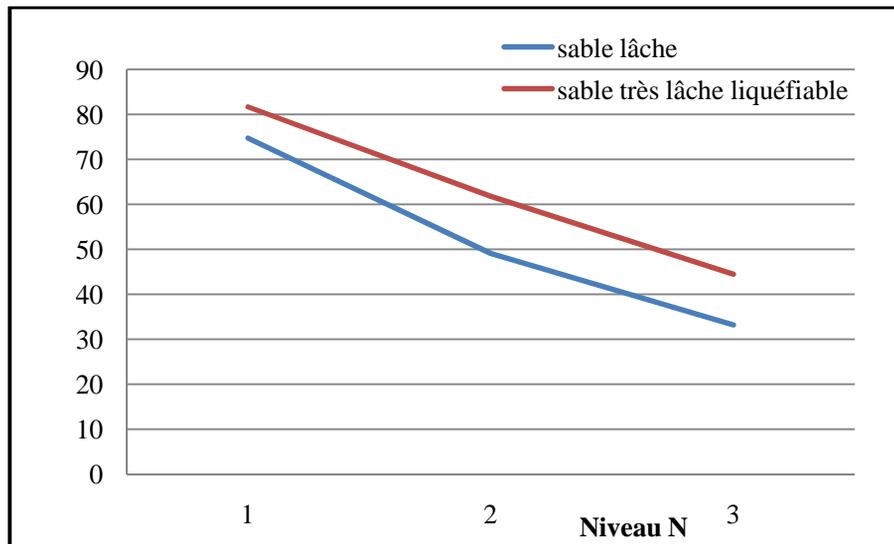


Figure 5.56. Force de niveau (combinaison G+Q+1.2E)

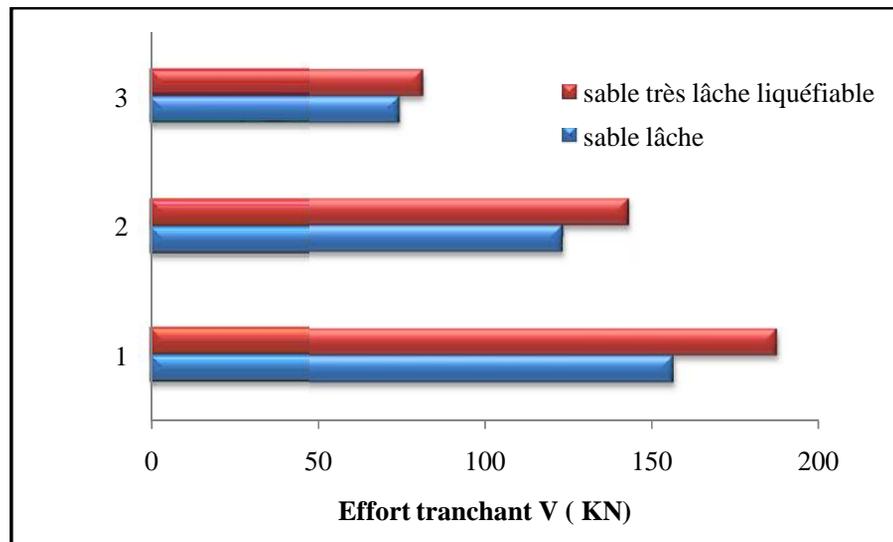


Figure 5.57. L'effort tranchant à la base (combinaison G+Q+1.2E)

5.5.2. Coefficients de participation modale:

-sable lâche:

Mode n°	Période Sec	Fréquency Cyc/sec	UX Unitless	UZ Unitless	SumUX Unitless	SumUZ Unitless	RY Unitless	SumRY Unitless
1	0,643815	1,5532	0,9043	0	0,9043	0	0,7697	0,7697
2	0,194343	5,1455	0,07461	0	0,97891	0	0,01263	0,78233
3	0,101671	9,8357	0,01005	0	0,98896	0	0,00027	0,7826
4	0,070761	14,132	0	0,53318	0,98896	0,53318	0	0,7826
5	0,053289	18,766	0,00001409	0	0,98897	0,53318	0,21147	0,99406
6	0,053021	18,86	0	0,44221	0,98897	0,97539	0	0,99406
7	0,036599	27,324	0,00135	0	0,99032	0,97539	0,00001227	0,99407
8	0,036567	27,347	0	0,0000145	0,99032	0,97541	0	0,99407
9	0,035443	28,215	0,00968	0	1	0,97541	0,00007548	0,99415
10	0,021488	46,537	0	0,00005704	1	0,97546	0	0,99415
11	0,02123	47,102	0	0,00014	1	0,9756	0	0,99415
12	0,021113	47,364	0	0,00866	1	0,98426	0	0,99415

Tableau 5.28. Coefficients de participation modale de site 3

- sable très lâche liquéfiable :

Mode n°	Période Sec	Fréquency Cyc/sec	UX Unitless	UZ Unitless	SumUX Unitless	SumUZ Unitless	RY Unitless	SumRY Unitless
1	0,721892	1,3852	0,93498	0	0,93498	0	0,75836	0,75836
2	0,208623	4,7933	0,05207	0	0,98705	0	0,02725	0,78562
3	0,104416	9,577	0,00582	0	0,99286	0	0,00009465	0,78571
4	0,080317	12,451	0	0,5607	0,99286	0,5607	0	0,78571
5	0,060833	16,438	0,00001939	0	0,99288	0,5607	0,21097	0,99668
6	0,060422	16,55	0	0,42541	0,99288	0,98611	0	0,99668
7	0,046926	21,31	0,00069	0	0,99358	0,98611	0,00001386	0,99669
8	0,046812	21,362	0	0,00009816	0,99358	0,98621	0	0,99669
9	0,044756	22,343	0,00642	0	1	0,98621	0,00003473	0,99673
10	0,021686	46,114	0	0,00518	1	0,99139	0	0,99673
11	0,021491	46,532	0	0,00014	1	0,99153	0	0,99673
12	0,021242	47,077	0	0,000004611	1	0,99154	0	0,99673

Tableau 5.29. Coefficients de participation modale de site 4

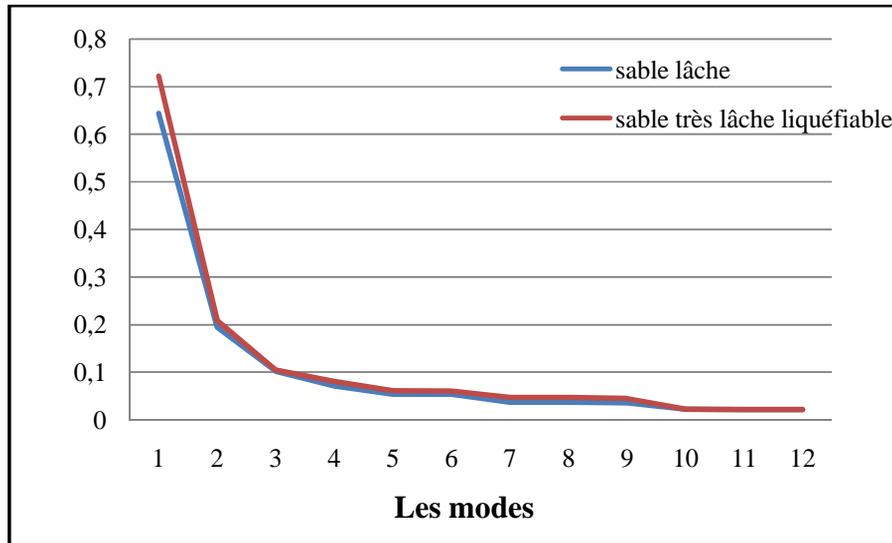


Figure 5.58. Les modes propres pour les sites meubles

5.5.4. Calcul les déplacements des nœuds:

Site		Déplacements (m)					
		Site3 (sable lâche)			Site4 (sable très lâche liquéfiable)		
NIV	Nœud	U1	U3	R2	U1	U3	R2
0.00	1	0,002553	0,000139	0,001041	0,006071	0,000255	0,002217
	5	0,003038	0,000152	0,001079	0,007003	0,000243	0,002214
	9	0,002553	0,000139	0,001041	0,006071	0,000255	0,002217
9.42	4	0,02103	0,000288	0,000777	0,03004	0,000419	0,000907
	8	0,02103	0,000339	0,000492	0,03004	0,000426	0,000578
	12	0,02103	0,000288	0,000777	0,03004	0,000419	0,000907

Tableau 5.30. Déplacements horizontales des nœuds

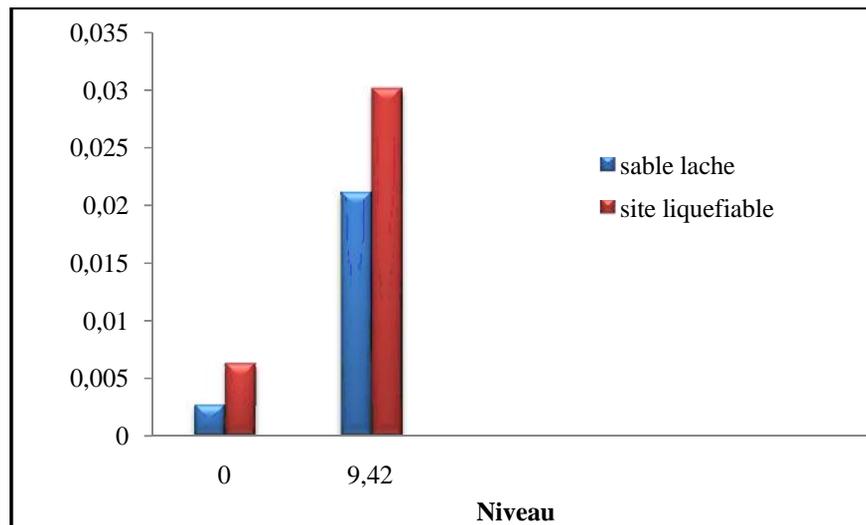


Figure 5.59. Déplacements horizontales des nœuds de poteau de rive

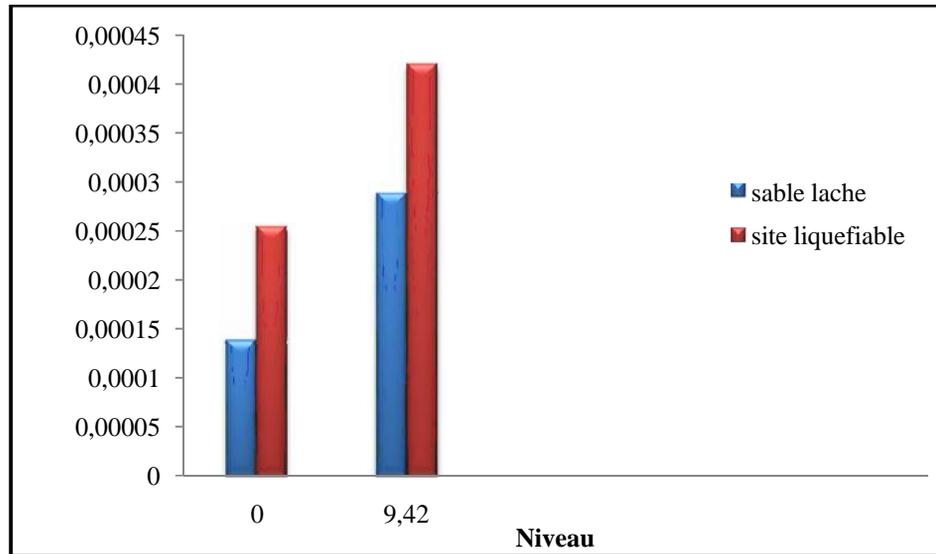


Figure 5.60. Déplacements vertical des nœuds de poteau de rive

5.5.5. Conclusion :

5.5.5. 1-Effet de l'interaction sol structure et d'isolations parasismiques à la base (LRB) sur la valeur de l'effort tranchant à la base:

Combinaison	Effort tranchant à la base (KN)			
	0.8G+E		G+Q+1.2E	
Site	Site3 (sable lâche)	Site4 (sable très lâche liquéfiabile)	Site3 (sable lâche)	Site4 (sable très lâche liquéfiabile)
sans ISS	135.259	143.328	162.311	171.993
avec ISS	120.138	141.53	144.165	169.836
avec isolation	64.517	80.646	77.42	96.775
avec ISS et isolation parasismique	130.836	156.623	157.004	187.948

Tableau 5.31. L'effort tranchant a la base sans et avec isolation parasismique et ISS

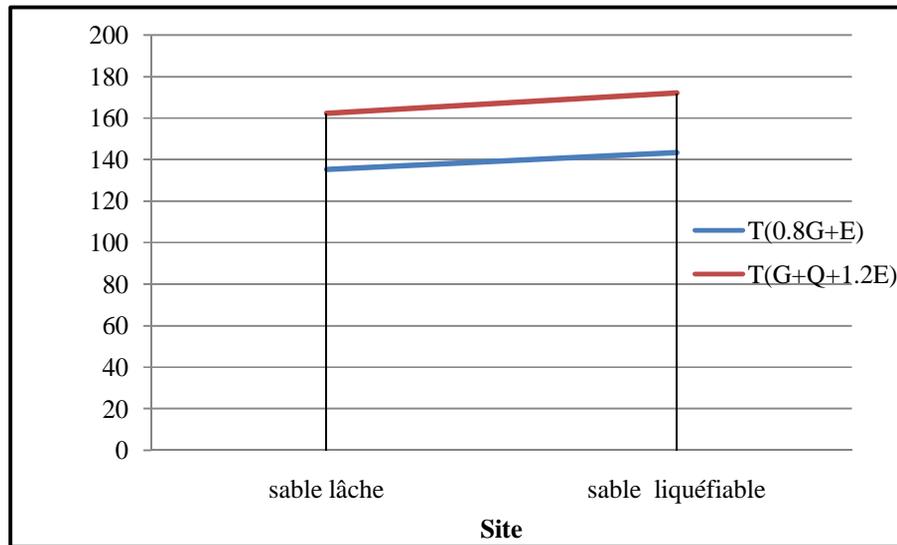


Figure 5.61. Effort tranchant a la base sans ISS

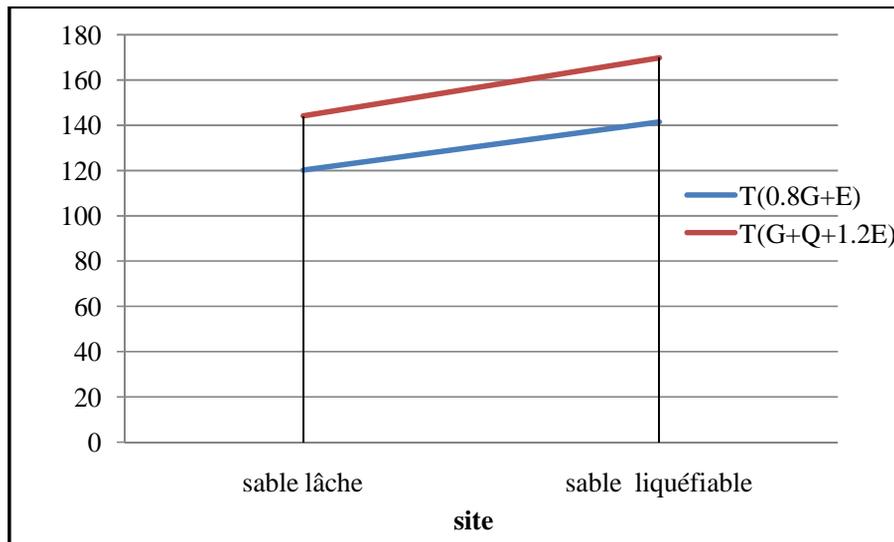


Figure 5.62. Effort tranchant a la base avec ISS

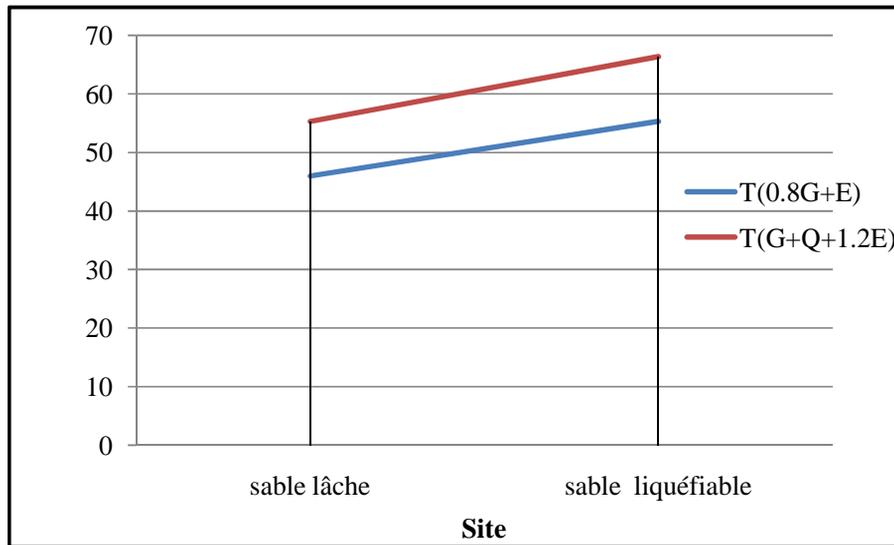


Figure 5.63. Effort tranchant à la base avec isolateur parasismique

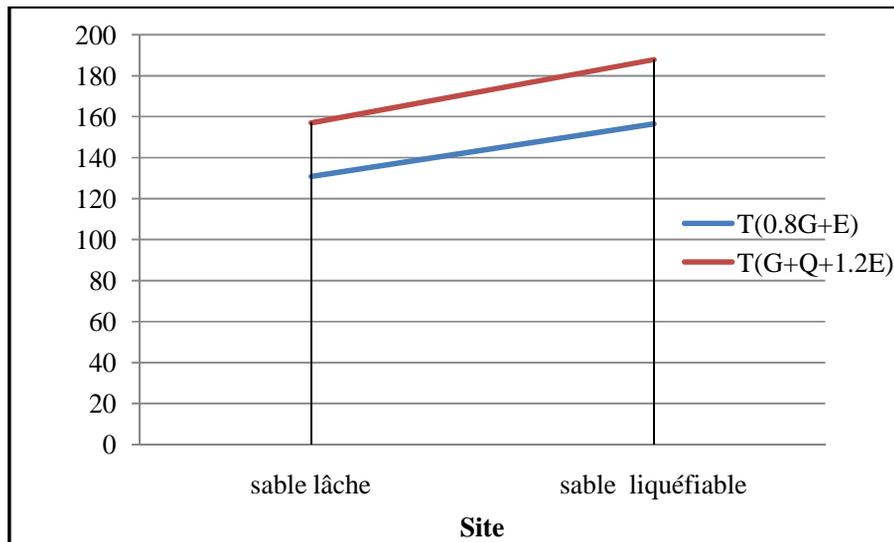


Figure 5.64. Effort tranchant à la base avec isolateur parasismique et ISS

5.5.5. 2-Effet de l'interaction sol structure et d'isolations parasismiques à la base (LRB) sur la valeur de l'effort tranchant à la base de chaque site:

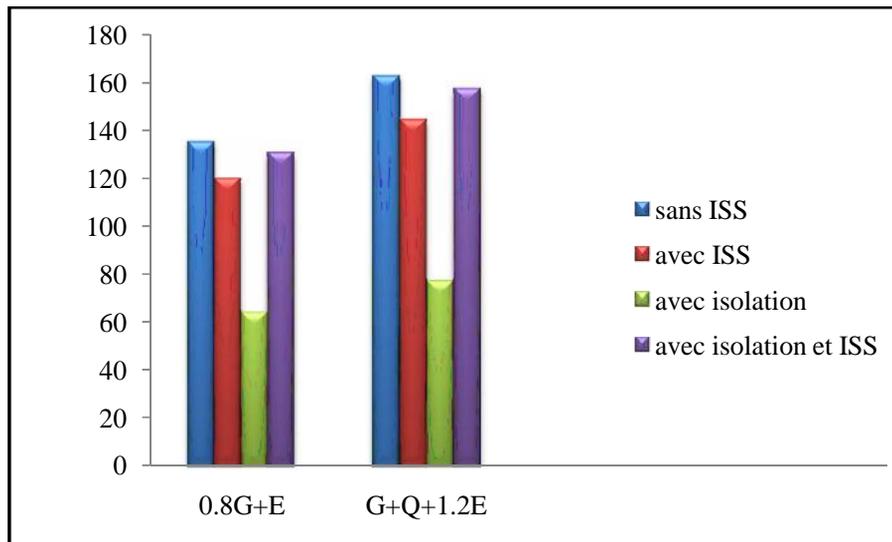


Figure 5.65.Effort tranchant a la base sans et avec isolation et ISS du site 3

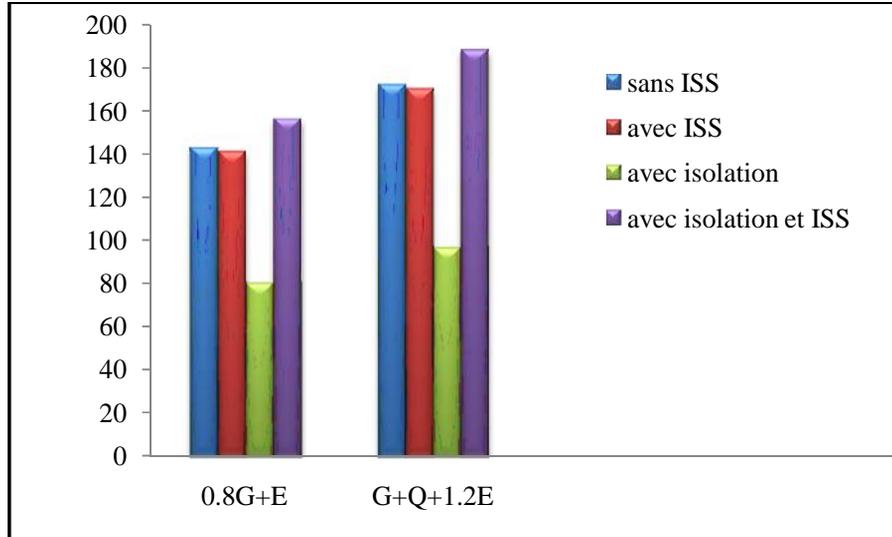


Figure 5.66.Effort tranchant a la base sans et avec isolation et ISS du site 4

5.5.5. 3- Effet d'isolation sismique et l'ISS sur les modes fondamentales des structures :

Les modes	Période des sites meuble			
	Sans ISS	Avec ISS	Avec isolation	Avec ISS et isolation
1	0,545131	0,7005	2,150614	0,643815
2	0,165961	0,23354	0,264497	0,194343
3	0,093392	0,21855	0,122682	0,101671
4	0,051005	0,16065	0,103178	0,070761
5	0,037921	0,15253	0,102495	0,053289
6	0,03783	0,10173	0,0836	0,053021
7	0,021476	0,03683	0,071418	0,036599
8	0,021219	0,03679	0,05382	0,036567
9	0,02089	0,03565	0,053547	0,035443
10	0,018392	0,02317	0,021525	0,021488
11	0,014831	0,02149	0,021274	0,02123
12	0,014788	0,02123	0,021174	0,021113

Tableau 5.32. Les périodes fondamentales des sites meubles

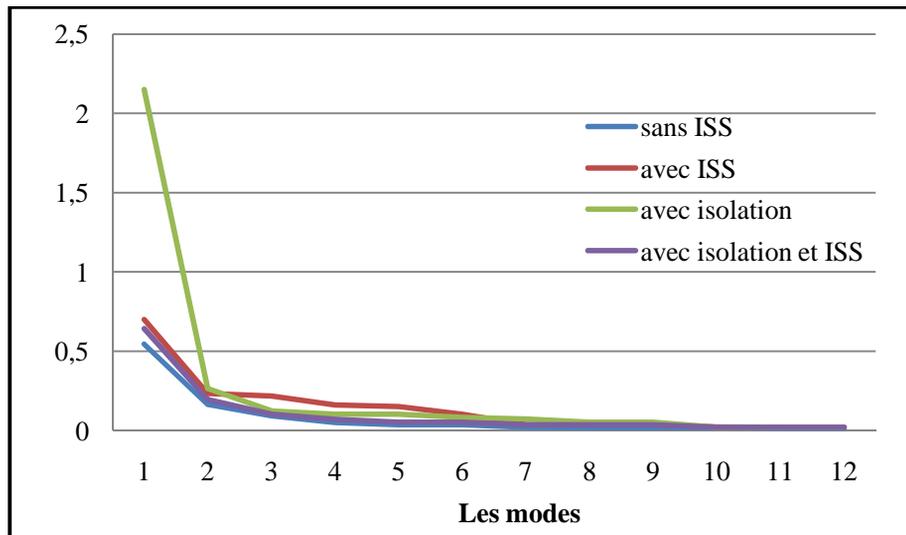


Figure 5.67. Période des structures sans et avec isolation et ISS du site 3

Les modes	Période des sites très meuble liquéfiable			
	Sans ISS	Avec ISS	Avec isolation	Avec ISS et isolation
1	0,545131	0,76159	2,152329	0,721892
2	0,165961	0,289968	0,265449	0,208623
3	0,093392	0,252249	0,122685	0,104416
4	0,051005	0,174243	0,103304	0,080317
5	0,037921	0,168646	0,102503	0,060833
6	0,03783	0,103571	0,083622	0,060422
7	0,021476	0,042657	0,080975	0,046926
8	0,021219	0,042594	0,061395	0,046812
9	0,02089	0,040725	0,060976	0,044756
10	0,018392	0,023225	0,021721	0,021686
11	0,014831	0,021486	0,021521	0,021491
12	0,014788	0,02123	0,021274	0,021242

Tableau 5.33. Les périodes fondamentales des sites très meubles

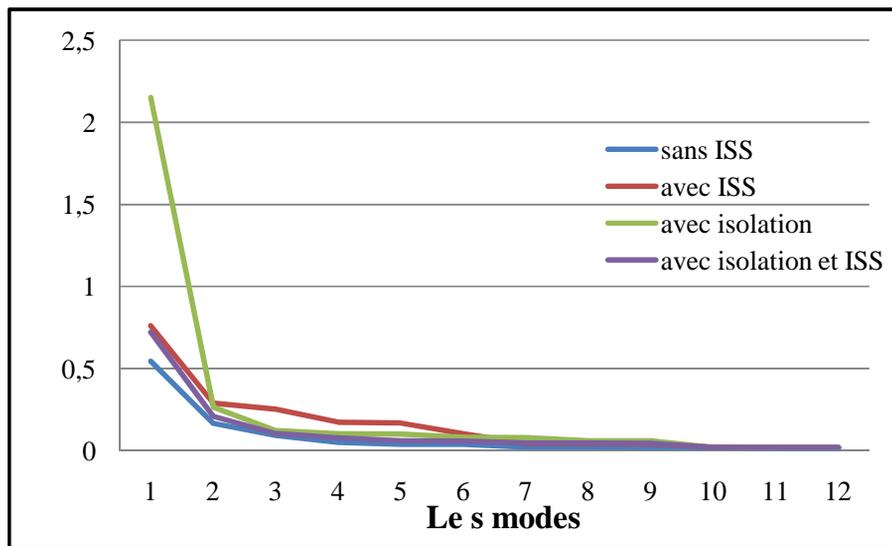


Figure 5.68. Période des structures sans et avec isolation et ISS du site 4

5.5.5. 3- Effet d'isolation sismique et ISS sur les déplacements des nœuds :

-Déplacement horizontale

Combinaison	Déplacements (m)			
	Niveau 0.00		Niveau 9.42	
Site	Site3 (sable lâche)	Site 4 (sable très lâche liquéfiable)	Site3 (sable lâche)	Site4 (sable très lâche liquéfiable)
Sans ISS	0	0	0,017245	0,018297
Avec ISS	0,002396	0,00456	0,023642	0,032791
Avec isolation	0,072846	0,091165	0,088624	0,110985
Avec ISS et isolation parasismique	0,002553	0,006071	0,02103	0,03004

Tableau 5.34. Les déplacements horizontaux avec isolation et ISS

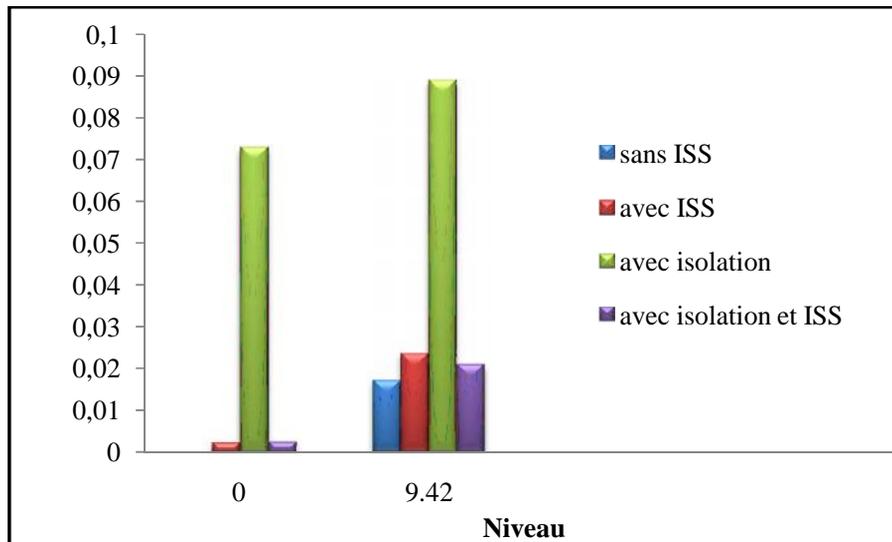


Figure 5.69. Déplacements horizontale avec isolation et ISS des sites meubles

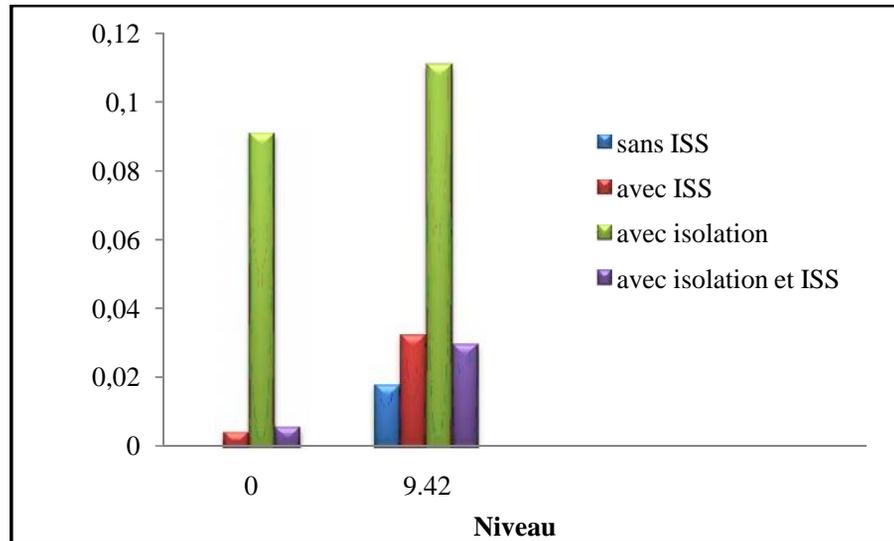


Figure 5.70. Déplacements horizontale avec isolation et ISS des sites très meubles liquéfiable

-Déplacement vertical :

Combinaison	Déplacements (m)			
	Niveau 0.00		Niveau 9.42	
Site	Site 3 (sable lâche)	Site 4 (sable très lâche liquéfiable)	Site 3 (sable lâche)	Site 4 (sable très lâche liquéfiable)
Sans ISS	0	0	0,000158	0,000163
Avec ISS	0,003483	0,006456	0,003629	0,006625
Avec isolation	0,000108	0,000188	0,00022	0,000306
Avec ISS et isolation parasismique	0,000139	0,000255	0,000288	0,000419

Tableau 5.35. Les déplacements verticaux avec isolation et ISS

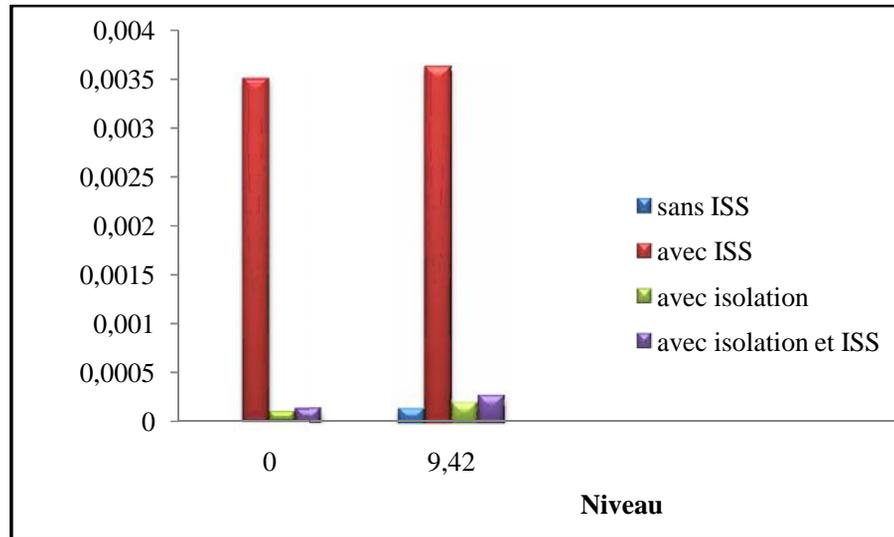


Figure 5.71. Déplacements verticale avec isolation et ISS des sites meubles

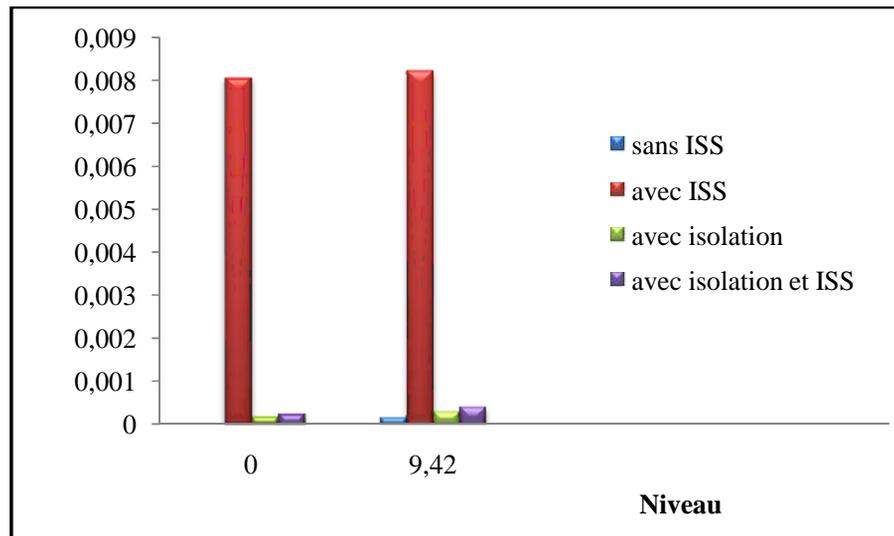


Figure 5.72. Déplacements verticale avec isolation et ISS des sites très meubles liquéfiable

On peut conclure que pour les structures parfaitement encastree, on a trouvé :

➤ Les efforts tranchant et les périodes sont donnés comme suit ;

- Pour un sable lâche, $V=162.311\text{KN}$, $T=0,54\text{s}$
- Pour un sable très lâche, $V=171.993\text{KN}$, $T=0,54\text{s}$

➤ Les déplacements horizontaux sont comme suit;

- Pour un sable lâche, Niv 0.00, déplacement $D=0\text{ m}$ et Niv 9.42, $D=0,017245\text{ m}$
- Pour un sable très lâche, Niv 0.00, $D=0\text{ m}$ et Niv 9.42, $D=0,018297\text{ m}$

Dans la deuxième partie ou on a pris en compte l'influence de l'interaction sol structure

➤ Les efforts tranchant et les périodes sont donnés comme suit ;

- Pour un sable lâche, $V=144.165\text{KN}$, $T=0,700\text{s}$
- Pour un sable très lâche, $V=169.836\text{KN}$, $T=0,760\text{s}$.

➤ Les déplacements horizontaux sont comme suit;

- Pour un sable lâche, Niv 0.00, $D=0,002396\text{ m}$ et Niv 9.42, $D=0,023642\text{ m}$
- Pour un sable très lâche, Niv 0.00, $D=0,00456\text{ m}$ et Niv 9.42, $D=0,0332791\text{ m}$

➤ Les déplacements verticaux sont comme suit;

- Pour un sable lâche, Niv 0.00, $D=0,003483\text{m}$ et Niv 9.42, $D=0,003629\text{m}$
- Pour un sable très lâche, Niv 0.00, $D=0,006456\text{ m}$ et Niv 9.42, $D=0,006625\text{m}$

Dans le troisième cas est d'étudier l'influence dans la prise en compte du phénomène d'interaction sol-structure sur les sols lâches pour les structures munies de systèmes d'isolation parasismique comme moyen de contrôle passif de la réponse sismique.

- Pour un sable lâche, $V=157.004\text{KN}$, $T=0,64\text{s}$
- Pour un sable très lâche, $V=187.948\text{KN}$, $T=0,72\text{s}$

➤ Les déplacements horizontaux sont comme suit;

- Pour un sable lâche, Niv 0.00, $D=0,002553\text{m}$ et Niv 9.42, $D=0,02103\text{m}$
- Pour un sable très lâche, Niv 0.00, $D=0,006071\text{m}$ et Niv 9.42, $D=0,03004\text{m}$

➤ Les déplacements verticaux sont comme suit;

- Pour un sable lâche, Niv 0.00, $D=0,000139\text{m}$ et Niv 9.42, $D=0,000288\text{m}$
- Pour un sable très lâche, Niv 0.00, $D=0,000255\text{m}$ et Niv 9.42, $D=0,000419\text{m}$

On remarque que les efforts tranchants de la structure munies de systèmes d'isolation et soumise à l'effet d'interaction sont supérieurs à ceux de la structure soumise à l'effet d'interaction mais ce qui concerne les périodes et les déplacements c'est tout à fait le contraire

Donc la structure munie des systèmes d'isolation et soumise à l'effet d'interaction est bien favorable et limitera les dommages structurels des sites liquéfiables, ce qui fait la réduction du potentiel de liquéfaction.

Conclusion
et
Recommendation

CONCLUSION GENERALE

De cette étude il ressort que l'analyse d'influence des systèmes d'isolation parasismique et de l'interaction sol structure sur la réponse sismique des structures (sole des fondations est sable lâche ou liquéfiable) représente un formidable challenge pour les ingénieurs vu le nombre considérable de paramètres influençant la réponse sismique. Cependant avec la disponibilité de logiciels sophistiqués tel que le SAP2000 de telles analyses deviennent relativement aisées pourvu que l'analyse maîtrise les différents aspects du calcul dynamique et sismique.

Les conditions géologiques ainsi que les propriétés des sols doivent faire l'objet d'une attention spéciale car elles peuvent être sources de dégâts irrémédiables.

Lors de l'étude sismique d'influence des systèmes d'isolation parasismique (LRB) et de l'interaction sol structure ou, le sol des fondations est sable lâche ou liquéfiable sur la réponse de la superstructure doivent être bien, étudiés.

On remarque que la modélisation d'une structure avec tenir compte l'effet ISS sont les plus fiables car leur dépendance des caractéristiques des sols est trop importante.

Alors que la modélisation d'une structure encastree (sans tenir compte l'effet ISS) n'est pas à recommander car elle donne des résultats trop conservatifs.

Les systèmes d'isolation parasismique (appui en caoutchouc a faible- amortisseurs avec un noyau de plomb (LRB)), peuvent être un moyen efficace pour limiter les effets dévastateurs d'un séisme sur une structure donnée.

- les structures munies des systèmes d'isolation et soumise à l'effet d'interaction limiteront les dommages structurels des sites liquéfiables par la réduction de potentiel de liquéfaction qui exprimer en fonction des déplacements.

RECOMMANDATIONS POUR LE RPA 2003.

1. Dans la mesure du possible opter des études de sol doit être détaillée selon les exigences du règlement en vigueur, cette étude géotechnique devra prendre le temps nécessaire pour la mener à bien.
2. Les règles RPA20003 doivent donner plus de détails concernant les différents aspects inhérents à une analyse de l'influence de l'interaction sol structure.
3. Les règles RPA20003 doivent donner des études spécifier concernant les différents systèmes d'isolation parasismique et pour l'utilisation de ces derniers doivent être adoptées.

4. Il serait judicieux de donner le détail nécessaire pour la constructif sur les sols liquéfiables.
5. Spécifier le type de structures pour lesquelles l'interaction sol-structure est importante et donner des directives pour les calculs.
6. le règlement algérienne stipule qu'en cas de non disponibilité d'étude de sol il sera choisi un site 3 pour l'étude sismique, ceci est sécuritaire dans certains cas mais conduit a un surdimensionnement coûteux plus que les frais qui seraient engager pour une étude de sol, de ce fait il faudrait insister plus exiger une bonne étude de sol qui permet économie et sécurité.

Annexes

ANNEXE

1-Les déplacements des nœuds d'une structure encadrée

Element	joint		site1			site2		
			U1	U3	R2	U1	U3	R2
			KN	KN	KN-m	KN	KN	KN-m
Déplacements(m)	1	max	0	0	0	0	0	0
	1	min	0	0	0	0	0	0
	4	max	0,012303	0,000133	0,000615	0,014834	0,000145	0,000731
	4	min	-0,012303	-0,000326	-0,000615	-	-	-
	5	max	0	0	0	0	0	0
	5	min	0	0	0	0	0	0
	8	max	0,012302	0,000189	0,000384	0,014833	0,000189	0,000457
	8	min	-0,012302	-0,000678	-0,000384	-	-	-
	9	max	0	0	0	0	0	0
	9	min	0	0	0	0	0	0
	12	max	0,012303	0,000133	0,000615	0,014834	0,000145	0,000731
	12	min	-0,012303	-0,000326	-0,000615	-	-	-

Element	joint		Site3			Site4		
			U1	U3	R2	U1	U3	R2
			KN	KN	KN-m	KN	KN	KN-m
Déplacements(m)	1	max	0	0	0	0	0	0
	1	min	0	0	0	0	0	0
	4	max	0,017245	0,000158	0,000843	0,018297	0,000163	0,000892
	4	min	-0,017245	-0,000326	-0,000843	-	-	-
	5	max	0	0	0	0	0	0
	5	min	0	0	0	0	0	0
	8	max	0,017244	0,000189	0,000528	0,018296	0,000189	0,000559
	8	min	-0,017244	-0,000678	-0,000528	-	-	-
	9	max	0	0	0	0	0	0
	9	min	0	0	0	0	0	0
	12	max	0,017245	0,000158	0,000843	0,018297	0,000163	0,000892
	12	min	-0,017245	-0,000326	-0,000843	-	-	-

2-Les déplacements des nœuds d'une structure en considération l'effet d'interaction sol structure :

element	joint		site1			site2		
			U1	U3	R2	U1	U3	R2
			KN	KN	KN-m	KN	KN	KN-m
Déplacements(m)	1	max	0,000091	0,000176	0,000052	0,000716	0,001225	0,000396
	1	min	-0,000091	-0,000445	-0,000052	-0,000716	-0,003222	-0,000396
	4	max	0,012558	0,000302	0,000634	0,017055	0,001352	0,000896
	4	min	-0,012558	-0,000779	-0,000634	-0,017055	-0,003584	-0,000896
	5	max	0,000119	0,000233	0,000059	0,00089	0,001372	0,000431
	5	min	-0,000119	-0,000858	-0,000059	-0,00089	-0,005214	-0,000431
	8	max	0,012557	0,000417	0,000404	0,017054	0,001528	0,000633
	8	min	-0,012557	-0,001521	-0,000404	-0,017054	-0,00582	-0,000633
	9	max	0,000091	0,000176	0,000052	0,000716	0,001225	0,000396
	9	min	-0,000091	-0,000445	-0,000052	-0,000716	-0,003222	-0,000396
	12	max	0,012558	0,000302	0,000634	0,017055	0,001352	0,000896
	12	min	-0,012558	-0,000779	-0,000634	-0,017055	-0,003584	-0,000896

Element	joint		Site3			Site4		
			U1	U3	R2	U1	U3	R2
			KN	KN	KN-m	KN	KN	KN-m
Déplacements(m)	1	max	0,002396	0,003483	0,00103	0,00544	0,00802	0,002216
	1	min	-0,002396	-0,008495	-0,00103	-0,00544	-0,017765	-0,002216
	4	max	0,023642	0,003629	0,001291	0,036404	0,008187	0,00212
	4	min	-0,023642	-0,008882	-0,001291	-0,036404	-0,018169	-0,00212
	5	max	0,002825	0,003057	0,001063	0,006192	0,005574	0,00221
	5	min	-0,002825	-0,011841	-0,001063	-0,006192	-0,022119	-0,00221
	8	max	0,023642	0,003197	0,001018	0,036404	0,005702	0,001824
	8	min	-0,023642	-0,012398	-0,001018	-0,036404	-0,022641	-0,001824
	9	max	0,002396	0,003483	0,00103	0,00544	0,00802	0,002216
	9	min	-0,002396	-0,008495	-0,00103	-0,00544	-0,017765	-0,002216
	12	max	0,023642	0,003629	0,001291	0,036404	0,008187	0,00212
	12	min	-0,023642	-0,008882	-0,001291	-0,036404	-0,018169	-0,00212

3-Les déplacements des nœuds d'une structure avec d'isolation sismique à la base (LRB):

element	joint		site1			site2		
			U1	U3	R2	U1	U3	R2
			KN	KN	KN-m	KN	KN	KN-m
Déplacements(m)	1	max	0,051998	0,000064	0,002825	0,062422	0,000087	0,003393
	1	min	-0,051998	-0,000195	-0,002825	-0,062422	-0,000254	-0,003393
	4	max	0,063235	0,00017	0,000574	0,075929	0,000196	0,00058
	4	min	-0,063235	-0,000524	-0,000234	-0,075929	-0,000584	-0,000282
	5	max	0,053511	0,000104	0,002362	0,064237	0,000136	0,002837
	5	min	-0,053511	-0,000392	-0,002362	-0,064237	-0,000507	-0,002837
	8	max	0,063235	0,000293	0,000138	0,075929	0,000323	0,000167
	8	min	-0,063235	-0,001066	-0,000138	-0,075929	-0,001179	-0,000167
	9	max	0,051998	0,000064	0,002825	0,062422	0,000087	0,003393
	9	min	-0,051998	-0,000195	-0,002825	-0,062422	-0,000254	-0,003393
	12	max	0,063235	0,00017	0,000234	0,075929	0,000196	0,000282
	12	min	-0,063235	-0,000524	-0,000574	-0,075929	-0,000584	-0,00058

element	joint		Site3			Site4		
			U1	U3	R2	U1	U3	R2
			KN	KN	KN-m	KN	KN	KN-m
Déplacements(m)	1	max	0,072846	0,000108	0,00396	0,091165	0,000188	0,004961
	1	min	-0,072846	-0,000297	-0,00396	-0,091165	-0,000476	-0,004961
	4	max	0,088624	0,00022	0,000584	0,110985	0,000306	0,0006
	4	min	-0,088624	-0,000628	-0,00033	-0,110985	-0,00081	-0,000422
	5	max	0,074964	0,000158	0,003312	0,093812	0,000249	0,00415
	5	min	-0,074964	-0,000591	-0,003312	-0,093812	-0,00093	-0,00415
	8	max	0,088624	0,000345	0,000197	0,110985	0,000432	0,000256
	8	min	-0,088624	-0,00126	-0,000197	-0,110985	-0,001594	-0,000256
	9	max	0,072846	0,000108	0,00396	0,091165	0,000188	0,004961
	9	min	-0,072846	-0,000297	-0,00396	-0,091165	-0,000476	-0,004961
	12	max	0,088624	0,00022	0,00033	0,110985	0,000306	0,000422
	12	min	-0,088624	-0,000628	-0,000584	-0,110985	-0,00081	-0,0006

4-Les déplacements des nœuds d'une structure avec l'influence des systèmes d'isolation parasismique et de l'interaction sol structure sur les sites liquéfiables :

Element	joint		Sable lâche			Sable très lâche liquéfiable		
			U1	U3	R2	U1	U3	R2
			KN	KN	KN-m	KN	KN	KN-m
Déplacements(m)	1	max	0,002553	0,000139	0,001041	0,006071	0,000255	0,002217
	1	min	-0,002553	-0,000287	-0,001041	-0,006071	-0,000463	-0,002217
	4	max	0,02103	0,000288	0,000777	0,03004	0,000419	0,000907
	4	min	-0,02103	-0,000618	-0,000777	-0,03004	-0,000797	-0,000907
	5	max	0,003038	0,000152	0,001079	0,007003	0,000243	0,002214
	5	min	-0,003038	-0,000564	-0,001079	-0,007003	-0,000897	-0,002214
	8	max	0,02103	0,000339	0,000492	0,03004	0,000426	0,000578
	8	min	-0,02103	-0,001233	-0,000492	-0,03004	-0,00156	-0,000578
	9	max	0,002553	0,000139	0,001041	0,006071	0,000255	0,002217
	9	min	-0,002553	-0,000287	-0,001041	-0,006071	-0,000463	-0,002217
	12	max	0,02103	0,000288	0,000777	0,03004	0,000419	0,000907
	12	min	-0,02103	-0,000618	-0,000777	-0,03004	-0,000797	-0,000907

Références

Bibliographiques

Références

- [1] A. Peck, dynamique des sols, presse de l'école des nationales des ponts et Chaussées 1984
- [2] P.K. Robertson, C.E. (fear) wide, Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test, Canadian geotechnical J., 35:442-459, 1998
- [3] H. Bolton seed, IM Idriss, ground motions and soil liquefaction during Earthquakes Oakland (CA) : Earthquake Eng. Res. Institute Monograph, 1982.
- [4] M. Hadid, liquéfaction des sols, séminaire sur la sismologie et la dynamique des sols 10-12 mars 2001
- [5] James A. Schneider and Paul W. Mayne, Soil Liquefaction Response in Mid-America Evaluated by Seismic Piezocone Tests Mid-America Earthquake Center Report MAE-GT-3A Geosystems Program Civil & Environmental Engineering, Georgia Institute of Technology, Atlanta, GA 30332, October 1999
- [6] BRGM aménagement et risqué naturels , alea vulnérabilité et gestion de risque.
- [7] Port and harbor res. Institute, ministry of transport, Japan, Handbook on liquefaction remediation of reclaimed land , A.A. Balkema / Rotterdam/Brookfield/1997.
- [8] T. G. Sitharam*, L. GovindaRaju and A. Sridharan, Department of Civil Engineering, Indian Institute of Science, Bangalore 560 012, India, Dynamic properties and liquefaction potential of soils
- [9] Rapp-annuel-2006-Kadid-A-J-0501-04-01-2004(1) Analyse Sismique Tri Dimensionnelle des Structures en Béton Armé
- [10] Ali DAOUADJI1, Félix DARVE2, Abderrahim ZEGHLOUL1, Hussein ALGALI1 Sur la liquéfaction statique des sables lâches, 1 Université Paul Verlaine Metz, Laboratoire de Physique et Mécanique des Matériaux, UMR CNRS 7554
- [11] Zhou et al. / J Zhejiang Univ SCI 2005 6A(8):805-812 Department of Civil Engineering, Zhejiang University, Hangzhou 310027, China
- [12] T.H. Yould, liquefaction resistance of soils: summary report the 1996 and 1998 NCEER/NSF workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils, J. of Geotechnical. And geoenvironmental Eng., Vol.127, N°4, april 2001.

- [13] J.F.corté,liquefaction et essais de pénétration SPT ,bulletin de liaison du laboratoire des ponts et chaussées, 122, nov-déc., 1982.2759.
- [14] Abdelmalek. Bekkouche*, Souad. Benahchilif, Effet de la variabilité spatiale sur la liquéfaction des sols ,Département de Génie Civil, Faculté des Sciences de l'Ingénieur Université Abou Bakr Belkaid BP 813 13000 Tlemcen, Algérie
- [15] R.D.Adrus, K.H.Stokoe, liquefaction resistance of soils from shear-wave velocity, J.of geotechnical and geoenvironmental eng.vol.126 n°11,nov2000.
- [16] Fernando López-Caballero*Arézou Modaressi Farahmand-Razavi * Laboratoire MSS-Mat CNRS UMR 8579 ,Ecole Centrale Paris, Prise en compte des effets de la liquéfaction du sol sur la réponse d'une structure
- [17] KHALIL Louay, SADEK Marwan & SHAHROUR Isam, Influence de l'interaction sol-structure (ISS) sur la fréquence fondamentale des bâtiments Laboratoire de Mécanique de Lille (CNRS UMR 8107),Université des Sciences et Technologies de Lille (USTL),Polytech-Lille – 59 655 Villeneuve d'Ascq cedex
- [18] M. Oudjenea, M. Meghlatb, Y. Bouafiab Influence de la catégorie de site sur le comportement sismique des structures rigides ; application des règles parasismiques algériennes 99 (RPA 99) ; a Institut Supérieur d'Ingénierie de la Conception (GIP-InSIC) ; b Laboratoire de Modélisation Expérimentale et Numérique des Matériaux
- [19] Davidovici V.,La construction en zone sismique, Paris, Editions Le Moniteur 1999.
- [20]Règle parasismiques algériennes (RPA99/version 2003), Ministère de l'habitat Centre national de recherché appliqué en génie parasismique.
- [21] BUILDING SEISMIC SAFETY COUNCIL Washington, D.C. APPLIED technology council (atc-33 project) redwood city, California, federal emergency management agency Washington, d.c. October 1997washington, d.c.nehrp commentary on the guidelines for the seismic rehabilitation of buildings (FEMA publication 274)
- [22] FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY FEMA 356 / November 2000
- [23] Ronald L Mayes, Ph.D.Consulting Engineer, Berkeley, California Farzad Naeim, Ph.D., S.E.Vice President and Director of Research and Development, John A. Martin and Associates, Inc., Los Angeles, California Design of Structures with Seismic Isolation

- [24] Anil K. Chopra University of California at Berkeley, dynamics of structures theory and applications to Earthquake Engineering
- [25] FEMA 273 ,Seismic Rehabilitation Guidelines.
- [26] Vasant annasaheb matsagar and radhey shyam jangid, dept of civil engineering Indian institute of technology Bombay, powai ;viscoelastic damper connected to adjacent structures involving seismic isolation
- [27] Ramkrishna V. Darji¹ and S. P. Purohit² ,Design of Base Isolator for R.C.C. Building and Performance Evaluation
- [28] Trevor E Kelly, S.E.Holmes Consulting Group Ltd Revision 0: July 2001 DESIGN GUIDELINES
- [29] J.C. Ramallo¹, E.A. Johnson², and B.F. Spencer, Jr³ “SMART” BASE ISOLATION SYSTEMS, Submitted to the ASCE,Journal of Engineering Mechanics, 2000.
- [30] 2006 INTERNATIONAL BUILDING CODE®
- [31] 2000 IBC
- [32] Paul W Meisel Member VISCMA, Understanding the 2000 IBC Code (Architectural Components and Equipment Restraint)
- [33] KINETICS™ Guide to Understanding IBC Seismic for MEP, REQUIRED BASIC PROJECT INFORMATION
- [34] Othman Ben Mekki, Amortissement semi-actif des structures flexibles, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées,
- [35] Mémoire de magister, Ahmed arab, comportement des sables de “chlef, oued –rass et d’hostun rf, centre universitaire de chlef sous chargement monotone et cyclique Liquéfaction des sables
- [36] Mémoire de magister 2008, Bouhrour Asma, analyse du potentiel de la liquéfaction des sols granuleux sous sollicitation sismique
- [37] Mémoire de magister 2007, Agri Yasmina, l’effet de l’interaction sol –structures sur la réponse des structures
- [38] Comportement des sols interaction sol-structure ALAIN PECKER -1984-

- [39] Gérard Philipponnat, professeur au centre des hautes études de la construction ,fondations et ouvrages en terre
- [40] Lotfi Guizani, Ing., Ph.D. ALG Groupe Conseil Inc. Isolation sismique et technologies parasismiques pour les ponts au Québec : Mise au point
- [41] New Trends in Earthquake Engineering. Passive and Active Control
- [42] Fulin Zhou & Qiaoling Xian, Guangzhou University, Recent development on seismic isolation, energy dissipation, passive and semi-active control of structures in P. R. CHINA
- [43] Sajal Kanti Deb, Department of Civil Engineering, Indian Institute of Technology Guwahati, Guwahati 781 039, IndiSeismic base isolation – An overview
- [44] Lotfi Guizani, Ing., Ph.D. ALG Groupe Conseil Inc, Isolation sismique et technologies parasismiques pour les ponts au Québec : Mise au point
- [45] Jae-Seung Hwang¹, Kyung-Won Min², Sang-Hyun Lee³ and Hongjin Kim⁴ Probabilistic approach for active control of structures: Experimental verification
- [46] RF Kulak and RA Uras, Argonne National Laboratory, USA, Modelling the Behaviour of an Earthquake Base-Isolated Building
- [47] J. C. Ramallo¹; E. A. Johnson, A.M.ASCE²; and B. F. Spencer Jr., M.ASCE³, “Smart” Base Isolation Systems
- [48] Baris Erkus¹, Student Member, ASCE, and Erik A. Johnson ², Associate Member ASCE, SMART BASE ISOLATED BENCHMARK BUILDING PART III: A SAMPLE CONTROLLER FOR BILINEAR ISOLATION
- [49] F. Ftajirian, j.m, kellyand, I, D.aiken, w, veljovich; elastomeric bearings for three - dimensional seismic isolation
- [50] IanD, Aiken, Jamesm.kelly, and peter w.clark; experimental studies of the mechanical characteristic of the type of seismic isolation bearings
- [51] Emma BARSELLOTTI - Stage de Recherche du Master MASMA 2007-2008 Encadrants : Luc CHEVALIER, Pierre GILORMINI, Gilles REGNIER Implantation d’une loi de comportement viscoélastique non linéaire dans ABAQUS via une carte UMAT.

- [52] Dr. Sutton F. Stephens, S.E. submitted in partial fulfillment of the requirements for the degree MASTER of science, an overview of the technology and design of base isolated buildings in high seismic regions in the United States
- [53] 08.05.2008/SPS MAURER Seismic Isolation Systems with Lead Rubber Bearings (MLRB)
- [54] James M. Kelly and Shakhzod M. Takhirov, tension buckling in multilayer elastomeric isolation bearings, journal of mechanics of materials and structures
- [55] Nicholas D. Oliveto, Gabriela Ferraro June 26, 2009 Preliminary results from 3D large displacement FE modeling for the simulation of buckling and post-buckling behavior of elastomeric bearings.
- [56] C. RIBEIRO G. ALCURI I. BERECHET, 5e Congrès Français d'Acoustique Lausanne (Suisse), 2000, Caractérisation d'élastomères à haute fréquence
- [57] Sabine Cantournet, Rodrigue Desmorat, Modélisation thermodynamique du frottement interne et de l'hystérésis d'un élastomère
- [58] Eurocode 8, EN1998-1, Isolation en base des bâtiments.
- [59] Hsiang-Chuan Tsai, National Taiwan University of Science and Technology Taipei, Taiwan James M. Kelly, University of California, Berkeley, CA compression and bending stiffness of fiber-reinforced elastomeric bearings
- [60] Milan ZACEK Professeur des écoles d'architecture, conception parasismique des bâtiments
- [61] Ferraro Gabriela – Oliveto Giuseppe PRIN 2007 WORKSHOP 26 June 2009 Seismic retrofitting of buildings using isolation and/or energy dissipation techniques :Design, Modelling, Identification
- [62] Satish Nagarajaiah, 1 Member, ASCE, and Keith Ferrell, 2 Associate Member ASCE, stability of elastomeric seismic isolation bearings
- [63] Ian Buckle¹; Satish Nagarajaiah²; and Keith Ferrell³ Stability of Elastomeric Isolation Bearings: Experimental Study
- [64] John F. Stanton Charles W. Roeder Peter Mackenzie-Helnwein Christopher White Colin Kuester Brianne Craig department of civil and environmental engineering university of Washington, rotation limits for elastomeric bearings

- [65] Michael D. Symans, PhD Rensselaer Polytechnic Institute, seismic protective systems: seismic isolation
- [66] Juan C. De la Llera***, Carl Lüders, Patricio Leigh and Henry Sady, Analysis testing, and implementation of seismic isolation of buildings in Chile
- [67] M. FORNI, M. LA GROTTIERA, A. MARTELLI, verification and improvement of analytical modeling of seismic isolation bearings and isolated structures
- [68] Satish Nagarajaiah 1, Member ASCE and Sriram Narasimhan 2, Student Member asce, controllers for benchmark base isolated building with linear and friction isolation system
- [69] Maure shone, MAURER Elastomeric Bearings, technical information and dimensions
- [70] Juan C. Ramallo, Erik A. Johnson, B.F. Spencer, Jr., and M.K. Sain Dept. of Civil Engineering and Geo. Sci., and 2 Dept. of Electrical Engineering SEMIACTIVE BUILDING BASE ISOLATION
- [71] Hyun-Moo Koh, Wonsuk Park, Seongyong Ok, progress of application and r&d for seismic isolation and passive energy dissipation for civil and industrial structures in korea
- [72] M Usman¹, S H Sung¹, D D Jang¹, H J Jung¹ and J H Koo², Numerical Investigation of Smart Base Isolation System Employing MR Elastomer M
- [73] Alberto Mandara Second University of Naples – Italy, Innovative materials and technologies for existing and new buildings in seismic areas, Urban Habitat Constructions under Catastrophic Events earthquake resistance
- [74] E C Carvalho, Chairman TC250/SC8 ,Eurocode 8 Base Isolation (for buildings)
- [75] Michael D. Symans, PhD, seismic protective systems passive energy dissipation
- [76] ANDRE, Structural Bearings for Seismic, Vibration and Acoustic Isolation