

Sommaire

Dédicace

Remerciement

Résumé

Abstract

المخلص

Introduction générale.....	1
1. INTERACTION SOL – STRUCTURE.....	3
1.1. Introduction.....	3
1.1.1. Interaction cinématique	3
1.1.2. Interaction inertielle.....	3
1.2. Les différentes méthodes pour la prise en compte l'ISS.....	5
1.2.1. Méthode directe.....	5
1.2.1.1. Méthode a déconvolution du mouvement sismique	6
1.2.1.2. Analyse de réduction de domaine.....	7
1.2.1.3. Frontières absorbantes	8
1.2.2. Méthode de sous-structures	9
1.2.2.1. Méthode de frontière.....	9
1.2.2.2. Méthodes de volume	11
1.2.3. Méthodes hybrides.....	11
1.3. Modélisation du comportement du sol par éléments ressort	12
1.3.1. Formule des raideurs selon NEWMARK-RESNBLUEH.....	13
1.4. Fonctions d'impédance	14
1.5. Classification des sites selon le RPA 99 (ver 2003).....	15
1.6. Prise en compte de la non linéarité matérielle de la structure.....	16
1.6.1. Analyse statique non-linéaire.....	16
1.6.2. Analyse dynamique non linéaire	16
1.7. Conclusion	17
2. Concept de Macro-élément.....	19
2.1. Généralité	19
2.2. Les mécanismes prises en compte dans le Macro-élément.....	19
2.3. Les modèles de Macro-élément	20
2.3.1. Macroélément de Nova & Montrasio	20
2.3.1.1. Critère de rupture et Surface de charge.....	21
2.3.1.2. Loi d'écoulement	22

2.3.2.	Macro-éléments de Gottardi et de Cassidy et Martin1999	22
2.3.2.1.	Critère de rupture et surface de charge	23
2.3.3.	Macroélément de Crémer	23
2.3.3.1.	Critère de rupture et surface de charge	24
2.3.3.2.	Loi d'écoulement	25
2.3.4.	Macroélément de Chatzigogos	25
2.3.5.	Le macroélément de Grange	25
2.3.5.1.	Mécanisme de plasticité	26
2.3.5.1.1.	Comportement élastique	26
2.3.5.1.2.	Critère de rupture	27
2.3.5.1.3.	Surface de charge	27
2.3.5.1.4.	Variables d'écrouissages	28
2.3.5.1.5.	Loi d'écoulement	28
2.3.5.2.	Mécanisme de décollement	28
2.3.5.2.1.	Critère de rupture	28
2.3.5.2.2.	Surface de charge	28
2.3.6.	Macroélément de Youcef & all 2016	28
2.3.6.1.	Glissement	29
2.3.6.1.1.	Surface de charge	29
2.3.6.1.2.	Loi d'écrouissage cinématique	29
2.3.6.1.3.	Surface de charge avec les variables d'écrouissage	29
2.3.6.2.	Poinçonnement	29
2.3.6.2.1.	Surface de charge	29
2.3.6.2.2.	Règle d'écrouissage isotrope	29
2.3.6.2.3.	Surface de charge avec les variables d'écrouissage	30
2.3.6.3.	Décollement	30
2.3.6.3.1.	Surface de charge	30
2.3.6.3.2.	Loi d'écrouissage cinématique	30
2.3.6.3.3.	Surface de charge avec les variables d'écrouissage	30
2.4.	Conclusion	31
3.	Modélisation élémentaire	33
3.1.	Introduction	33
3.2.	Le modèle de Takeda	33
3.3.	Validation du modèle	34

3.4.	Accélérogrammes utilisés dans l'étude.....	36
3.5.	Caractéristiques des matériaux utilisés dans la présente étude (Sol & Béton)	37
3.6.	Description du poteau.....	37
3.7.	Modèles utilisés.....	38
3.7.1.	Modèle en Eléments finis 3D.....	38
3.7.2.	Modèle de Macro-élément.....	39
3.8.	Analyse linéaire	39
3.8.1.	Résultats de l'analyse modale	39
3.8.1.1.	Model Élément finie 3D.....	39
3.8.1.2.	Model de Macro-élément	40
3.8.2.	Résultats de l'analyse transitoire	42
3.8.2.1.	Accélérogramme de boumerdés	42
3.8.2.1.1.	Modèle Eléments Finis 3D.....	42
3.8.2.1.2.	Modèle de Macro-élément	43
3.8.2.2.	Accélérogramme de Kocaeli	43
3.8.2.2.1.	Modèle Eléments Finis 3D.....	43
3.8.2.2.2.	Modèle de Macro-élément	44
3.9.	Analyse non linéaire	45
3.9.1.	Comparaison en termes de Courbe de capacité (Force – Déplacements).....	45
3.9.1.1.	Chargement statique monotone	45
3.9.1.1.1.	Modèle Eléments Finis 3D.....	45
3.9.1.1.2.	Model de Macro-élément :	46
3.9.2.	Résultats de l'analyse transitoire	47
3.9.2.1.	Accélérogramme de boumerdés.....	47
3.9.2.1.1.	Modèle Eléments Finis	47
3.9.2.1.2.	Modèle de Macro-élément	48
3.9.2.2.	Accélérogramme de Kocaeli	49
3.9.2.2.1.	Modèle Eléments Finis 3D.....	49
3.9.2.2.2.	Modèle de Macro-élément	50
3.9.2.3.	Courbe de capacité (force- déplacement).....	51
3.9.2.3.1.	Accélérogramme de Boumerdés.....	51
3.9.2.3.1.1.	Modèle Eléments Finis 3D.....	51
3.9.2.3.1.2.	Modèle de macroélément :	53
3.9.2.3.2.	Accélérogramme de Kocaeli.....	54

3.9.2.3.2.1.	Modèle Eléments Finis 3D.....	54
3.9.2.3.2.2.	Modèle de Macro-élément	55
3.9.2.4.	Superposition des courbes de capacités Analyse Transitoire Vs. PushOver	56
3.9.2.4.1.	Accélérogramme de Boumerdés.....	56
3.9.2.4.1.1.	Modèle Eléments Finis	56
3.9.2.4.1.2.	Model de Macro-élément	58
3.9.2.4.2.	Accélérogramme de Kocaeli.....	60
3.9.2.4.2.1.	Modèle Eléments Finis 3D.....	60
3.9.2.4.2.2.	Model de Macro-élément	62
3.10.	Conclusion	64
4.	Modélisation Structurelle.....	65
4.1.	Introduction.....	65
4.2.	Calcul des raideurs.....	65
4.3.	Description de la structure étudiée (R+5)	65
4.4.	Analyse linéaire	66
4.4.1.	Résultats de l'analyse modale	66
4.4.1.1.	Élément finie 3D	66
4.4.1.2.	Model Macro-élément.....	67
4.4.2.	Résultats de l'analyse transitoire	68
4.4.2.1.	Accélérogramme de boumerdés	68
4.4.2.1.1.	Modèle Eléments Finis 3 D	68
4.4.2.1.2.	Modèle de Macro-élément	69
4.4.2.2.	Accélérogramme de Kocaeli	70
4.4.2.2.1.	Modèle Eléments Finis 3D.....	70
4.4.2.2.2.	Modèle de Macro-élément	70
4.5.	Analyse Non linière.....	72
4.5.1.	Comparaison en termes de Courbe de capacité (Force – Déplacements).....	72
4.5.1.1.	Chargement statique monotone	72
4.5.1.1.1.	Modèle Eléments Finis 3D.....	72
4.5.1.1.2.	Model de Macro-élément	73
4.5.2.	Résultats de l'analyse transitoire	73
4.5.2.1.	Accélérogramme de boumerdés	73
4.5.2.1.1.	Modèle Eléments Finis 3D.....	73
4.5.2.1.2.	Modèle de Macro-élément	74

4.5.2.2.	Accélérogramme de Kocaeli	75
4.5.2.2.1.	Modèle Eléments Finis 3D	75
4.5.2.2.2.	Modèle de Macro-élément	76
4.5.2.3.	Courbe de capacité (force- déplacement).....	77
4.5.2.3.1.	Accélérogramme de Boumerdés.....	77
4.5.2.3.1.1.	Modèle Eléments Finis 3D.....	77
4.5.2.3.1.2.	Model de Macro-élément	78
4.5.2.3.2.	Accélérogramme de Kocaeli.....	80
4.5.2.3.2.1.	Modèle Eléments Finis 3D.....	80
4.5.2.3.2.2.	Model de Macro-élément	81
4.6.	Conclusion	82
Conclusion générale		83

BIBLIOGRAPHIE

Liste des figures

Figure 1.1 : schématisation de l'interaction sol-structure [ZHANG, X.2011].....	4
Figure 1.2 : Sans ISS, bâtiment raide et sol de très bonne résistance mécanique [BUCHI,]	4
Figure 1.3 : Avec ISS, bâtiment raide et sol de faible ou moyenne résistance mécanique	5
Figure1.4 : Modélisation de l'ISS par la méthode globale [SEGHIR A., 2011].....	7
Figure1.5 : Méthode de réduction de domaine [Seghir A., 2011].....	8
Figure 1.6 : Frontière absorbante de type Lysmer Tirée de Jeremic et al. (2009) [BERTRAND G., 2013].....	9
Figure 1.7 : Méthode de frontière [Pecker, A. 1984].	10
Figure 1.8: Théorème de superposition de KAUSEL [Pecker, A. 1984].	10
Figure1.9 : méthode de volume [Pecker, A. 1984].	11
Figure 1.10: méthode hybride [Grange S., 2008].....	12
Figure1.11 : Modèle tenant en compte l'ISS [TAMAHOULT, M et BRANCI .2009].	12
Figure 1.12 : détermination des paramètres de la fondation B_x , B_z , $B\Phi$	14
[Davidocivi .V & all, 2015].	14
Figure 1.13: Termes d'impédance (raideur et amortissement) pour une fondation superficielle circulaire selon Pecker [Pecker A., 2010].	15
Figure 2.1 : phénomène de décollement et de soulèvement [Grange .S, 2008].	20
Figure 2.2 : Critère de rupture et quelques surfaces de charges pour le modèle de Nova.	22
Figure 2.3 : Critère de rupture et quelques surfaces de charges pour le critère élaboré par Cassidy - Martin – Gottardi. [Grange, 2008]	23
Figure 2.4. : Evolution de la surface de charge à l'intérieur du critère de rupture pour le modèle de Crémer [Grange.S, 2008].....	25
Figure 2.5 : semelle soumise à des efforts dans son repère local [Youcef &all ,2016].	29
Figure 3.1 : Modèle de Takeda.....	34
Figure 3.2 : poteau testé expérimentalement [junijie W.&al,2014]	34
Figure 3.3 : comparaison des Courbes de capacité : Force - Déplacement.....	35
Figure 3.4 : Accélérogramme de Boumerdes.....	36
Figure 3.5 : Accélérogramme de Kocaeli.....	36
Figure 3.6 : Moments courbures	38
Figure 3.7 : Modèle en éléments finis sol-structure.....	38
Figure 3.8 : Evaluation des périodes fondamentales pour différent sites,.....	40
Poteau (Model EF3D).	40
Figure 3.9 : évaluation des périodes fondamentales pour différent sites,	41
Poteau (Model Macro-élément).	41
Figure 3.10 : Déplacement au sommet du poteau, séisme boumerdés (EF3D)	42
Figure 3.11 : Déplacement au sommet du poteau séisme boumerdés.....	43
(Macro-élément).	43
Figure 3.12 : Déplacement au sommet du poteau séisme Kocaeli (EF3D).....	44
Figure 3.13 : Déplacement au sommet du poteau, séisme Kocaeli (Macro-élément).....	45
Figure 3.14 : Effort-déplacements pour différent sites avec l'encastrement (Modèle EF3D):.....	46

Figure 3.15 : Effort-déplacements pour différent sites avec l'encastrement (Modèle de Macro-élément):.....	47
Figure 3.16 : Déplacement au sommet du poteau, séisme boumerdés (EF3D).....	48
Figure 3.17 : Déplacement au sommet du poteau, séisme boumerdés (Macro-élément).....	49
Figure 3.18 : Déplacement au sommet du poteau, séisme Kocaeli (EF 3D).....	50
Figure 3.19 : Déplacement au sommet du poteau, séisme Kocaeli (Macro-élément).....	51
Figure 3.20 : Force-déplacement Eléments Finis 3D (S1).....	51
Figure 3.21 : Force-déplacement Eléments Finis 3D (S2).....	51
Figure 3.22 : Force-déplacement Eléments Finis 3D (S3).....	52
Figure 3.23 : Force-déplacement Eléments Finis 3D (S4).....	52
Figure 3.24 : Force-déplacement encastrement boumerdés.....	52
Figure 3.25 : Force-déplacement Macro-élément (S1).....	53
Figure 3.26 : Force-déplacement Macro-élément (S2).....	53
Figure 3.27 : Force-déplacement Macro-élément (S3).....	53
Figure 3.28 : Force-déplacement Macro-élément (S4).....	53
Figure 3.29 : Force-déplacement Modèle Eléments Finis (S1).....	54
Figure 3.30 : Force-déplacement Modèle Eléments Finis (S2).....	54
Figure 3.31 : Force-déplacement Modèle Eléments Finis (S3).....	54
Figure 3.32: Force-déplacement Modèle Eléments Finis (S4).....	54
Figure 3.33 : Force-déplacement encastrement.....	55
Figure 3.34 : Force-déplacement Modèle de Macro-élément (S1).....	55
Figure 3.35: Force-déplacement Modèle de Macro-élément (S2).....	55
Figure 3.37 : Force-déplacement Modèle de Macro-élément (S4).....	56
Figure 3.38 : Transitoire Vs. PushOver pour le Modèle Eléments Finis3D (S1).	56
Figure 3.39 : Transitoire Vs. PushOver pour le Modèle Eléments Finis3D (S3).	57
Figure 3.40 : Transitoire Vs. Push-Over pour le Modèle Eléments Finis3D (S1).	58
Figure 3.41 : Transitoire Vs. Push-Over pour le Modèle de Macro-élément (S1).....	58
Figure 3.42 : Transitoire Vs. Push-Over pour le Modèle de Macro-élément (S2).....	59
Figure 3.43 : Transitoire Vs. Push-Over pour le Modèle de Macro-élément (S3).....	59
Figure 3.44 : Transitoire Vs. Push-Over pour le Modèle de Macro-élément (S4).....	60
Figure 3.45 : Transitoire Vs. PushOver pour le Modèle Eléments Finis3D (S1).	60
Figure 3.46 : Transitoire Vs. PushOver pour le Modèle Eléments Finis3D (S2).	61
Figure 3.47 : Transitoire Vs. PushOver pour le Modèle Eléments Finis3D (S3).	61
Figure 3.48 : Transitoire Vs. PushOver pour le Modèle Eléments Finis3D (S4).	62
Figure 3.49 : Transitoire Vs. Push-Over pour le Modèle de Macro-élément (S1).....	62
Figure 3.50 : Transitoire Vs. Push-Over pour le Modèle de Macro-élément (S2).....	63
Figure 3.51 : Transitoire Vs. Push-Over pour le Modèle de Macro-élément (S3).....	63
Figure 3.52 : Transitoire Vs. Push-Over pour le Modèle de Macro-élément (S4).....	64
Figure 4.1 : structure (R+5).....	65
Figure 4.2 : évaluation des périodes fondamentales pour différent sites, Structure (Model Élément finie).....	67
Figure 4.3 : évaluation des périodes fondamentales pour différent sites, Structure (Model Macro-élément).	68

Figure 4.4 : Déplacement au sommet de la structure séisme boumerdés.....	69
(Eléments Finis).	69
Figure 4.5 : Déplacement au sommet du poteau séisme boumerdés.....	69
(Macro-élément).	69
Figure 4.6 : Déplacement au sommet de la structure, séisme Kocaeli	70
(Eléments Finis).	70
Figure 4.7 : Déplacement au sommet de la structure, séisme Kocaeli (Macro-élément).....	71
Figure 4.8 : Effort-déplacements pour différent sites.....	72
(Modèle Eléments Finis):	72
Figure 4.9 : Effort-déplacements pour différent sites avec l'encastrement	73
(Modèle de Macro-élément).	73
Figure 4.10 : Déplacement au sommet de la structure, séisme boumerdés.....	74
(Eléments Finis).	74
Figure 4.11 : Déplacement au sommet de la structure, séisme boumerdés (Macro-élément)..	75
Figure 4.12 : Déplacement au sommet de la structure, séisme Kocaeli	76
(Eléments Finis).	76
Figure 4.13 : Déplacement au sommet de la structure, séisme Kocaeli (Macro-élément).....	77
Figure 4.14 : Force-déplacement Modèle Eléments Finis 3D (S1).....	77
Figure 4.15 : Force-déplacement Modèle Eléments Finis 3D (S2).....	77
Figure 4.16 : Force-déplacement Modèle Eléments Finis 3D (S3).....	78
Figure 4.17 : Force-déplacement Modèle Eléments Finis 3D (S4).....	78
Figure 4.18 : Force-déplacement Modèle de Macro-élément (S1)	78
Figure 4.19 : Force-déplacement Modèle de Macro-élément (S2)	78
Figure 4.20 : Force-déplacement Modèle de Macro-élément (S3)	79
Figure 4.21: Force-déplacement Modèle de Macro-élément (S4)	79
Figure 4.22 : Force-déplacement encastrement boumerdés.....	79
Figure 4.23 : Force-déplacement Modèle Eléments Finis 3D (S1).....	80
Figure 4.24 : Force-déplacement Modèle Eléments Finis 3D (S2).....	80
Figure 4.25 : Force-déplacement Modèle Eléments Finis 3D (S3).....	80
Figure 4.26 : Force-déplacement Modèle Eléments Finis 3D (S4).....	80
Figure 4.27 : Force-déplacement Modèle de Macro-élément (S1)	81
Figure 4.28 : Force-déplacement Modèle de Macro-élément (S2)	81
Figure 4.29 : Force-déplacement Modèle de Macro-élément (S3)	81
Figure 4.30: Force-déplacement Modèle de Macro-élément (S4)	81
Figure 4.31 : Force-déplacement encastrement Kocaeli	82

Liste des tableaux

Tableau 1.1 : les formules des raideurs selon (NEWMARK- RENBLUET).	13
Tableau 1.2 : caractéristiques des différentes catégories de site [RPA 99 (ver 2003)].	13
Tableau 1.3 : Classification des sites [RPA, 2003].	16
Tableau 2.1 : facteur de portance	27
Tableau 2.2 – Récapitulatif des travaux principaux sur le Macro-élément.	31
Tableau 3.1 : Détails des éprouvettes rectangulaires [junjie W. & al, 2014].	35
Tableau 3.2 : propriétés des matériaux [junjie W. & al, 2014].	35
Tableau 3.3 : les différentes propriétés des sites.	37
Tableau 3.4 : les raideurs des différents sites.	39
Tableau 3.5 : capacité portante pour des différents sites.	39
Tableau 3.6 : Périodes et fréquences avec et sans ISS, poteau (Model EF3D).	39
Tableau 3.7 : Comparaison des résultats pour la 1ère période entre les différents sites, poteau.....	40
Tableau 3.8 : Périodes et fréquences avec et sans ISS, poteau (Macro-élément).....	40
Tableau 3.9 : Comparaison des résultats pour la 1ère période entre les différents sites,	41
Tableau 3.10 : Déplacement maximum au sommet du poteau séisme boumerdés (EF3D).	42
Tableau 3.11 Déplacements maximum au sommet du poteau séisme boumerdés (Macro-élément) ...	43
Tableau 3.12 : Déplacement maximum au sommet du poteau séisme Kocaeli (EF 3D).	43
Tableau 3.14 : Déplacement maximum au sommet du poteau séisme Kocaeli.....	44
(Macro-élément).....	44
Tableau 3.15 : comparaison des rigidités des différent sites par rapport l’encastrement.....	46
(Modèle EF3D).....	46
Tableau 3.16 : comparaison des rigidités des différent sites par rapport l’encastrement.....	47
(EF3D).....	47
Tableau 3.17 : Déplacement maximum au sommet du poteau séisme boumerdés	47
(EF3D).....	47
Tableau 3.18 : Déplacement maximum au sommet du poteau séisme boumerdés	48
(Macro-élément).....	48
Tableau 3.19 : Déplacement maximum au sommet du poteau séisme Kocaeli.....	49
(EF3D).....	49
Tableau 3.20 : Déplacement maximum au sommet du poteau séisme Kocaeli.....	50
(Macro-élément).....	50
Tableau 4.1. : Les raideurs des différents sites.....	65
Tableau 4.2. : Périodes et fréquences avec et sans ISS, structure (Modèle EF3D)	66
Tableau 4.3 : Comparaison des résultats pour la 1ère période entre les différents sites,	66
Tableau 4.4 : Périodes et fréquences avec et sans ISS, structure (Model Macro-élément).....	67
Tableau 4.5 : Comparaison des résultats pour la 1ère période entre les différents sites,	67
Tableau 4.6 : Déplacement maximum au sommet de la structure, séisme boumerdés	68
Tableau 4.7 : Déplacement maximum au sommet de la structure, séisme boumerdés	69
(Macro-élément).....	69
Tableau 4.8 : Déplacement maximum au sommet de la structure séisme Kocaeli.....	70
(Eléments Finis).	70
Tableau 4.9 : Déplacement maximum au sommet de la structure, séisme Kocaeli.....	70
(Eléments Finis).	70
Tableau 4.10 : comparaison des rigidités des différent sites par rapport l’encastrement.....	72



(Modèle Eléments Finis).	72
Tableau 4.11 : comparaison des rigidités des différent sites par rapport l'encastrement.....	73
(Modèle <i>de</i> Macro-élément).	73
Tableau 4.12 : Déplacement maximum au sommet du poteau séisme boumerdes	73
Tableau 4.13 : Déplacement maximum au sommet de la structure, séisme boumerdes	74
Tableau 4.14 : Déplacement maximum au sommet de la structure, séisme Kocaeli.....	75
(Eléments Finis).	75

Introduction générale

Les séismes ou les tremblements de terre sont des phénomènes naturels qui entraînent des mouvements de vibration du sol. Ils sont le résultat d'une fracturation de roches qui se produit après une grande accumulation d'énergie qui se libère en créant des failles au moment où le seuil de rupture des roches est atteint. A l'heure actuelle, il n'existe, malheureusement, aucun moyen fiable de prévoir le lieu et le moment et avec quelle puissance se produira un séisme. Généralement les séismes sont classés parmi les phénomènes les plus meurtriers. Ne citant, comme exemple, que le séisme d'EL Asnam, en 1980 qui a provoqué 3500 morts [Pecker A., 1984], sans compter les dégâts matérielles occasionnés.

Aujourd'hui, dans un monde en pleine croissance démographique, le risque d'avoir des dommages importants lors de séisme au niveau des structures et donc d'avoir un nombre significatif de victimes est de plus en plus important. Dans ce contexte, pour diminuer ce risque, le rôle de l'ingénieur civil est de trouver des nouvelles méthodes et techniques pour améliorer la résistance des constructions face aux séismes. Un des aspects importants est celui lié à la maîtrise du comportement des structures sous sollicitation sismique et principalement les conditions aux limites afin d'adopter le model numérique adéquat. Les sollicitations sismiques sont transmises par le sol. Le fonctionnement du système Sol-Structure doit être maîtrisé lors du processus de modélisation. Une interaction mutuelle se produit lors d'un séisme (Effet du sol sur le comportement des structures, et l'influence de la structure sur la réponse du sol). Ce phénomène est appelé interaction sol-structure ISS.

Les effets de l'ISS sur la réponse sismique n'ont été pris en considération qu'après le tremblement de terre de 1971 à San Fernando et au début de la construction nucléaire en Californie [Pecker, A.1984]. Le phénomène d'interaction Sol-Structure est aujourd'hui pris en considération dans la plupart des codes de conceptions parasismique. Le code américain FEMA 450, l'ATC-3 propose une simple formule pour l'estimation de la période fondamentale et du coefficient d'amortissement des structures fondées sur un demi-espace homogène. L'EC8 préconise une démarche similaire. Par contre, ce phénomène n'est pas encore intégré dans notre règlement parasismique algérien (RPA).

Il existe plusieurs méthodes pour prendre en compte ce phénomène on distingue la méthode globale, sous structure et hybride. L'interaction sol-structure est fréquemment modélisée par une structure fondée en surface sur un sol homogène (solide élastique) et horizontal dont les propriétés mécaniques sont connues et constantes au cours d'un séisme. Les mouvements sismiques qui sollicitent la structure sont des ondes de volume qui se propagent verticalement à partir d'un substratum horizontal. Or, le sol est hétérogène et ses caractéristiques dynamiques varient au cours d'un séisme. Les ondes de surfaces peuvent affecte aussi les fondations de la structures. Du fait de toutes ces constatations, la prise en compte de l'ISS reste donc un calcul approximatif et l'exploitation des résultats nécessite donc une certaine prudence. Une modélisation simplifiée avec encastrement de la structures à la base doit être évitée si de grande déformation du sol son prévisibles. Cela est par exemple le cas de bâtiments très rigides fondés sur un sol de résistance mécanique moyenne, les déformations les plus importantes pouvant alors se produire dans le sol plutôt que dans la structure.

L'objectif de notre travail est de comparer les différentes méthodes de modélisation de l'interaction Sol-Structure dans le but de connaître les avantages de chacune concernant le temps de calcul, l'efficacité et la simplicité.

Ce mémoire comporte quatre chapitres, précédés par une introduction générale et suivis d'une conclusion générale.

Le premier chapitre est dédié à la compréhension du phénomène d'interaction sol-structure et les différentes méthodes utilisées pour la prise en compte de l'ISS.

Le second chapitre est consacré à une étude bibliographique de la modélisation de l'ISS par macroélément. Quelques types de macroélément sont plus au moins détaillés.

Le troisième chapitre présente une modélisation de l'ISS et son influence sur la période fondamentale et la réponse d'un poteau dans le domaine linéaire et non linéaire.

Le quatrième chapitre comprend la même étude que le chapitre précédant sauf qu'on a effectué l'analyse sur une structure en béton armé de six niveaux (RDC+5).

Chapitre 1 : interaction sol-structure

1. INTERACTION SOL – STRUCTURE

1.1. Introduction

Sous l'effet d'un chargement dynamique, le sol et la superstructure interagissent mutuellement. La vibration de la superstructure entraîne des forces sur la fondation qui sont transmises au sol modifiant sa réponse. Le phénomène de la modification de la réponse du sol (de la structure) par la présence de la structure (le sol) s'appelle interaction sol-structure. Dans ce chapitre, on va présenter les différents types de l'interaction sol structure et les méthodes existantes pour la prise en compte ce phénomène.

Dans le domaine de génie parasismique l'objectif fondamental des analyses d'interaction sol-structure est de déterminer l'influence réciproque du sol et de la structure sur leur comportement mécanique l'or d'un séisme. Si on considère deux structures identiques implantées dans deux massifs différents, l'un souple et l'autre rocheux, les deux structures se comportent de manière différente lors d'un chargement sismique tel que la structure encastrée dans un rocher ne présente aucune influence sur le comportement du sol en champ libre grâce à sa rigidité élevée qui rassemble à celle-ci de l'ensemble sol-structure par contre que la structure qui repose sur un massif de sol souple, la rigidité et les fréquences propres sont moins importantes qui engendrent un déplacement plus amplifié. Dans ce cas on distingue deux types d'interaction.

1.1.1. Interaction cinématique

Se traduit par la différence entre le mouvement sismique en champ libre et celui dans un champ où les caractéristiques du sol sont changées par l'excavation et l'inclusion de la fondation. Cette différence de mouvement est due à la différence de rigidité entre le sol et la fondation.

1.1.2. Interaction inertielle

L'inclusion de la structure engendre des efforts d'inertie supplémentaires à la base de la structure et donc dans le sol ce qui modifie une autre fois le champ de déplacement.

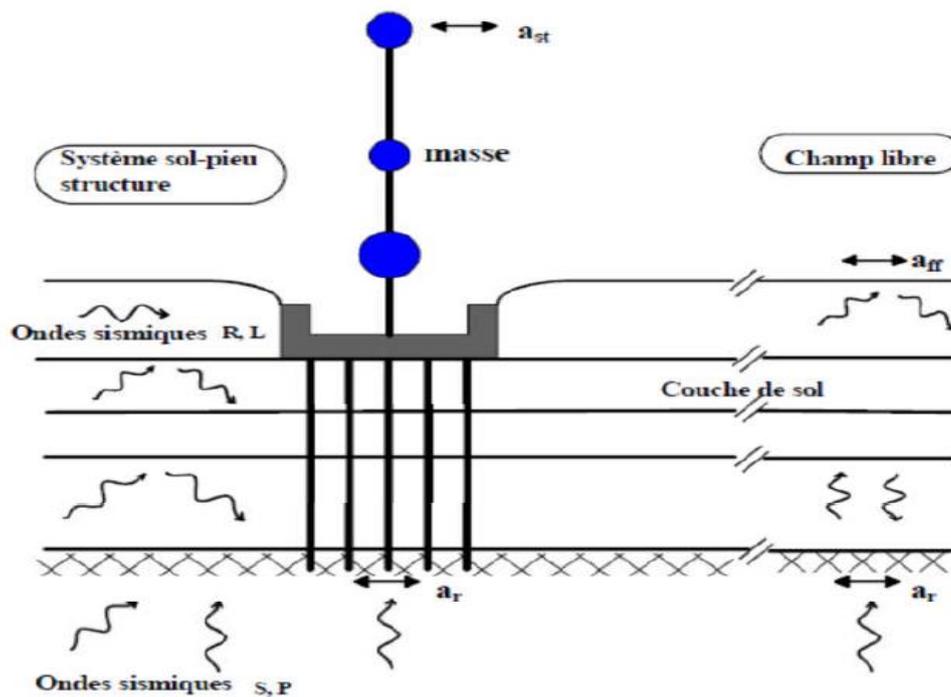


Figure 1.1 : schématisation de l'interaction sol-structure [ZHANG, X.2011].

Dans le cas d'un bâtiment rigide sur un sol rocheux, les déformations du sol au droit du bâtiment sont négligeables devant les déformations du bâtiment dues à l'action sismique (Figure 1.2).

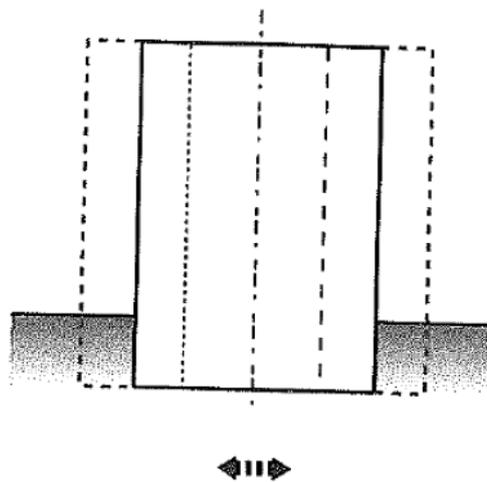


Figure 1.2 : Sans ISS, bâtiment raide et sol de très bonne résistance mécanique [BUCHI, E.2013].

Par contre, dans le cas de bâtiments massifs sur des sols moyennement ou faiblement raides, les effets de l'ISS ne sont pas négligeables et modifient de façon considérable la réponse de la structure à une action sismique (Figure 1.3).

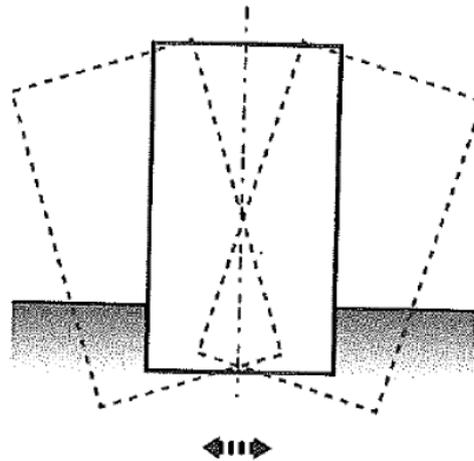


Figure 1.3 : Avec ISS, bâtiment raide et sol de faible ou moyenne résistance mécanique
[BUCHI, E.2013].

1.2. Les différentes méthodes pour la prise en compte l'ISS

Différentes méthodes existent pour prendre en compte l'interaction sol-structure parmi les quelles, nous distinguons les méthodes globales, qui résolvent, comme leur nom indique, le problème globale et celles qui s'appuient sur une décomposition du système en sous-système. Ces dernières méthodes sont désignées sous le nom méthode de sous structure. Il existe aussi les méthodes hybrides qui consistent à utiliser une combinaison des deux autres méthodes. Dans ce qui se suit, nous allons présenter un petit rappel des différentes méthodes.

1.2.1. Méthode directe

La méthode directe ou globale traite le problème de l'ISS dans sa globalité. Elle consiste à résoudre l'équation de la dynamique régissant le comportement du système (sol + fondation + structure).

$$\mathbf{M} \ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{C} \dot{\mathbf{u}} + \mathbf{K} \mathbf{u} = -\mathbf{M} \mathbf{I} \ddot{\mathbf{u}}_g \quad (1.1)$$

Où \mathbf{u} : représente le vecteur des déplacements relatifs du système par rapport à l'assise.

$\ddot{\mathbf{u}}$ et $\dot{\mathbf{u}}$: L'accélération et la vitesse

\mathbf{I} : un vecteur unitaire qui donne la direction de la sollicitation sismique $\ddot{\mathbf{u}}_g$.

$[\mathbf{M}, \mathbf{C}, \mathbf{K}]$: représente respectivement les matrices de masse, d'amortissement et de raideur du système.

La résolution de ce système est complexe utilise. On a recours aux algorithmes classiques de la méthode des éléments finies pour résoudre le problème dans l'espace et dans le temps (méthode de Newton Raphson et l'algorithme d'intégration temporelle de Newmark).

L'un des inconvénient est que cette résolution nécessite une bonne connaissance des lois de comportement des matériaux et des frontières entre les différentes parties du système, par exemple des lois de contacts entre la fondation et le sol doivent être prises en compte pour bien reproduire les différentes non linéarité géométriques ou matérielles (par exemple les problèmes de décollement d'une fondation superficielle qui constituent une non linéarité géométrique) [Grange S.,2008].

La seconde difficulté est la différence de dimension qui existe entre la structure et le massif de sol qui supporte les fondations. Ainsi, la prise en compte l'effet de l'ISS nécessite une densité de maillage importante ce qui engendre un temps de calcul très important, aussi il est difficile de définir précisément la frontière de ce massif de sol. Parmi les avantages des méthodes globales est la prise en compte des hétérogénéités matérielles du sol et de la structure et les lois de comportements bien adapté pour la prise en compte des différentes non linéarité dans le sol ou à l'interface sol fondation du système [Zhang X., 2006]. La résolution par l'approche directe peut se faire par différentes méthodes.

1.2.1.1. Méthode a déconvolution du mouvement sismique

La résolution du problème d'Interaction Sol Structure par cette méthode passe par deux étapes telles que schématisées sur la figure (1.4).

- En première étape le mouvement sismique de dimensionnement est connu et donné à la surface du sol, ce qui permet d'obtenir l'accélération à la base du modèle numérique en champ libre. Cette base est choisie à une profondeur suffisante pour que la présence de la structure en surface n'affecte pas le mouvement à la base. Cette étape est connue sous le nom de déconvolution du mouvement sismique qui se ramène au problème de résolution de la propagation d'onde dans le sol.
- Ensuite le mouvement déconvolué est imposé uniformément à la base du système sol structure. Enfin, le système d'équation (1.1) de mouvements obtenu est résolu pour obtenir la réponse dynamique.

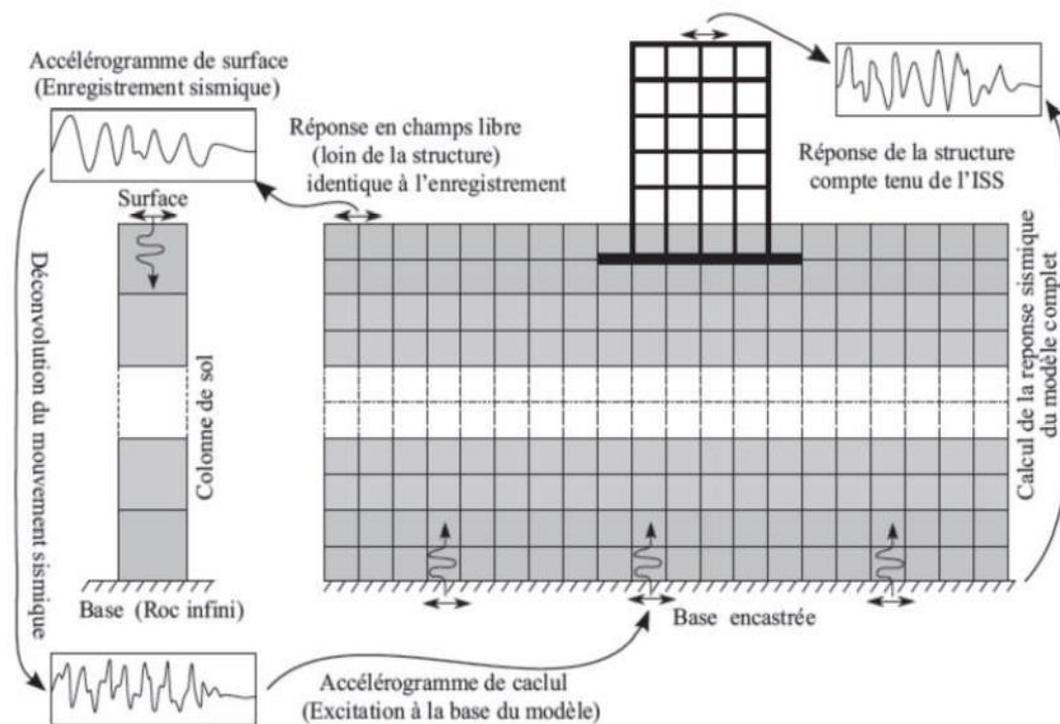


Figure1.4 : Modélisation de l'ISS par la méthode globale [SEGHIR A., 2011].

1.2.1.2. Analyse de réduction de domaine

La méthode de réduction de domaine a été développée par Bielak et al (Bielak et al.2003, Yoshinura et all 2003, Zhang et al, 2003, presig et jermic.2005). Cette méthode dynamique réduit le domaine du sol de grand dimension a un domaine plus petit ce qui permet de gagner du temps du calcul. Le principe de la méthode consiste à ramener les forces agissant sur le système globale sol-structure a une surface continue entourant la structure et une petit partie de sol, cette méthode représente une variant de la méthode globale, le domaine complet est divisé en deux partie :

Une première partie proche constituée de la structure et d'une partie du sol avoisinant, de dimensions suffisamment grandes. La deuxième partie désigne le reste du domaine, et considéré assez éloigné pour être assimilé au milieu extérieur il peut alors être tronqué. La frontière fictive entre les deux parties est désignée par un contour [Seghir A., 2011].

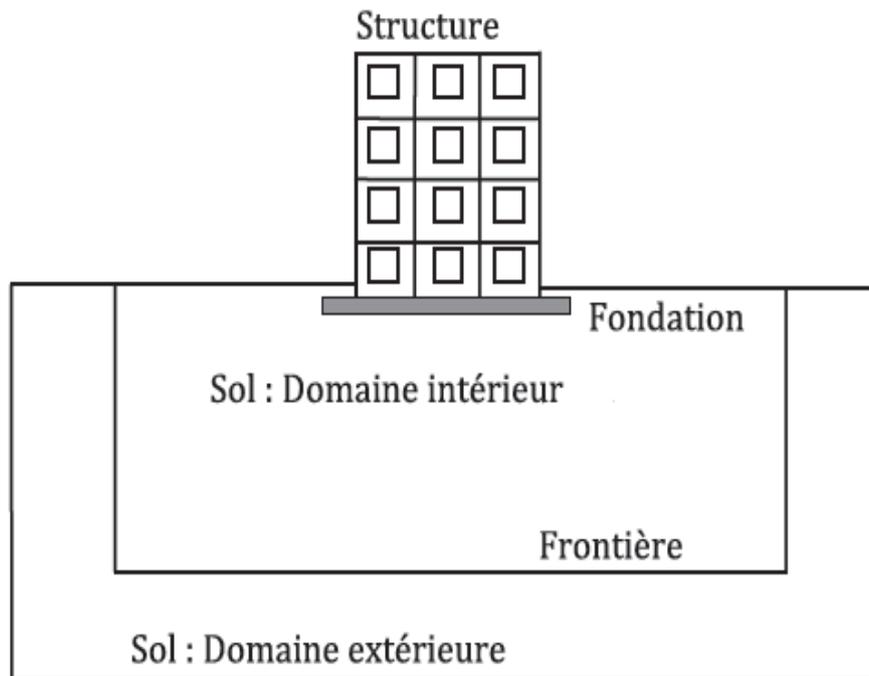


Figure1.5 : Méthode de réduction de domaine [Seghir A., 2011].

1.2.1.3. Frontières absorbantes

En ISS on est obligé à modéliser une partie du sol en pratiquant une troncature géométrique et adopté des conditions aux limites spécifiques aux frontière fictive pour éliminer ou réduire la réflexion des ondes lors d'une sollicitation sismique ces frontières fictive sont notés frontière absorbante ou silencieuse. La méthode est développée par Lysmer et Kuhlemeyer (1969) et basée sur l'utilisation d'une série d'amortisseurs attachés aux frontières.

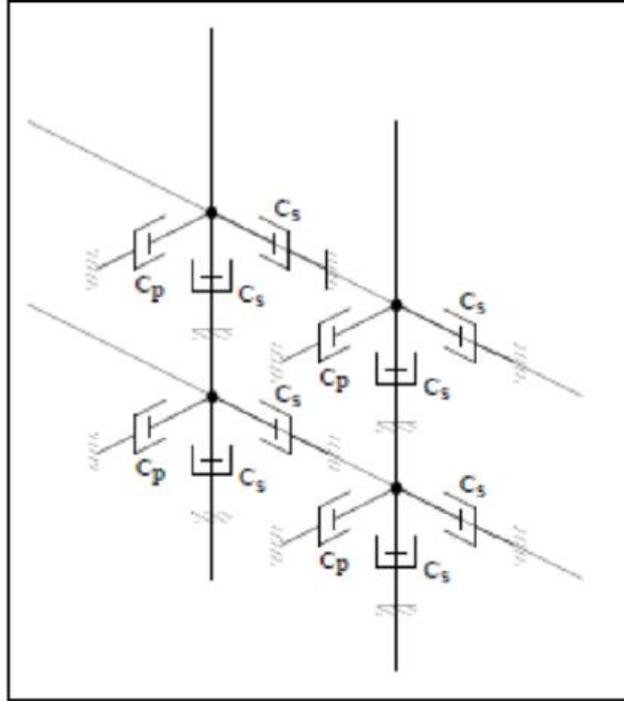


Figure 1.6 : Frontière absorbante de type Lysmer Tirée de Jeremic et al. (2009) [BERTRAND G., 2013].

1.2.2. Méthode de sous-structures

La méthode de sous structure contrairement aux méthodes directe consiste à décomposer le problème globale en plusieurs sous problème plus simple à résoudre. Cette méthode fait appel au principe de superposition on distingue les méthodes dites de frontière et les méthodes de volume.

1.2.2.1. Méthode de frontière

Le modèle globale est étudié en deux sous modèles respectivement le sol et la structure comme indique dans la figure (1.7) tel que les efforts et les déplacements soient compatibles le long de la frontière qui sépare les deux sous structure.

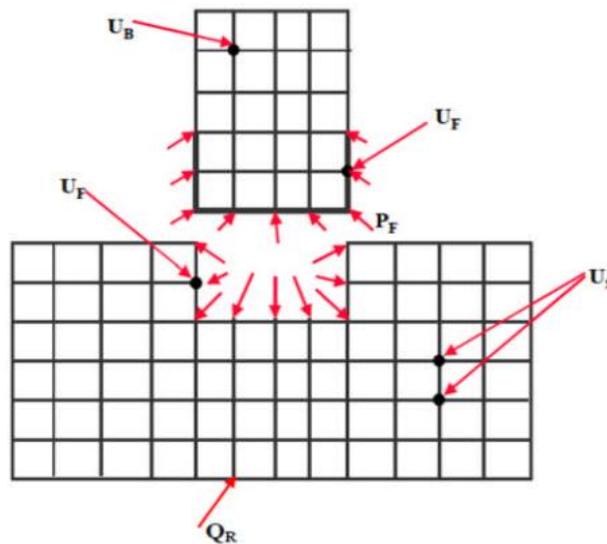


Figure 1.7 : Méthode de frontière [Pecker, A. 1984].

Dans le cas où la fondation est rigide cette méthode consiste à utiliser le principe de superposition de [Kausel et al 1978], présenté dans la figure 1.8.

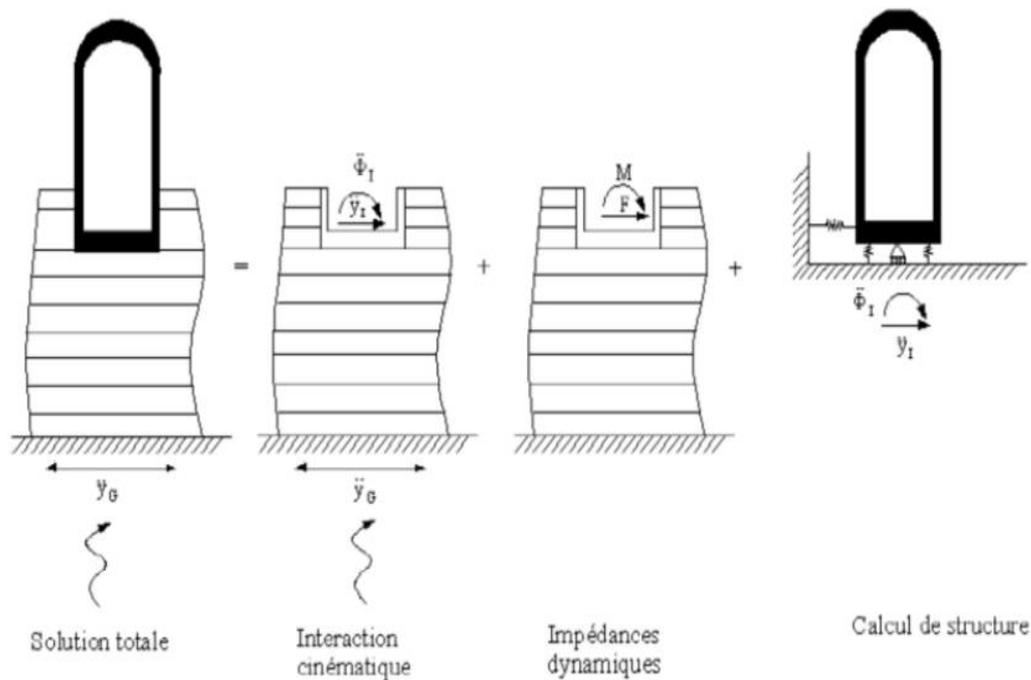


Figure 1.8: Théorème de superposition de KAUSEL [Pecker, A. 1984].

En opérant cette décomposition, la résolution du problème se fait en trois étapes successives :

-Étape 1 : On considère la sous structure comportant le massif de sol et la fondation rigide sans masse. En appliquant la sollicitation sismique à la base de ce milieu nous déduisons

l'accélération au niveau de l'interface sol fondation. Ce qu'on appelle l'interaction cinématique.

-Étapes 2 : On calcule la matrice d'impédance dynamique de la fondation permettant d'obtenir les raideurs ainsi que les termes d'amortissement dans tous les directions.

-Étapes 3 : On détermine la réponse dynamique de la structure reliée au massif de sol par des ressorts d'impédance trouvé en (Étapes 2) et soumise à la sollicitation calculé en (Étapes 1).

1.2.2.2. Méthodes de volume

La méthode de volume permet d'éviter la résolution du problème de diffraction. L'interaction entre le sol et la structure est prise en compte, non seulement à l'interface sol- structure mais à tous les nœuds de la structure sous la surface du sol comme cela apparaît par la division en sous-structures définie sur la figure (1.9).

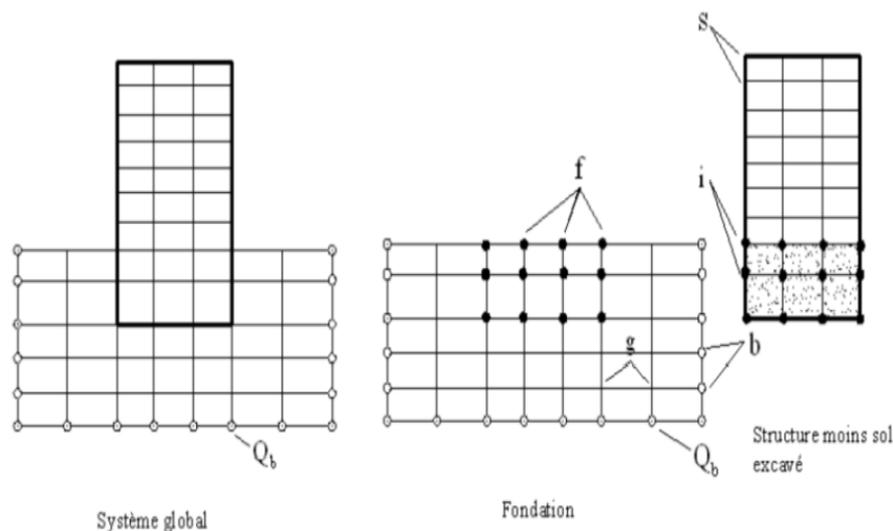


Figure1.9 : méthode de volume [Pecker, A. 1984].

1.2.3. Méthodes hybrides

Les méthodes hybrides forment la troisième grande famille de méthode pour le traitement de l'ISS. Ces méthodes sont situées entre les méthodes directes et les méthodes de sous-structure. L'idée principale consiste à séparer le sol en deux domaines distincts : le premier est un champ proche de la structure, où se développent les non-linéarités et irréversibilités. Le deuxième est le champ lointain où le comportement du sol n'est pas affecté par l'interaction avec la fondation. Ainsi, le champ lointain peut être traité par les techniques adaptées pour les Problèmes linéaires (ex impédances dynamiques), alors que le champ proche est incorporé dans le modèle de la superstructure et peut être traité par une méthode

directe. Le point délicat des méthodes hybrides est la définition de la frontière entre le champ proche et le champ lointain.

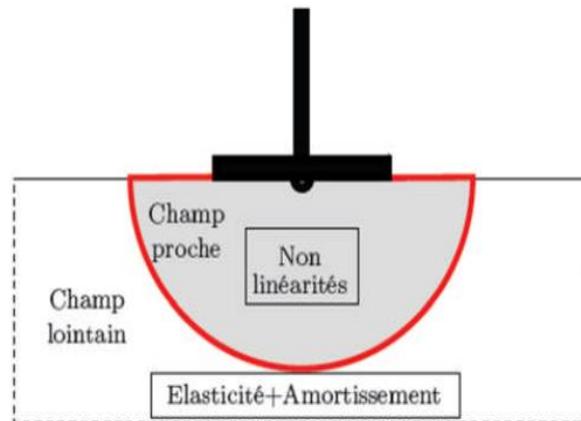


Figure 1.10: méthode hybride [Grange S., 2008].

1.3. Modélisation du comportement du sol par éléments ressort

Le comportement du sol est souvent modélisé par des ressorts horizontaux K_h , des ressorts verticaux K_v et des rotations K_ϕ concentrés. C'est une approche simple pour l'analyse dynamique de l'ensemble sol-structure. Cette technique permet de définir les réactions élastiques du sol à l'égard des composantes de déplacement et de rotation de la fondation. Pour déterminer les raideurs des ressorts du sol plusieurs formulations sont proposées, parmi celle-ci les formulations de (NEWMARK-RESNLUFETH, 1971), les formules de (Deleuze, 1967) et les méthodes simplifiées de (V.Davidovici, 1999), (Zacek, 96).

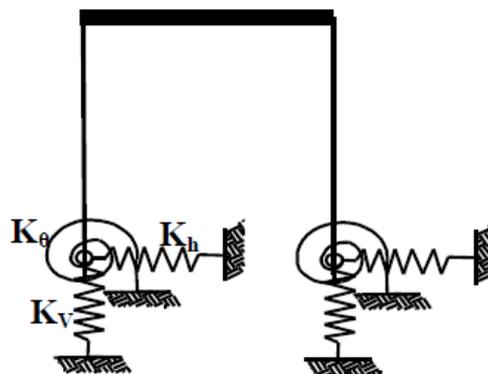


Figure 1.11 : Modèle tenant en compte l'ISS [TAMAHOULT, M et BRANCI.2009].

1.3.1. Formule des raideurs selon NEWMARK-RESNBLUEH

Les raideurs de ressorts de sol sont calculées à l'aide de relation donné dans le tableau (1.1), en considèrent les caractéristiques des sites donnés dans le tableau (1.2). Les valeurs des coefficients sans dimension B_x , B_z , B_ϕ du tableau (1.1) sont données par les abaques spécifiques en fonction du rapport des dimensions de la fondation (b/a) et la direction de l'action sismiques considérée (NEWMARK- RENBLUETH,1971) (Figure(1.12)).

Mouvement	Semelle rigide rectangulaire
Vertical	$K_v = \frac{G_s}{(1-\nu)} B_z \sqrt{A}$
Horizontal	$K_h = 2(1+\nu) G_s B_x \sqrt{A}$
Rotation	$K_\phi = \frac{1+\nu}{4} G_s B_\phi (a^2+b^2) \sqrt{A}$

Tableau 1.1 : les formules des raideurs selon (NEWMARK- RENBLUETH).

Sites	Description	Vitesses (m/s)	G_s (MPa)
S1	Rocheux	≥ 800	35-90
S2	Ferme	≥ 400	7-29
S3	Meuble	≥ 200	1-7
S4	Très meuble	≥ 100	0.3-1.5

Tableau 1.2 : caractéristiques des différentes catégories de site [RPA 99 (ver 2003)].

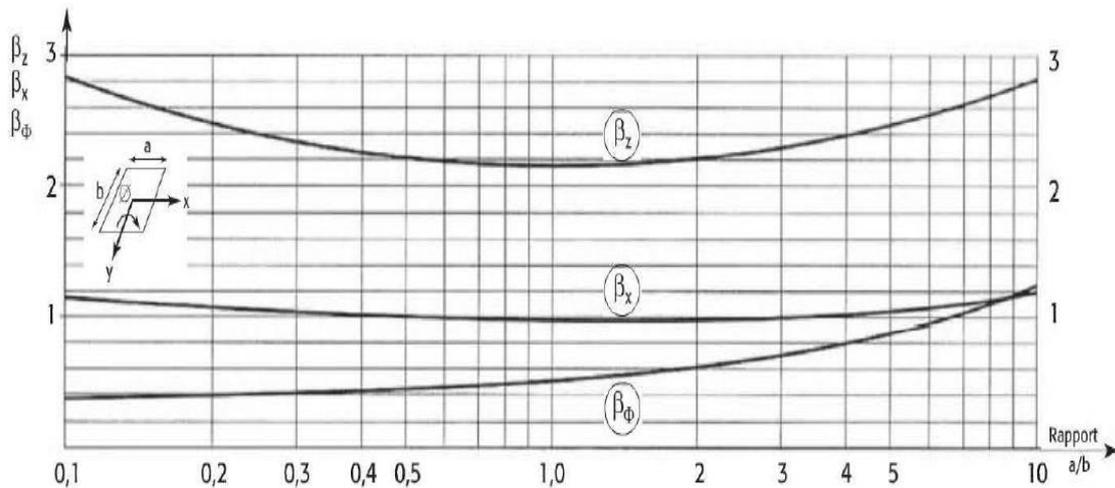


Figure 1.12 : détermination des paramètres de la fondation $\beta_x, \beta_z, \beta_\phi$
 [Davidocivi .V & all, 2015].

1.4. Fonctions d'impédance

L'impédance est élément de liaison entre le sol et la structure qui permet l'interaction entre les deux parties, peut être représentée par un ensemble de ressorts et d'amortisseurs. Les impédances sont calculées par des méthodes analytiques ou numériques dans les cas des fondations superficielles ou de forme quelconque (radier rigide de forme circulaire, rectangulaire).

Ces fonctions permettent de représenter les caractéristiques dynamiques de rigidité et d'amortissement de l'interaction sol fondation. Une fonction d'impédance est une matrice de rigidité qui relie les moments et les efforts tranchant à la base de la structure aux déplacements et rotation de la fondation par rapport au champ libre. La matrice d'impédances est caractérisée par des valeurs complexes dont la partie réelle représente la rigidité et la partie imaginaire représente l'amortissement. Elle est écrite sous la forme [peker A., 1984].

$$\mathbf{k} = \bar{\mathbf{k}}(\omega) + i \omega \mathbf{c}(\omega) \tag{1.2}$$

Avec:

ω : pulsation, $\mathbf{C}(\omega)$: coefficient d'amortissement ; $\mathbf{K}(\omega)$: coefficient de rigidité,

$\bar{\mathbf{k}}(\omega) = \mathbf{K}_s \mathbf{k}(\omega)$: rigidité dynamique, \mathbf{K}_s : Rigidité statique

En 1984 Pecker a donné les composantes d'impédances d'une fondation circulaire superficielle comme présenté sur la figure (1.13).

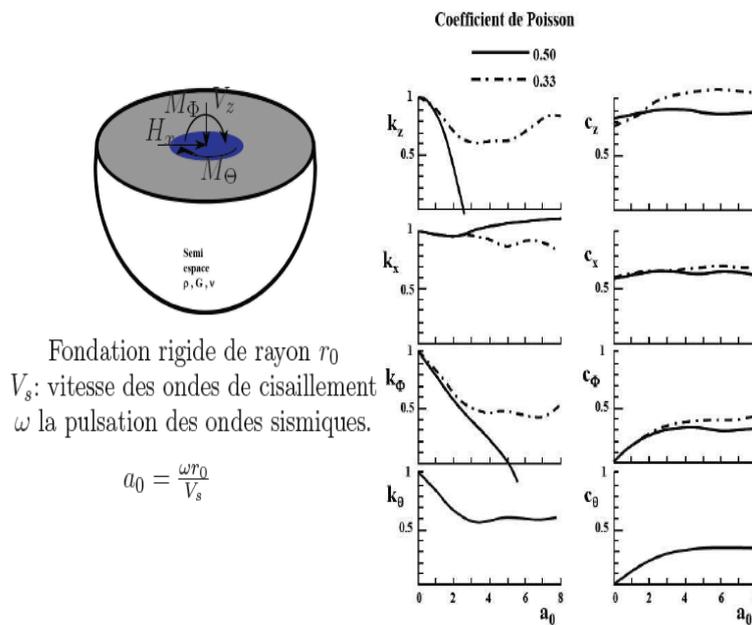


Figure 1.13: Termes d’impédance (raideur et amortissement) pour une fondation superficielle circulaire selon Pecker [Pecker A., 1984].

1.5. Classification des sites selon le RPA 99 (ver 2003)

Dans ce chapitre, nous exposons la classification des sites selon notre réglementation parasismique. Ces informations nous seront utiles par la suite pour l’analyse ISS.

Les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent.

➤ **Catégorie S1 (site rocheux)**

Roche ou autre formation géologique caractérisée par une vitesse moyenne d’onde de cisaillement (V_s) à 800m/s.

➤ **Catégorie S2 (site ferme)**

Dépôts de sables et de graviers très denses et/ou d’argile sur consolidée sur 10 à 20 m d’épaisseur avec V_s 400 m/s à partir de 10 m de profondeur.

➤ **Catégorie S3 (site meuble)**

Dépôts épais de sables et graviers moyennement denses ou d’argile moyennement raide avec V_s 200 m/s à partir de 10 m de profondeur.

➤ **Catégorie S4 (site très meuble)**

Dépôts de sables lâches avec ou sans présence de couches d’argile molle avec $V_s < 200$ m/s dans les 20 premiers mètres.

Par ailleurs, outre les valeurs des vitesses d’ondes de cisaillement, les valeurs moyennes harmoniques d’autres résultats d’essais (pénétromètre statique, SPT, préssiomètre.) peuvent être utilisées pour classer un site selon le tableau suivant :

Catégorie	Description	q_c (MPa)	N	P (MPa)	E_p (MPa)	q_u (MPa)	V_s (m/s)
S1	Rocheux	–	–	>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 ou présence de 3m au moins d'argile molle	<1.5	<10	<1	<5	< 0.1	≥ 100 < 200

Tableau 1.3 : Classification des sites [RPA, 2003].

q_c : Résistance de pointe moyenne, P : Pression limite moyenne

N : nombre de coups moyens non corrigé, E_p : Module pressiométrique moyen

1.6. Prise en compte de la non linéarité matérielle de la structure

1.6.1. Analyse statique non-linéaire

Une composante essentielle et cruciale des méthodes d'analyse sismique basées sur la performance est l'estimation précise des paramètres de la demande sismique. Les procédures statiques non linéaires (PSN) de type pushover sont maintenant largement utilisées dans les codes de conception sismique existants comme l'Eurocode 8 (EN 1998-1 2005) et le code de construction Japonais (JPDPA 1999). Bien que les exigences sismiques soient mieux estimées en utilisant l'analyse non-linéaire temporelle, les PSN malgré leur simplicité, sont capables de fournir des informations importantes sur la réponse inélastique de la structure, permettant d'évaluer les mécanismes plastiques attendus. Ils sont souvent utilisés dans les applications d'ingénierie ordinaire pour éviter la complexité intrinsèque des méthodes temporelles. L'analyse pushover consiste à appliquer une charge incrémentale (Force ou Déplacement imposé) suivant la hauteur de la structure. L'augmentation de l'intensité de la charge se fait jusqu'à ce que des modes de ruine apparaissent dans la structure, cette méthode permet de voir l'évolution de l'effort tranchant à la base en fonction de déplacement au sommet de la structure et d'observer la dégradation du bâtiment au fur et à mesure de l'augmentation du chargement. La méthode donne des informations sur la résistance, la déformation et la ductilité et identifier les zones où se forment les rotules plastiques.

1.6.2. Analyse dynamique non linéaire

Dans une procédure dynamique non linéaire (PDN) les calculs sont effectués en utilisant des excitations temporelles. Avec les PDN, les calculs sont effectués avec des signaux en accélérations ou des signaux en déplacements. La PDN est la seule méthode universellement appropriée pour la vérification de la performance de la solution de conception adoptée. En

essayant de représenter de manière plus satisfaisante le comportement dynamique réel sous séisme, la PDN est censée fournir des informations plus fiables sur la demande de ductilité, la dissipation d'énergie et les déplacements entre étages. Le problème majeur réside dans le choix d'un enregistrement (accélérogramme) propre, du fait de la grande variabilité induite par la nature du sol et la distance de la source. Il devient donc essentiel d'utiliser plusieurs types d'enregistrements ou un accélérogramme artificiel contenant les principales caractéristiques des séismes potentiels.

1.7. Conclusion

L'interaction sol structure reste un problème complexe malgré les grandes recherches opérées dans ce domaine. Dans ce premier chapitre nous avons exposé de façon sommaire le problème de l'interaction sol-structure ainsi les différentes grandes familles des méthodes pour l'analyse de l'interaction sol structure. Les notions de classes de sols et de la prise en compte de la non linéarité structurelle ont été également exposées. Dans le chapitre qui suit, nous allons exposer le concept du Macroélément ainsi que ses fondements mathématiques.

Chapitre2 : Concept de Macro-élément

2. Concept de Macro-élément

2.1. Généralité

Ce chapitre est consacré à une présentation du macroélément comme un outil pratique pour l'évaluation de l'interaction dynamique sol-structure.

Le macroélément est un élément de liaison placée à la base de la superstructure, en tant que concept, il regroupe les notions du champ proche et du champ lointain dans sa loi de comportement. L'objectif de l'introduction du macroélément est de reproduire les non-linéarités qui se produisent au niveau de la fondation et qui influencent considérablement la réponse du système structure-fondation-sol.

Le modèle de macroélément comporte deux mécanismes couplés : la plastification du sol et le décollement qui peut se produire sur l'interface sol-structure. Il est décrit par une loi de comportement écrite en termes de forces et de déplacements généralisés de la fondation.

La partie linéaire de cette loi est reproduite par les impédances dynamiques de la fondation, La partie non linéaire comporte deux mécanismes :

1. Le premier d'origine matérielle est dû au comportement irréversible du sol de fondation (plasticité, ..), ce mécanisme est décrit par un modèle de plasticité. La famille des modèles hypoplasiques est particulièrement adaptée pour la description du comportement sous chargement cyclique.

2. Le deuxième mécanisme d'origine géométrique est dû aux conditions de contact unilatéral sur interface sol-fondation permettant le décollement de la fondation, ce mécanisme est parfaitement réversible, il est décrit par un modèle d'élasticité non linéaire qui tente de reproduire la réduction de la rigidité de la fondation due au décollement.

Historiquement, les modèles macroélément ont été appliqués surtout à la prédiction des tassements de structures sous un chargement généralisé (force inclinée et excentrée sur la fondation). Nova & Montrasio(1991) ont introduit le terme « macroélément » dans la problématique des fondations superficielles et ont formulé le premier macroélément pour une fondation filante sur sol frottant afin d'avoir un outil d'évaluation des déplacements de la semelle sous un chargement généralisé. Plus tard, l'extension au domaine du génie parasismique avec les travaux de Paolucci et Pecker (1997) et surtout de Crémer (2001), qui a formulé le macroélément le plus avancé comportant un modèle pour la description de la non-linéarité matérielle du système (plasticité) et un modèle concernant la non-linéarité géométrique (décollement). En 2008 S. Grange, a amélioré le model de crémer pour des chargements 3D (chargement selon les deux axes horizontaux ainsi l'application d'un effort ou d'un déplacement selon l'axe vertical). Récemment (Youcef & all, 2016) ont développé un nouveau macroélément 3D pour une fondation superficielle rectangulaire.

2.2. Les mécanismes prises en compte dans le Macro-élément

La formulation de macroélément proposée contient alors deux modèles couplés.

Le premier est le modèle de plasticité, qui vise à décrire la non-linéarité matérielle du système et à reproduire la partie irréversible et dissipative de la réponse du système. Un modèle

associé est formulé pour être cohérent avec le comportement non drainé des sols, puisque les chargements sismiques sont de durée très courte. Le modèle appartient à la classe de « modèles hypoplasiques à surface d'appui », particulièrement adapté pour la description du comportement des sols sous chargements cycliques.

Le deuxième est le modèle de décollement décrivant la partie réversible et non dissipative de la réponse du système. Pour celui-ci, on formule un modèle élastique non-linéaire qui respecte le caractère non dissipatif du phénomène et décrit de manière phénoménologique les effets du décollement sur la réponse du système [Chatizogogos C., 2007].

La modélisation du décollement de la fondation caractérise le fait qu'une partie de la fondation se décolle du sol, ce qui ne n'implique pas forcément que le centre de la fondation se soulève par rapport à sa position initiale. Lorsqu'il y a décollement du centre de la fondation on parle alors de soulèvement de la fondation.

Le déplacement total est décomposé en la somme des déplacements élastique, plastique et de soulèvement. Dans la version actuelle, le macroélément 3D d'ISS n'est capable de prendre en compte que l'élasticité et la plasticité du sol ainsi que le décollement de la fondation. Le soulèvement du centre de la fondation n'est pas calculé. La plasticité et le décollement sont deux mécanismes couplés car la partie de la fondation qui ne touche plus le sol ne subit plus aucune contrainte de la part de ce dernier. Ainsi la plastification du sol dépend fortement de cette composante de décollement, le comportement de décollement et de soulèvement dépend aussi de l'état de plastification du sol. En effet dans un cas extrême, le décollement n'intervient pas de la même manière sur un sol élastique que sur un sol plastique Crémer (2001).

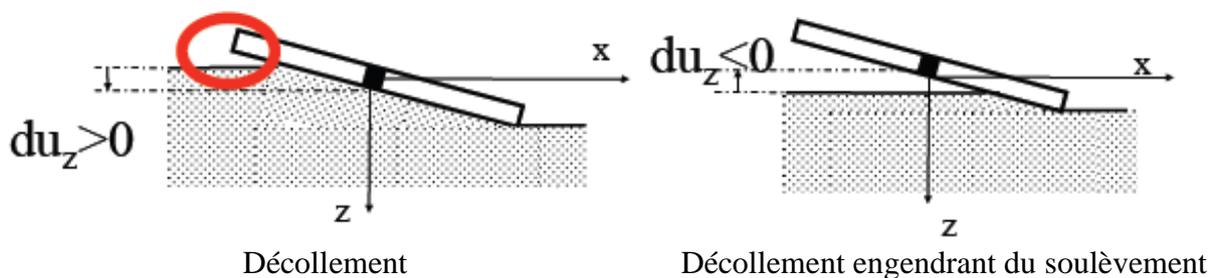


Figure 2.1 : phénomène de décollement et de soulèvement [Grange .S, 2008].

2.3. Les modèles de Macro-élément

2.3.1. Macroélément de Nova & Montrasio

[Nova et Montrais, 1991] sont les premiers à avoir développé le concept de macroélément. Il a été établie pour une semelle filante de largeur B reposent sur un sable lâche sous chargement statique excentré et inclinés en 2D, dont les efforts agissant sont constitués d'un effort verticale V , un effort horizontale H et d'un moment M . ils ont d'écrit la réponse non linéaire du système sol-fondation due au comportement irréversible du sol de fondation sans prendre en considération le phénomène de décollement. Nova & Montrasio

(1991) formulent un modèle de plasticité pour le système sol-semelle en se basant sur les deux principes suivants :

- a. La fondation et le sol peuvent être considérés comme un macroélément sur lequel le chargement est appliqué sous la forme de paramètres d'efforts généralisés. Les déplacements et les rotations de la semelle sont les paramètres cinématiques généralisés correspondants.
- b. La loi de comportement du macroélément, c'est-à-dire la relation entre les efforts et les déplacements généralisés est une loi élastoplastique à écrouissage isotrope avec une loi d'écoulement non – associée [Granges S., 2008].

2.3.1.1. Critère de rupture et Surface de charge

Le critère de rupture s'écrit de la manière suivante:

$$f(\xi, h, m) \equiv h^2 + m^2 + \xi^2 (1 - \xi)^{2\beta} = 0 \quad (2.1)$$

[Nova et Montrasio, 1991] postule que la surface de charge s'écrit de la manière suivante:

$$f(\xi, h, m) \equiv h^2 + m^2 - \xi^2 \left(1 - \frac{\xi}{\rho_c}\right)^{2\beta} = 0 \quad (2.2)$$

Avec:

$$\xi = \frac{V}{V_M}, \quad h = \frac{H}{V_M \mu}, \quad m = \frac{M}{V_M (\psi B)}$$

V_M : Effort vertical maximum admissible par la fondation sur un sol donné.

V : Effort vertical.

H : Effort horizontal

B : Largeur de la semelle

μ Représente le coefficient de frottement sol/fondation, β et ψ sont des paramètres constitutifs adimensionnels.

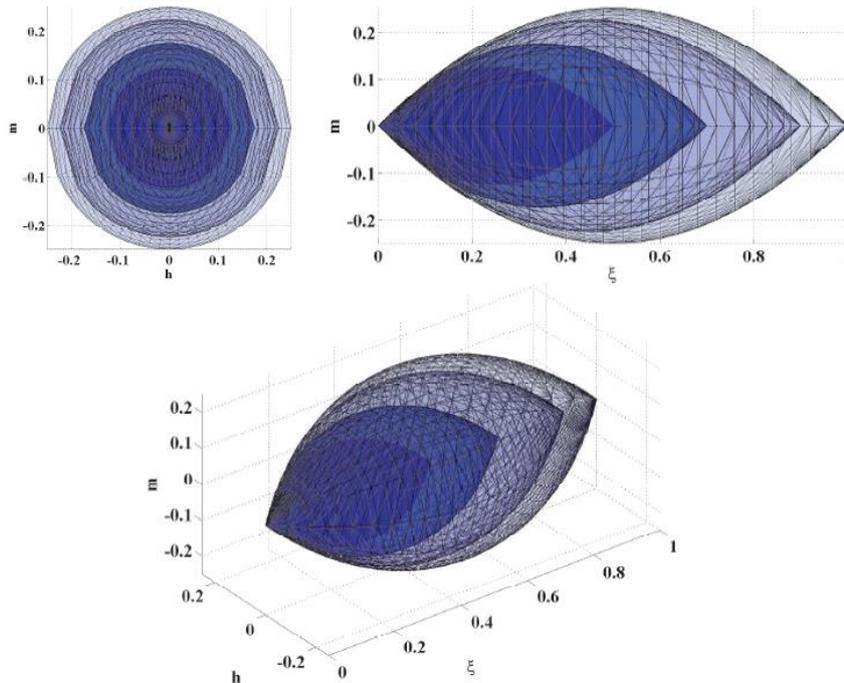


Figure 2.2 : Critère de rupture et quelques surfaces de charges pour le modèle de Nova. [Grange, 2008].

2.3.1.2. Loi d'écoulement

La loi d'écoulement plastique est décrite par

$$f(, h, m) \equiv \lambda h^2 + \chi m^2 - \xi^2 \left(1 - \frac{\xi}{\rho_c}\right)^{2\beta} = 0 \quad (2.3)$$

Où les paramètres λ et χ sont des paramètres du modèle déterminés expérimentalement.

ρ_c : Variable d'écrouissage

2.3.2. Macro-éléments de Gottardi et de Cassidy et Martin 1999

Ils ont travaillé sur des fondations circulaires à l'aide des essais expérimentaux notés swipe tests. Ces essais ont permis, pour des fondations circulaires, de faire une investigation plutôt complète des critères de rupture dans l'espace $V - H - M$ Pour des chargements 2D dans un premier temps puis dans l'espace $V - H_x - M_y - H_y - M_x - T$ (où T est le moment de torsion) pour des chargements 3D (Cassidy et al, 2004). La procédure d'un Swipe test est la suivante: un déplacement vertical V_0 est appliqué jusqu'à l'obtention d'un effort vertical donné. A partir de là, le déplacement vertical est gardé constant jusqu'à la fin de l'essai.

Pendant ce temps, la fondation est soumise à un déplacement soit horizontal, soit une rotation ou une combinaison des deux. La fondation est donc entièrement pilotée en déplacement.

2.3.2.1. Critère de rupture et surface de charge

La fonction de charge est donnée par

$$f(Q) \equiv h_x^2 + m_y^2 + 2\alpha h_x m_y + h_y^2 + m_x^2 - 2\alpha h_y m_x + t^2 - \left[\frac{(\beta_1 + \beta_2)^{(\beta_1 + \beta_2)}}{\beta_1^{\beta_1} \beta_2^{\beta_2}} \right]^2 \frac{\xi^{2\beta_1}}{\rho_c^{2(\beta_1 - 1)}} \left(1 - \frac{\xi}{\rho_c}\right)^{2\beta_2} = 0 \quad (2.4)$$

En notant :

$$h_x = \frac{H_x}{h_0 V_M}, \quad h_y = \frac{H_y}{h_0 V_M}, \quad m_x = \frac{M_x}{D M_0 V_M}, \quad m_y = \frac{M_y}{D M_0 V_M}, \quad t = \frac{T}{D q_0 V_M} \xi = \frac{V}{V_M}, \quad \rho_c = \frac{V_0}{V_M}.$$

Où a, h_0, M_0, β_1 et β_2 sont des paramètres constitutifs du modèle déterminant les tailles des demi grand axe de l'ellipsoïde.

Nous notons que la forme de cette dernière équation (2.4) est très proche de celui de la surface de charge de [Nova et Montrasio, 1991] (équation 2.2). En fait nous retrouvons quasiment la même expression pour $\alpha = 0, \beta_1 = 1, \beta_2 = 1$ et en remarquant que ψ est un paramètre analogue à m_0 puis que $\mu \equiv h_0$.

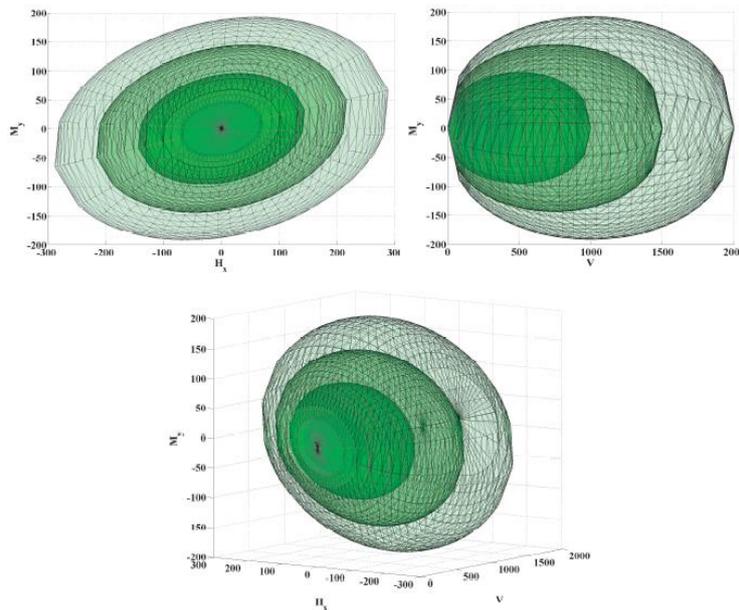


Figure 2.3 : Critère de rupture et quelques surfaces de charges pour le critère élaboré par Cassidy - Martin – Gottardi. [Grange, 2008]

2.3.3. Macroélément de Crémer

Crémer [Crémer et al, 2001] a présenté un modèle de macroélément pour reproduire le comportement d'une fondation filante de largeur B sous chargement cyclique mais aussi le chargement dynamique. Il tient compte non seulement des non linéarités matérielles (la plasticité du sol), mais également du décollement de la fondation qui est une forme de non linéarités géométriques. Dans ce cas le déplacement total du système s'écrit de manière suivante :

$$U_{TOT} = U_{el} + U_{pl} + U_{decol} \quad (2.5)$$

Cette décomposition revient à considérer une mise en série des trois mécanismes : élastique, plasticité, décollement. Les trois termes dans (2.5) représentent les incréments des déplacements élastiques, des déplacements plastiques et des déplacements dus au décollement.

Le macroélément de Crémer a été validé pour des chargements de type cyclique et sismique. Des analyses éléments finis (chargements cyclique et sismique) ont été utilisées, ainsi que les résultats expérimentaux issus du projet CAMUS IV (chargement sismique). Crémer (2001) présente un grand nombre de diagrammes pour la comparaison du macroélément avec des méthodes différentes. La performance du modèle est très satisfaisante surtout par rapport à des valeurs modérées de la force verticale, ce qui correspond à une fondation bien dimensionnée. Par contre, les résultats ne sont pas aussi bons pour un comportement fortement plastique [Chatizgogos C., 2007].

2.3.3.1. Critère de rupture et surface de charge

La surface de charge est donnée par

$$f_{\infty} \equiv \left(\frac{H'}{\alpha V' c (1-V')^d} \right)^2 + \left(\frac{M'}{b V' e (1-V')^f} \right)^2 - 1 = 0 \quad (2.6)$$

Avec :

$$M' = \frac{M}{B V_M}, \quad H' = \frac{H}{V_M}, \quad V' = \frac{V}{V_M}$$

Les paramètres α , b , c , d , e et f sont des paramètres constitutifs de la loi.

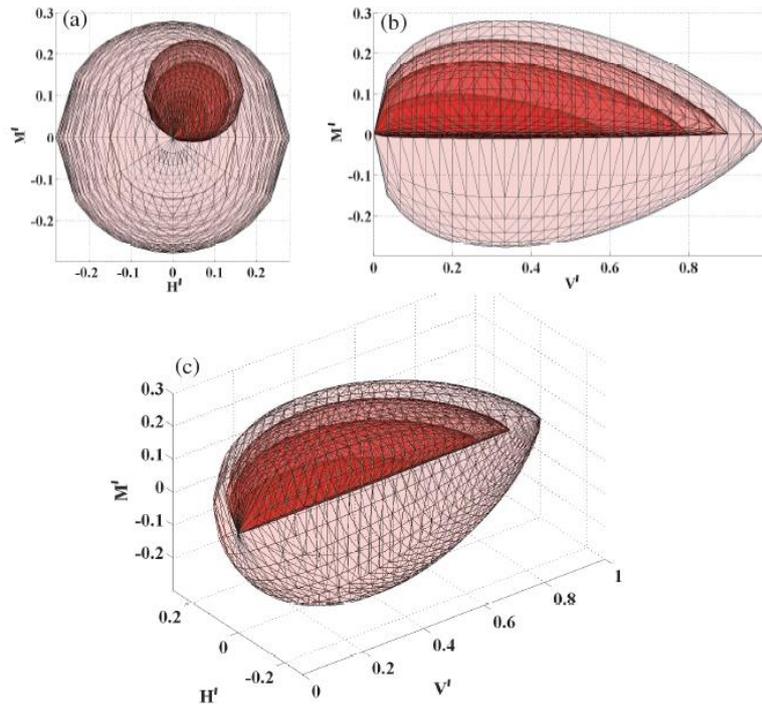


Figure 2.4. : Evolution de la surface de charge à l’intérieur du critère de rupture pour le modèle de Crémer [Grange S., 2008].

2.3.3.2. Loi d’écoulement

$$G \equiv \left(\frac{H'}{k}\right)^2 + \left(\frac{M'}{\xi}\right)^2 + V'^2 - 1 = 0 \tag{2.7}$$

Où k et ξ sont des paramètres constitutifs de la loi d’écoulement.

2.3.4. Macroélément de Chatzigogos

Le modèle de [Chatzigogos, 2007] définit le comportement d’une fondation circulaire reposant sur un sol cohérent sous chargement plan et prend en compte le décollement inspiré de celui de [Crémer, 2001]. Chatzigogos considère que le mécanisme de décollement et élastique non linéaire, la particularité de ce modèle est que la plasticité du sol n’est plus prise en compte grâce à une loi de plasticité classique mais fait partie de la famille des lois hypoplasiques. Il a proposé un critère de rupture qui prend en compte simultanément le mécanisme de plasticité et le mécanisme de décollement.

2.3.5. Le macroélément de Grange

Grange (2008) a examiné le comportement d’une fondation superficielle reposant sur un massif de sol semi-infini et soumis à des chargements statiques, cycliques mais aussi dynamiques comme dans [Crémer, 2001]. Le modèle de Grange prend en compte la plasticité

de sol et le décollement de la fondation, grâce à des modèles issus de la plasticité classique faisant évoluer des surfaces de charges à l'intérieur d'un critère de rupture par l'intermédiaire de variables d'érouissages. Des déplacements et rotations résiduels plastiques et de décollement peuvent donc être générés lors d'une sollicitation (théorie des multi-mécanismes). Les chargements 3D peuvent, également, être pris en compte c'est à dire des chargements selon les deux axes horizontaux (forces et moments ou déplacements et rotations), ainsi que l'application d'un effort ou d'un déplacement selon l'axe vertical. La torsion (moment ou rotation selon l'axe vertical) n'est pas prise en compte. Nous allons présenter ci-dessous les équations de Grange qui définissent la plasticité du sol et le décollement de la fondation.

2.3.5.1. Mécanisme de plasticité

2.3.5.1.1. Comportement élastique

Pour une semelle rectangulaire:

$$K_{zz}^{\prime el} = \frac{K_{zz}^{el}}{q_{max} \sqrt{a^2 + b^2}} \quad (2.8)$$

$$K_{hx\ hx}^{\prime el} = K_{hy\ hy}^{\prime el} = \frac{K_{hh}^{el}}{q_{max} \sqrt{a^2 + b^2}} \quad (2.9)$$

$$K_{\theta_y\ \theta_y}^{\prime el} = \frac{K_{\theta_y\ \theta_y}^{el}}{q_{max} b^2 \sqrt{a^2 + b^2}} \quad (2.10)$$

$$K_{\theta_x\ \theta_x}^{\prime el} = \frac{K_{\theta_x\ \theta_x}^{el}}{q_{max} a^2 \sqrt{a^2 + b^2}} \quad (2.11)$$

Pour une fondation rectangulaire : $\beta_{hx\ hx}$, β_{zz} , et $\beta_{\theta_y\ \theta_y}$, sont des coefficients dépendants du rapport des dimensions **a** & **b** de la fondation donnés dans [Philipponnat et Hubert, 2004]

$$K_{hx\ hx} = \frac{G_0}{1-\nu} \beta_{hx\ hx} \sqrt{a\ b} \quad (2.12)$$

$$K_{zz} = \frac{G_0}{1-\nu} \beta_{zz} \sqrt{a\ b} \quad (2.13)$$

$$K_{\theta_y\ \theta_y} = \frac{G_0}{1-\nu} \beta_{\theta_y\ \theta_y} \sqrt{a\ b} \quad (2.14)$$

$$q_{max} = \frac{1}{2} (1 - 0.2 \frac{b}{a}) \gamma b N_\gamma + q_0 N_q + (1 + 0.2 \frac{b}{a}) c N_c \quad (2.15)$$

N_γ, N_q, N_c : Facteurs de portance

γ : Poids propre, C : cohésion, (a, b) : dimension de la fondation

Le tableau ci-dessous (**tableau 2.1**) indique les valeurs à retenir pour les facteurs de portance selon les recommandations de l'eurocode 7.

φ	N_c	N_q	N_γ	φ	N_c	N_q	N_γ
0	5.14	1.00	0.00	25	20.72	10.66	9.01
1	5.38	1.09	0.00	26	22.25	11.85	10.59
2	5.63	1.20	0.01	27	23.94	13.20	12.43
3	5.90	1.31	0.03	28	25.80	14.72	14.59
4	6.19	1.43	0.06	29	27.86	16.44	17.12
5	6.49	1.57	0.10	30	30.14	18.40	20.09
6	6.81	1.72	0.15	31	32.67	20.63	23.59
7	7.16	1.88	0.22	32	35.49	23.18	27.72
8	7.53	2.06	0.30	33	38.64	26.09	32.59
9	7.92	2.25	0.40	34	42.16	29.44	38.37
10	8.34	2.47	0.52	35	46.12	33.30	45.23
11	8.80	2.71	0.66	36	50.59	37.75	53.40
12	9.28	2.97	0.84	37	55.63	42.92	63.18
13	9.81	3.26	1.05	38	61.35	48.93	74.90
14	10.37	3.59	1.29	39	67.87	55.96	89.01
15	0.98	3.94	1.58	40	75.31	64.20	106.05
16	11.63	4.34	1.91	41	83.86	73.90	126.74
17	12.34	4.77	2.31	42	93.71	85.37	151.94
18	13.10	5.26	2.77	43	105.11	99.01	182.80

Tableau 2.1 : facteur de portance .

Avec :

φ : Angle de frottement

2.3.5.1.2. Critère de rupture

Le critère de rupture est donné par

$$f_\infty \equiv \left(\frac{H'_x}{(1-V')^d a V'^c}\right)^2 + \left(\frac{M'_y}{(1-V')^f b V'^e}\right)^2 + \left(\frac{H'_y}{(1-V')^d a V'^c}\right)^2 + \left(\frac{M'_x}{(1-V')^f b V'^e}\right)^2 - 1 = 0 \quad (2.16)$$

H'_x, H'_y : Efforts horizontaux selon l'axe x et y.

M'_x, M'_y : Moment selon l'axe x et y.

V' : Effort vertical.

Les paramètres **a, b, c, d, e** et **f** sont des paramètres constitutifs de la loi. La valeur de ces paramètres peut être calée par différents résultats expérimentaux. [Crémer, 2001] donne des valeurs pour différents types de sols.

2.3.5.1.3. Surface de charge

$$f_c \equiv \left(\frac{H'_x}{(\gamma-V')^d \rho a V'^c} - \frac{\alpha}{\rho}\right)^2 + \left(\frac{M'_y}{(\gamma-V')^f \rho b V'^e} - \frac{\beta}{\rho}\right)^2 + \left(\frac{H'_y}{(\gamma-V')^d \rho a V'^c} - \frac{\delta}{\rho}\right)^2 + \left(\frac{M'_x}{(\gamma-V')^f \rho b V'^e} - \frac{\eta}{\rho}\right)^2 - 1 = 0 \quad (2.17)$$

Ou ρ et δ sont des variables d'écroissements.

2.3.5.1.4. Variables d'écroissements

$$\dot{\beta}^+ = \frac{1}{2bV'c(\gamma-V')f} K^{'el}{}_{\theta\theta} \left(\frac{M_y^{*\infty}}{\beta^+} - 1 \right) \left| \dot{\theta}_y^{'pl} \right| \quad (2.18)$$

$$\dot{\beta}^- = \frac{1}{2bV'c(\gamma-V')f} K^{'el}{}_{\theta\theta} \left(\frac{M_y^{*\infty}}{\beta^-} - 1 \right) \left| \dot{\theta}_y^{'pl} \right| \quad (2.19)$$

Avec :

$$\beta = \beta^+ + \beta^-$$

$M_y^{*\infty}$: Est la limite de la courbe $\beta(\theta_y^{'pl})$ quand $\theta_y^{'pl}$ tend vers l'infini, est toujours positive, inférieure ou égale à 1.

2.3.5.1.5. Loi d'écoulement

$$\begin{aligned} g_c \equiv & \left(\frac{H'_x}{\rho \frac{aV'_c}{(k\gamma+V'_c)^d} (\gamma-V')^d (k\gamma+V'_c)^d} - \frac{\alpha}{\rho} \right)^2 + \\ & \left(\frac{M'_y}{\rho \frac{aV'_c}{(\xi\gamma+V'_c)^f} (\gamma-V')^f (\xi\gamma+V'_c)^f} - \frac{\alpha}{\rho} \right)^2 + \left(\frac{H'_y}{\rho \frac{aV'_c}{(k\gamma+V'_c)^d} (\gamma-V')^d (k\gamma+V'_c)^d} - \frac{\alpha}{\rho} \right)^2 + \\ & \left(\frac{M'_x}{\rho \frac{aV'_c}{(\xi\gamma+V'_c)^f} (\gamma-V')^f (\xi\gamma+V'_c)^f} - \frac{\alpha}{\rho} \right)^2 - 1 = 0 \end{aligned} \quad (2.20)$$

2.3.5.2. Mécanisme de décollement

2.3.5.2.1. Critère de rupture

$$f_\infty \equiv M'^2 - \left(\frac{V'}{q_1} (e^{-AV'} + q_2) \right)^2 = 0 \quad (2.21)$$

2.3.5.2.2. Surface de charge

$$f \equiv \left| M' + \frac{V'}{q_1} (e^{-AV} - q_2\beta) \right| = 0 \quad (2.22)$$

q_1, q_2 sont les paramètres dépendants de la forme de la fondation. $q_1 = 4, q_2 = 1$ pour une fondation rectangulaire $q_1 = 6, q_2 = 2$ dans le cas d'une fondation circulaire.

2.3.6. Macroélément de Youcef & all 2016

Le macroélément de Youcef & all est un modèle tridimensionnel pour l'étude de l'interaction sol fondation (rectangulaire) sous sollicitations sismiques tenant compte des non-linéarités du sol (glissement et poinçonnement) et de l'interface sol-fondation (décollement). Ce

macroélément est implémenté dans CESAR-LCPC. Il est principalement dédié à la variation temporelle du coefficient de sécurité durant la sollicitation sismique, et aux effets de la prise en compte des non-linéarités sur le dimensionnement des structures.

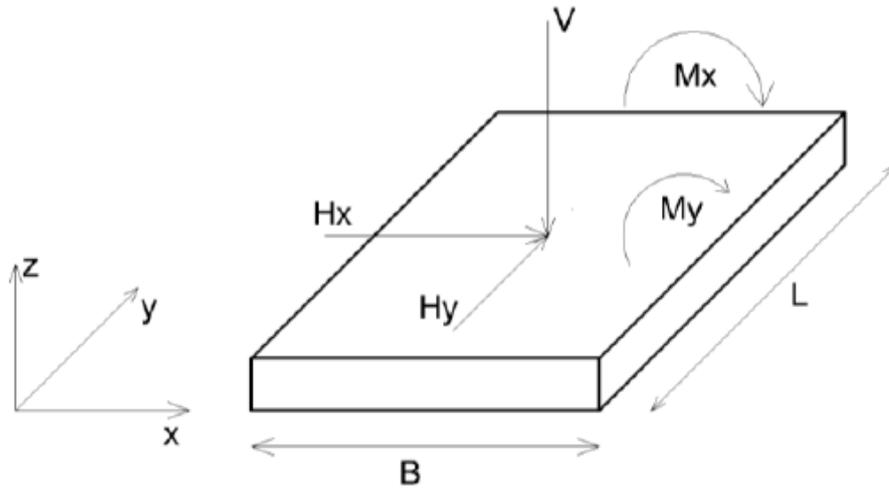


Figure 2.5 : semelle soumise à des efforts dans son repère local [Youcef &all ,2016].

2.3.6.1. Glissement

2.3.6.1.1. Surface de charge

$$f_1 (H, V) = \sqrt{H_x^2 + H_y^2} - V \tan (\delta) - C (B - 2e_x) (L - 2e_y) \leq 0 \quad (2.23)$$

2.3.6.1.2. Loi d'érouissage cinématique

$$h_1(q_h) = H_h du_{hpl} \exp(-\alpha u_{pl}^c) \quad (2.24)$$

2.3.6.1.3. Surface de charge avec les variables d'érouissage

$$f_1 (H, V) = \sqrt{(H_x^2 - q_{hx})^2 + (H_y^2 - q_{hy})^2} - V \tan (\delta) - C (B - 2e_x) (L - 2e_y) \leq 0 \quad (2.25)$$

2.3.6.2. Poinçonnement

2.3.6.2.1. Surface de charge

$$f_2 (H, V, M) = V - V_{lim} \left(1 - \frac{4}{\pi} \arctan \left(\frac{H}{V}\right)\right)^2 \left(1 - \frac{M_x}{B V}\right) \left(1 - 2\frac{M_y}{L V}\right) \leq 0 \quad (2.26)$$

2.3.6.2.2. Règle d'érouissage isotrope

$$R (U_{Vpl}) = (V_{Ult} - V_{lim}) \frac{|U_{Vpl}|}{U_{Vpl} + U_0} \quad (2.27)$$

2.3.6.2.3. Surface de charge avec les variables d'écroissage

$$f_2 (H, V, M_x, M_y, q_V) = V - (V_{lim} + R) \left(1 - \frac{4}{\pi} \arctan \left(\frac{H}{V} \right) \right) - \frac{M_x}{B V} \left(1 - 2 \frac{M_y}{L V} \right) \leq 0. \quad (2.28)$$

2.3.6.3. Décollement

2.3.6.3.1. Surface de charge

$$f_3 (V, M) = \frac{1}{2} - \left(1 - 2 \frac{M_x}{B V} \right) \left(1 - 2 \frac{M_y}{L V} \right) \leq 0. \quad (2.29)$$

2.3.6.3.2. Loi d'écroissage cinématique

$$h_3 (q_m) = M_0 \frac{\theta_0}{(\theta_0 + \theta_{pl})^2} du_{mpl} \quad (2.30)$$

2.3.6.3.3. Surface de charge avec les variables d'écroissage

$$f_3 (H, V, M_x, M_y, q_{Mx}, q_{My}) = \left(\frac{1}{2} \right) - \left(1 - 2 \frac{|M_x - q_{Mx}|}{B V} \right) \left(1 - 2 \frac{|M_y - q_{My}|}{L V} \right) \leq 0 \quad (2.31)$$

Avec:

B, L : largeur et longueur de la fondation (m)

φ : Angle de frottement interne du sol (rad)

U_h, U_{hpl} : Déplacement horizontal total et irréversible (m)

U_V, U_{Vpl} : Déplacement vertical total et irréversible (m)

θ, θ_{pl} : Rotation totale et irréversible (rad)

e_x, e_y : Excentres dans la direction x et y respectivement (m)

q_{hx}, q_{hy} : Variables d'écroissage cinématique liées au glissement

q_{Mx}, q_{My} : Variables d'écroissage cinématique liées à la rotation

V_{lim} : Seuil d'activation de l'écroissage isotrope (kN)

V_{Ult} : Charge de rupture de la fondation (kN)

H_h : Module d'écroissage cinématique horizontal

α : facteur de mémoire pour la loi d'écroissage en H

M_0, θ_0 : Moment d'initiation du décollement (KN.m) et rotation correspondante (rad).

2.4. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons exposé les différents modèles de Macro-élément. Le tableau 4.1 présente un récapitulatif descriptif de chaque Macro-élément permettant de déceler les spécificités de chaque type. Dans la suite de notre travail, nous allons utiliser le macroélément de Granger pour la prise en compte de l'ISS.

Le présent chapitre est une étude élémentaire dans laquelle nous allons essayer de comparer différentes méthodes de prise en compte de l'ISS. Nous allons commencer notre étude par une modélisation élémentaire avec prise en compte du non linéarité matérielle.

Références	Ans	Configuration	Description
Nova & Montrasio	1991	Semelle filante sur sol purement frottant	Modèle de plasticité avec écrouissage isotrope et loi d'écoulement non-associée. Application aux chargements quasi-statiques Monotones
Gottardi et al.	1999	Semelle circulaire sur sol purement Frottant	Modèle de plasticité avec écrouissage isotrope. Description détaillée de la surface de charge par « swipe tests ». Applications aux chargements quasi-statiques monotones.
Crémer et al.	2001	Semelle filante sur sol purement cohérent sans résistance à la traction	Modèle de plasticité avancé (écrouissage isotrope et cinématique) couplé avec un modèle de décollement. Applications aux chargements sismiques
Cassidy et al.	2004	Semelle circulaire sur sol cohérent ou frottant	Extension à une configuration tridimensionnelle complète. Applications aux fondations off-shore sous chargements quasistatiques Monotones
Grange et al.	2006	Semelle circulaire sur sol cohérent	Extension du modèle de plasticité de Crémer dans une Configuration tridimensionnelle. Pas de modèle de décollement.
Grange	2008	Semelle circulaire, rectangulaire et filante.	modèle de plasticité de Crémer dans une Configuration tridimensionnelle. Avec un modèle de décollement.
Youcef & all	2016	Semelle rectangulaire	Configuration tridimensionnelle avec prise en compte, le décollement, glissement, poinçonnement.

Tableau 2.2 – Récapitulatif des travaux principaux sur le Macro-élément.

Chapitre 3 : modélisation élémentaire

3. Modélisation élémentaire

3.1. Introduction

Le risque associé aux charges sismiques et aux vibrations des sols a créé le besoin d'une analyse dynamique rigoureuse tenant compte du phénomène d'interaction entre la structure et le sol qui la supporte. Dans ce chapitre, on propose de faire une analyse ISS à l'aide d'une modélisation numérique par deux méthodes, globale et le concept de macroélément en utilisant un logiciel en éléments finis « Castem » pour voir l'influence de l'interaction sol -structure sur la fréquence fondamentale. Puis, on propose de réaliser une analyse transitoire afin de déterminer la réponse structurelle et faire une comparaison avec le cas encastré (sans ISS). Ces études sont faites dans les deux cas : linéaire et non linéaire. Deux chargements sismiques sont choisis : séisme de boumerdés et Kocaeli. Pour la prise en compte de non-linéarité matérielle, le modèle de Takeda est choisi pour introduire la notion de plastification dans les éléments en béton armé. Le modèle de Takeda est introduit dans la section suivante avec une validation élémentaire sur un poteau en béton armé.

3.2. Le modèle de Takeda

La loi de Takeda est une des lois simplifiées les plus répandues pour modéliser les structures en béton armé [Takeda, 1970]. La loi disponible dans Castem est la loi de Takeda modifiée valable aussi pour le comportement en cisaillement. Une description de cette loi est donnée dans [Arede, 1997]. Le comportement non linéaire nécessite 3 paramètres (ou 6 paramètres pour une section non symétrique) ainsi qu'une courbe de première charge. La courbe de première charge -qui peut être différente dans les 2 sens de chargement- est trilineaire : le premier segment passant par l'origine est caractéristique du comportement élastique, le second segment de la fissuration du béton et le troisième segment de la plastification des aciers. Cette courbe est obligatoirement monotone croissante et comporte 4 points dans le cas d'une section symétrique et 9 points dans le cas d'une section non symétrique (le 5^{ème} point étant l'origine). Les points définissant la plastification des aciers ont pour ordonnées M_y^+ et M_y^- . Dans la loi de Takeda, Les 3 (ou 6) paramètres scalaires qui décrivent le comportement cyclique sont :

- α^+ et α^- définissent le module de décharge élastique.
- γ^+ et γ^- définissent le pincement des courbes sous chargement cyclique.
- β^+ et β^- définissent la dégradation de résistance sous chargement cyclique.

La loi Takeda de Cast3M a pour paramètres $\mathbf{SRDP} = \left| \frac{\beta^+}{M_y^+} \right|$, $\mathbf{PINP} = \left| \frac{\gamma^+}{M_y^+} \right|$, $\mathbf{SFDP} = \alpha^+$.

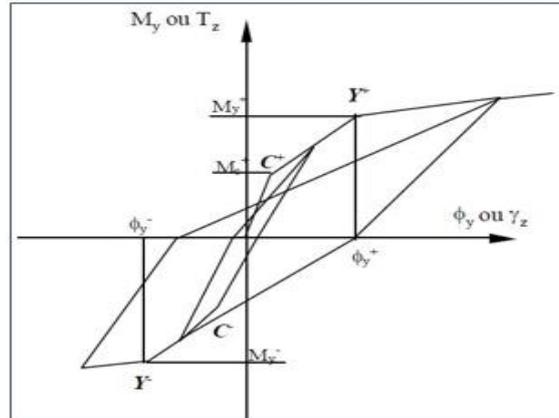


Figure 3.1 : Modèle de Takeda [D.COMBESURE,2001]

3.3. Validation du modèle

Afin de valider le modèle sur un calcul réel, on a comparé les résultats obtenus en appliquant le modèle de Takeda avec des résultats d'un poteau testé expérimentalement. Les détails géométriques et la répartition de ferrailages longitudinaux et transversaux sont présents dans la figure (3.2), le tableau (3.1) regroupe les principales caractéristiques des aciers longitudinaux et transversaux aussi que de celle du béton.

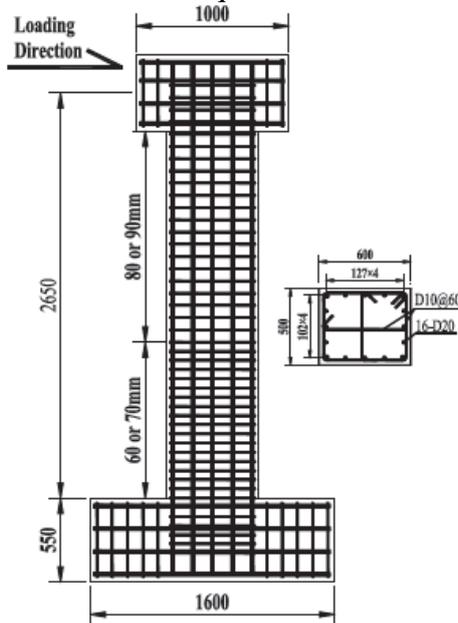


Figure 3.2 : poteau testé expérimentalement [junjie W. & al, 2014]

Ferrailage longitudinale				Ferrailage transversale					
éprouvettes	Diamètre (mm)	Classe	Nombre	Diamètre (mm)	Classe	δ_h (mm)	f_c (MPa)	P(KN)	P/P ₀
R-LL-C40	20	HRB335	16	10	HRB335	60	C40	810	0.083
R-LM-C40	20	HRB335	16	10	HRB500E	60	C40	810	0.083
R-ML-C40	20	HRB500E	16	10	HRB335	60	C40	810	0.083
R-MM-C40	20	HRB500E	16	10	HRB500E	60	C40	810	0.083

Tableau 3.1 : Détails des éprouvettes rectangulaires [Junjie W. & al, 2014].

Classe	D (mm)	f_y	f_u	E_s	A (%)	A_{gt} (%)
HRB500E	10	536	729	$1.51 \cdot 10^5$	21.2	7.4
	20	534	717	$1.93 \cdot 10^5$	23	10.1

Tableau 3.2 : propriétés des matériaux [Junjie W. & al, 2014].

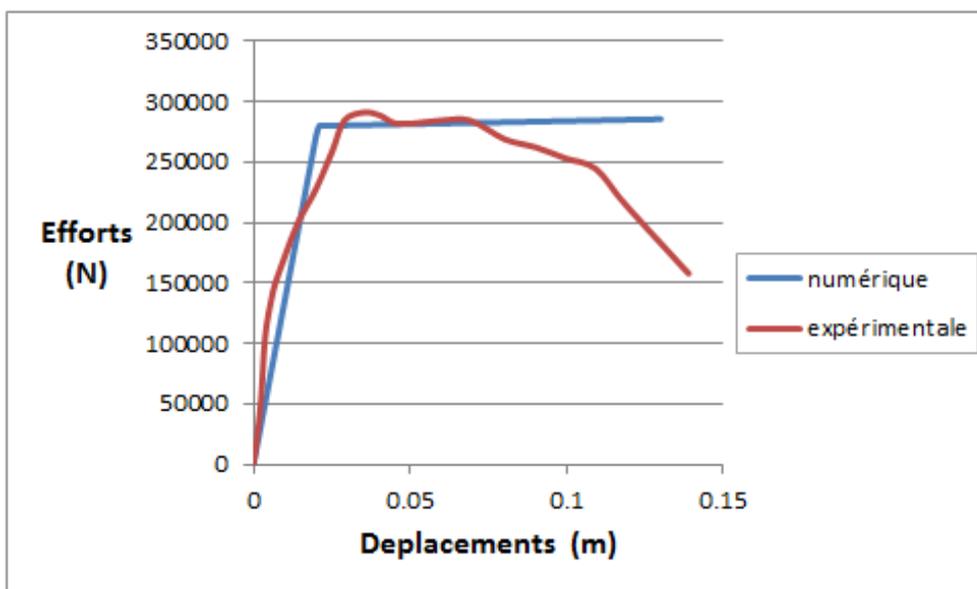


Figure 3.3 : comparaison des Courbes de capacité : Force - Déplacement.

Commentaire :

On comparant les courbes forces- déplacements expérimentale et numérique, on observe que les deux courbes ont pratiquement la même rigidité élastique. On remarque aussi que la force maximale (de plastification) obtenue numériquement est presque identique à celle obtenue expérimentalement. Cependant dans la courbe expérimentale on remarque une chute de l'effort (rupture) à partir d'un déplacement (8 cm), alors que la courbe numérique ne donne pas la rupture car le model de Takeda ne permet pas de simuler la rupture (la chute de la force).

3.4. Accélérogrammes utilisés dans l'étude

On a utilisé deux accélérogrammes enregistrés (boumerdés en Algérie et Kocaeli en Turquie) ayant des accélérations maximales et des contenus fréquentiels différents. Les deux accélérogrammes sont présentés en Figure 3.4 et 3.5.

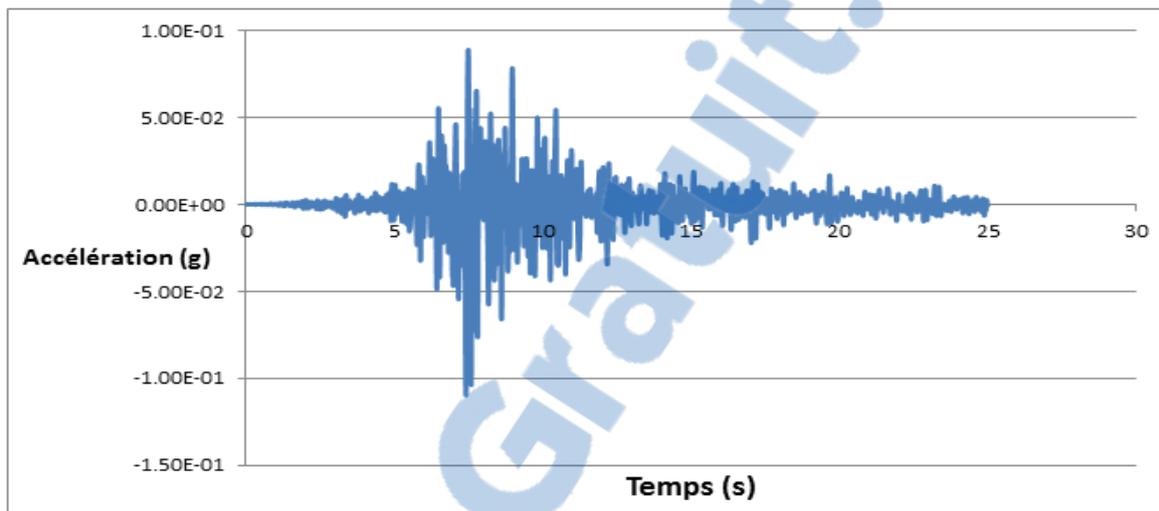


Figure 3.4 : Accélérogramme de Boumerdes.

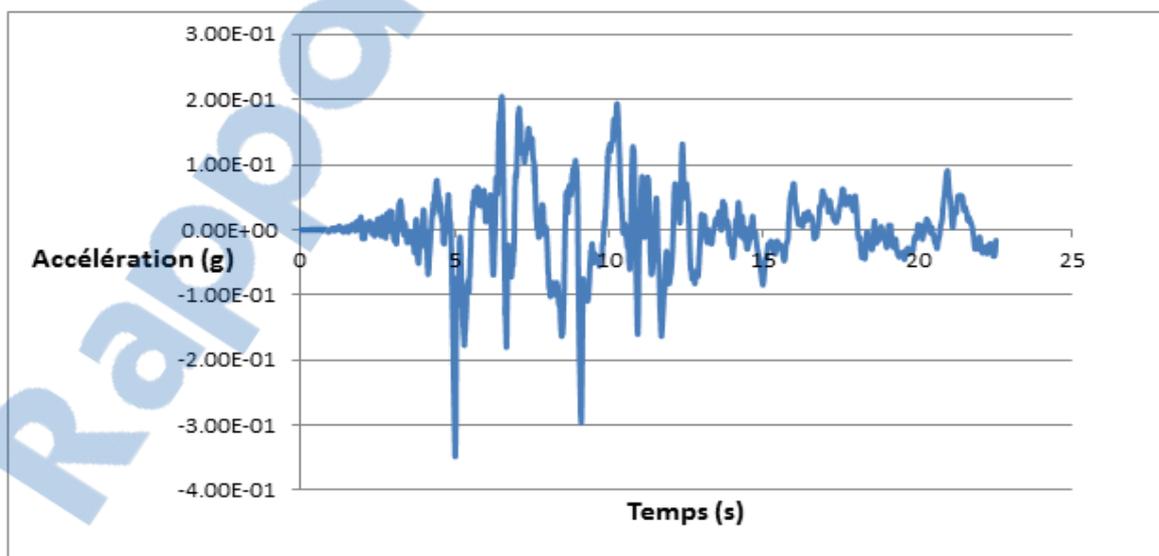


Figure 3.5 : Accélérogramme de Kocaeli.

3.5. Caractéristiques des matériaux utilisés dans la présente étude (Sol & Béton)

Béton :

Masse volumique : $\rho = 2500 \text{ Kg} / \text{m}^3$

Résistances à la compression a 28 jours : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

Module de Young : $E = 32000 \text{ MPa}$.

Coefficient de poisson : $\nu = 0.2$

Acier :

- longitudinales : on a choisi le : « $f_e.E.400$ » H.A $f_e = 400 \text{ MPa}$

- transversales : on a choisi le : « $f_e .E. 400$ » R.L

-module de Young : $E = 200000 \text{ MPA}$

Sol utilisé dans l'étude :

On a utilisé différent type de sol selon la classification de RPA 99 version 2003 présenté dans le tableau (1.3) cité dans le chapitre 1. Les propriétés des sites sont regroupées dans le tableau suivant :

Site	E(MPa)	G(MPa)	ν	$\rho \text{ Kg} / \text{m}^3$
S_1	3161.6	1216	0.3	1900
S_2	790.40	304	0.3	1900
S_3	197.6	76	0.3	1900
S_4	49.4	19	0.3	1900

Tableau 3.3 : les différentes propriétés des sites.

3.6. Description du poteau

Le poteau modélisé ayant les caractéristiques suivantes:

- Section : $(a*b) = 0.5 * 0.5$
- Inertie : $I_{yy} = I_{zz} = \frac{b h^3}{12} = 0.0052 \text{m}^4$.
- La hauteur de poteau : $h = 6 \text{ m}$.

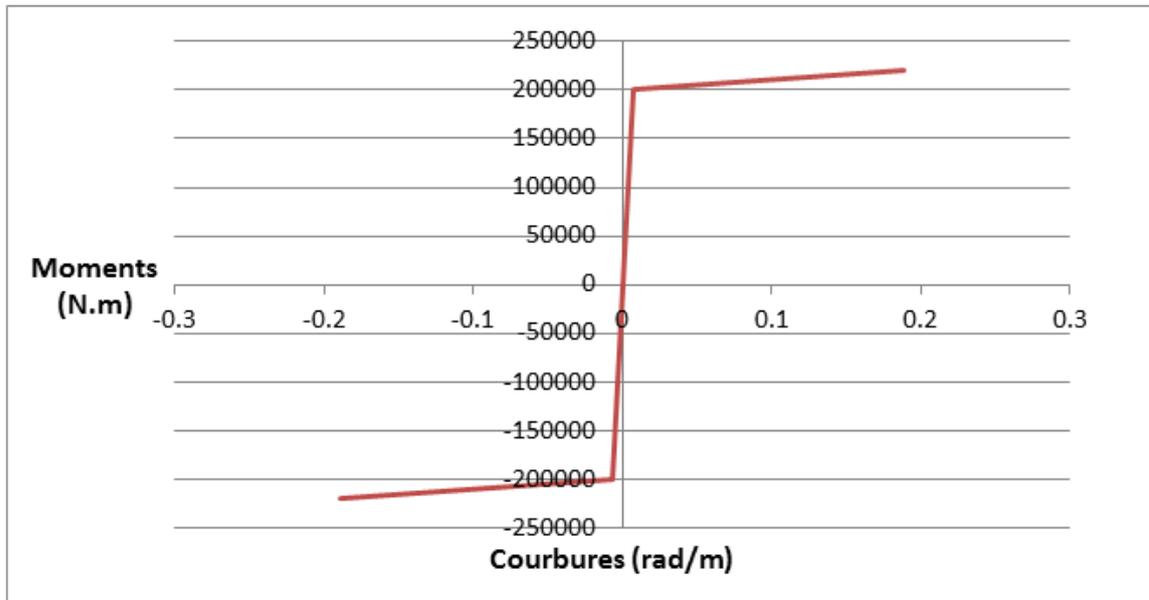


Figure 3.6 : Moments courbures

3.7. Modèles utilisés

3.7.1. Modèle en Éléments finis 3D

Le domaine du sol de longueur $L= 3h$, largeur $B= 3h$ et de hauteur $H= h$ est modélisé par des éléments finis tridimensionnelles. Les conditions aux limites considérées sont :

- Le massif du sol est rigide à la base et les parois verticales sont libres.

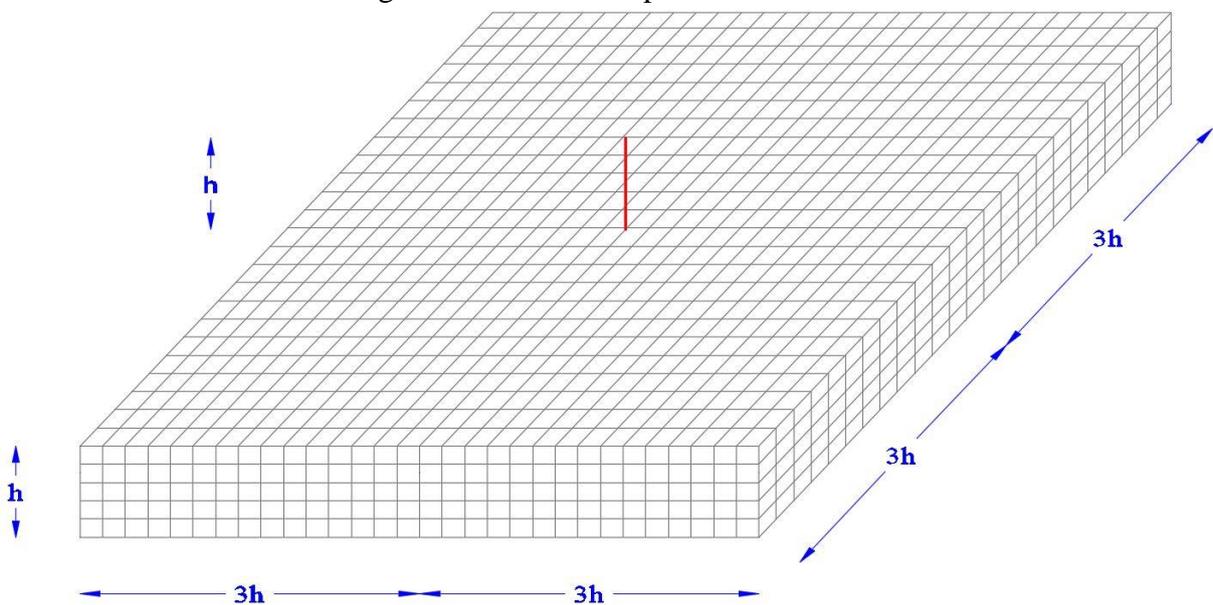


Figure 3.7 : Modèle en éléments finis sol-structure.

3.7.2. Modèle de Macro-élément

Le sol est représenté par un élément joint (model de S. Grange) qui portent les caractéristiques du sol qui sont déterminé ci-dessous à partir des équations (2.12) ;(2.13) ; (2.14), Pour une fondation rectangulaire de dimension $L_x = 1\text{ m}$ et $L_y = 1\text{ m}$. Les raideurs du l'élément Macro sont reportés dans le tableau 3.4 pour les différents sites.

Site	k_{xx} (Mpa)	k_{zz} (Mpa)	$k_{\theta\theta}$ (Mpa)
S_1	3040	3648	608
S_2	760	912	152
S_3	190	228	38
S_4	47.5	57	9.5

Tableau 3.4 : les raideurs des différents sites.

La capacité portante calculé à l'aide de l'équation (2.15), le facteur de portance sont déterminé par le tableau (2.1). Le tableau 3.5 résume ces résultats.

Site	C(Mpa)	ϕ	q_{max} (Mpa)
S_1	50	0	308.4
S_2	0.2	0	1.2336
S_3	0.1	0	0.6168
S_4	0.025	0	0.1542

Tableau 3.5 : capacité portante pour des différents sites.

3.8. Analyse linéaire

3.8.1. Résultats de l'analyse modale

3.8.1.1. Model Élément finie 3D

Poteau	Mode	Site 1	Site 2	Site 3	Site 4	Base Fixe
Fréquence (HZ)	1	7.8	7.23	5.85	2.91	8.016
	2	7.87	7.47	6.01	3.02	8.01
	3	23.57	11.81	6.05	3.24	49.85
Période (S)	1	0.128	0.14	0.17	0.34	0.125
	2	0.127	0.13	0.16	0.33	0.124
	3	0.042	0.08	0.16	0.31	0.020

Tableau 3.6 : Périodes et fréquences avec et sans ISS, poteau (Model EF3D).

	Période (S)	T_s/T_{fixe}	Pourcentage de différence (%)
Fixe	0.125	1	0
Rocheux (S1)	0.128	1.024	2.4
Ferme(S2)	0.14	1.12	12
Meuble (S3)	0.17	1.36	36
Très meuble (S4)	0.34	2.72	172

Tableau 3.7 : Comparaison des résultats pour la 1ère période entre les différents sites, poteau (Model EF3D).

D’après le tableau (3.7) pour les sites S1, S2, S3 et S4, la période fondamentale augmente de **2.4%**, **12%**, **36%**, **172%** respectivement par rapport au cas de la base fixe. Cette augmentation est d’autant plus grande que le sol est déformable, figure (3.7), Ceci montre clairement l’influence du module de Young du sol sur la période fondamentale de la structure.

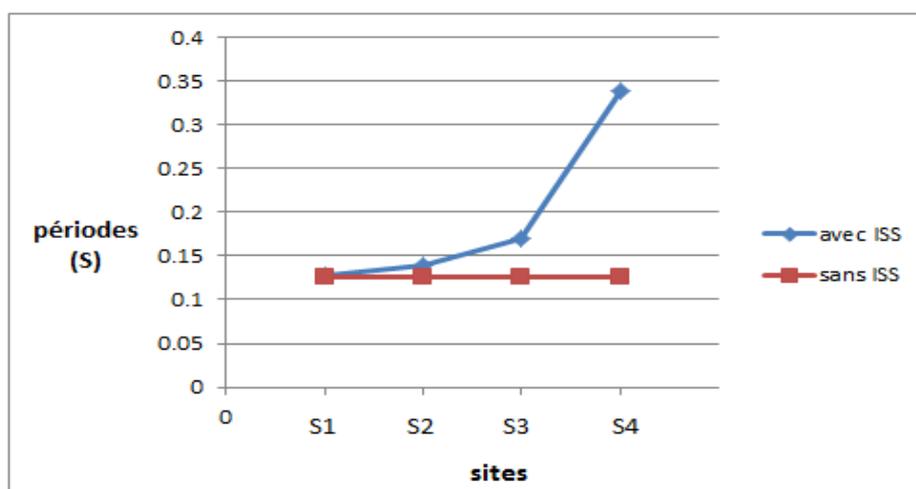


Figure 3.8 : Evaluation des périodes fondamentales pour différents sites, Poteau (Model EF3D).

3.8.1.2. Model de Macro-élément

Poteau	Mode	Site 1	Site 2	Site 3	Site 4	Base Fixe
Fréquence (HZ)	1	7.36	6.07	4.01	2.22	8.016
	2	8.01	7.98	7.89	7.53	8.01
	3	46.35	41.57	35	17.8	49.85
Période (S)	1	0.13	0.16	0.24	0.45	0.12
	2	0.12	0.13	0.126	0.13	0.12
	3	0.02	0.024	0.028	0.05	0.02

Tableau 3.8 : Périodes et fréquences avec et sans ISS, poteau (Macro-élément).

	Période	T_s/T_{fixe}	Pourcentage de différence (%)
Fixe	0.12	1	0
Rocheux (S1)	0.13	1.083	8.3
Ferme(S2)	0.16	1.33	33
Meuble (S3)	0.24	2	100
Très meuble (S4)	0.45	3.75	275

Tableau 3.9 : Comparaison des résultats pour la 1ère période entre les différents sites, (Macro-élément).

Concernant l'influence du module de Young du sol sur la période fondamentale de la structure, on constate que pour les sites S1, S2, S3 et S4, la période fondamentale est égale à **0.13 s, 0.16 s, 0.24 s, 0.45 s** respectivement, la période fondamentale du poteau à base fixe est égale à **0.12 s**, la période fondamentale augmente de **8.3 % , 33%, 100% , 275 %** respectivement par rapport au cas de la base fixe. Cette augmentation est d'autant plus grande que le sol est déformable, figure (3.8), Ceci montre clairement l'influence du module de Young du sol sur la période fondamentale de la structure. L'amplification est beaucoup plus significative en utilisant des éléments macro que dans le cas d'une modélisation 3D.

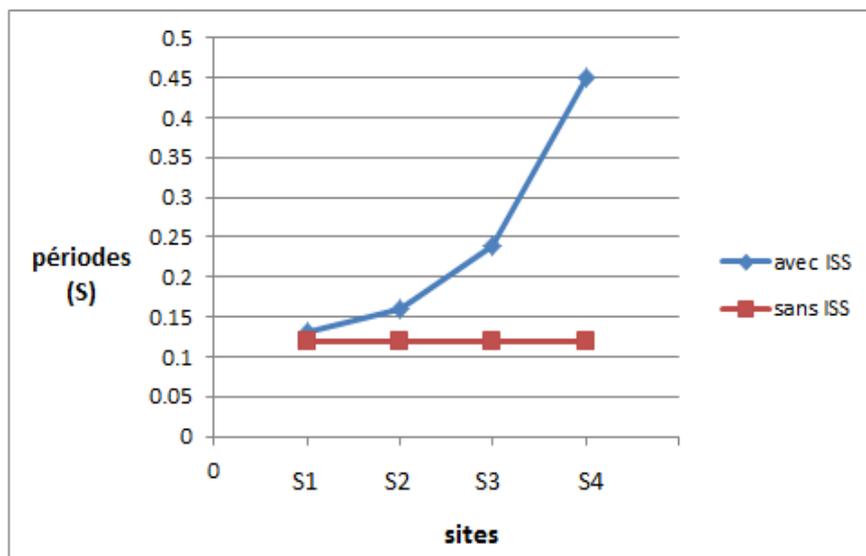


Figure 3.9 : évaluation des périodes fondamentales pour différents sites, Poteau (Model Macro-élément).

3.8.2. Résultats de l'analyse transitoire

3.8.2.1. Accélérogramme de boumerdés

3.8.2.1.1. Modèle Eléments Finis 3D

Sites	S1	S2	S3	S4	Fixe
Déplacement (mm)	0.11	0.42	1.68	6.73	0.65
Dep_s/Dep_{fixe}	0.169	0.646	2.585	10.353	1
Pourcentage de différence (%)	-83.1	-35.4	158.5	935.3	0

Tableau 3.10 : Déplacement maximum au sommet du poteau séisme boumerdés (EF3D).

On constate que le déplacement au sommet du poteau pour une base fixe est égal à **0.65 mm** et pour $E = 3161.6 \text{ MPa}$ (S1) est égal à **0.11 mm** et pour des modules de Young du sol de **790.40 MPa** (S2) et **197.6 MPa** (S3), **49.4 MPa** (S4), le déplacement au sommet est égal à **0.42 mm**, **1.68 mm**, **6.73 mm**, Ce qui représente une diminution de l'ordre de **-83.1 %**, **-35.4 %** pour les deux premier sites (S1) et (S2) et une augmentation de **158.5 %**, **935.3 %** pour les sites (S3) et (S4), respectivement par rapport au cas base fixe. Ceci indique clairement que pour le site (S4) il y a une très grande amplification du déplacement latéral au sommet, figure (3.9).

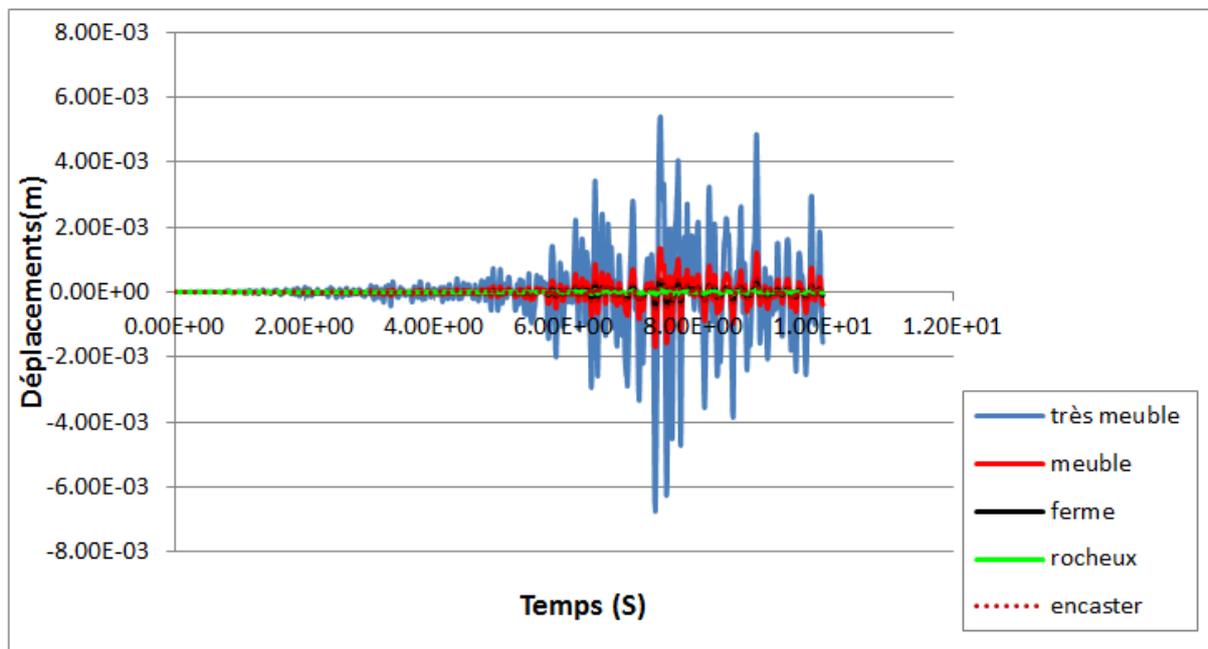


Figure 3.10 : Déplacement au sommet du poteau, séisme boumerdés (EF3D)

3.8.2.1.2. Modèle de Macro-élément

Sites	S1	S2	S3	S4	Fixe
Déplacement (mm)	0.76	1.12	2.54	8.23	0.65
Dep_s/Dep_{fixe}	1.169	1.72	3.90	12.66	1
Pourcentage de différence (%)	16.9	72	290	1166	0

Tableau 3.11 Déplacements maximum au sommet du poteau séisme boumerdés (Macro-élément)

Le déplacement au sommet pour la base fixe et égal à **0.65 mm** et pour le site (S1) est égal à **0.76 mm**, ce déplacement devient **1.12 mm**, **2.54 mm**, **8.23 mm** pour les sites S2, S3, et S4, respectivement, soit une augmentation de l'ordre de **16.9 %**, **72 %**, **290 %**, et **1166 %** par rapport au cas base fixe, figure (3.10).

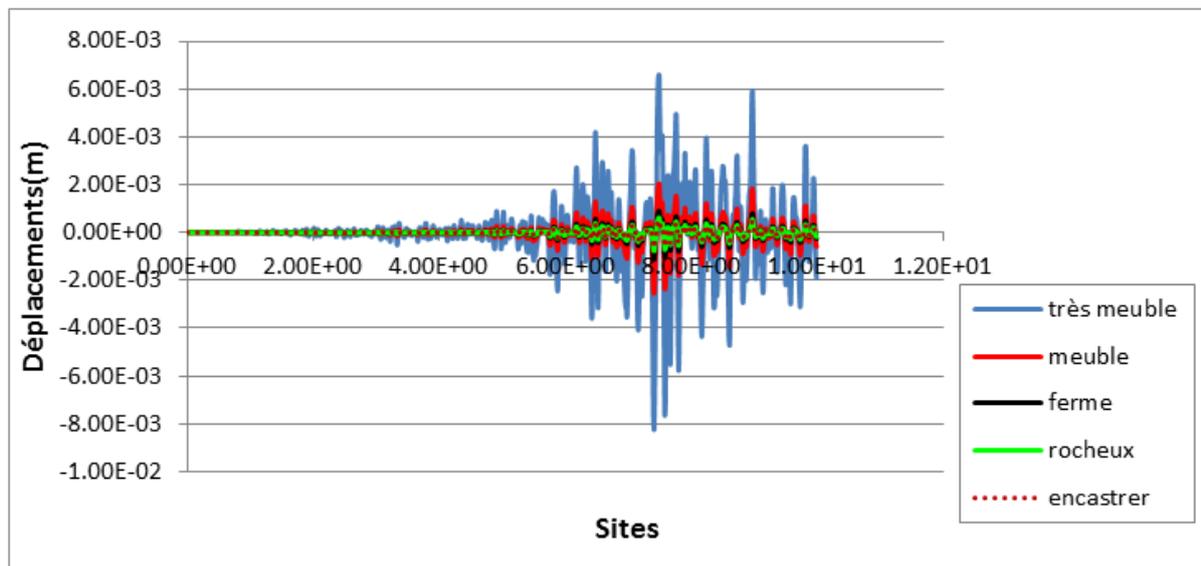


Figure 3.11 : Déplacement au sommet du poteau séisme boumerdés (Macro-élément).

3.8.2.2. Accélérogramme de Kocaeli

3.8.2.2.1. Modèle Eléments Finis 3D

Sites	S1	S2	S3	S4	Fixe
Déplacement (mm)	0.34	1.35	5.4	21.6	2.08
Dep_s/Dep_{fixe}	0.16	0.649	2.596	10.38	1
Pourcentage de différence (%)	-83.6	-35	159.6	938	0

Tableau 3.12 : Déplacement maximum au sommet du poteau séisme Kocaeli (EF 3D).

On constate que le déplacement au sommet du poteau pour une base fixe est égal à **2.08 mm** et pour $E= 3161.6 \text{ MPa}$ (S1) est égal à **0.34 mm** et pour des modules de Young du

sol de **790.40 MPa** (S2) et **197.6 MPa** (S3), **49.4 MPa** (S4), le déplacement au sommet est égal à **1.35 mm**, **5.4 mm**, **21.6 mm**, Ce qui représente une augmentation de l'ordre de **- 83.6%**, **-35 %**, **159.6 %**, **938 %** respectivement par rapport au cas base fixe. Ceci indique clairement que pour le site (S4) il y a une très grande amplification du déplacement latéral au sommet, figure (3.11).

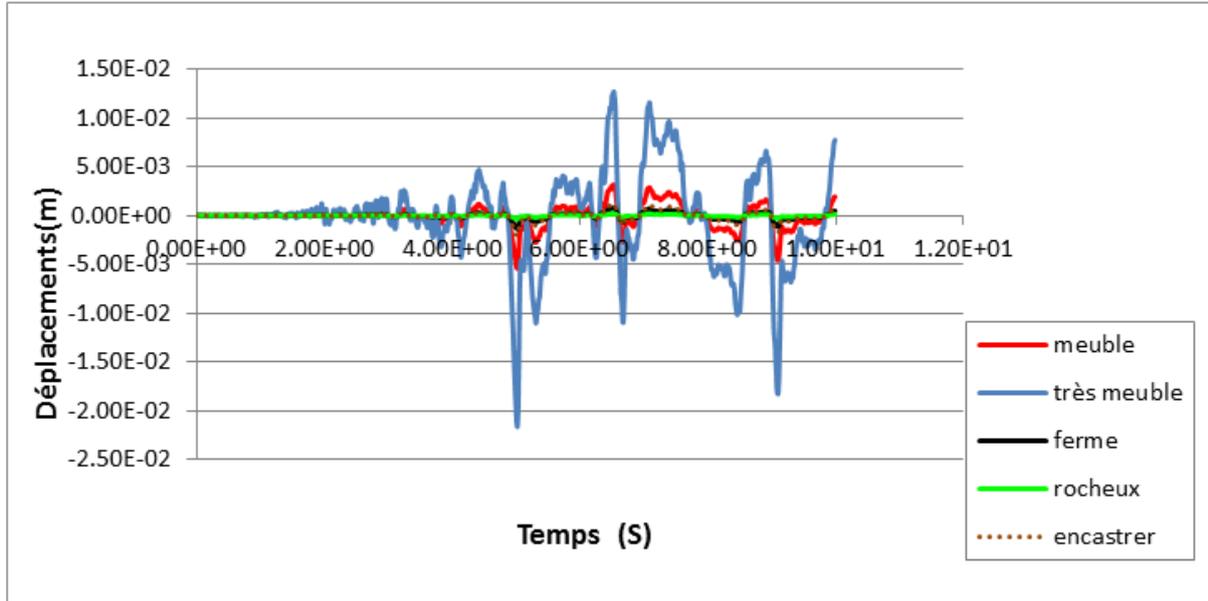


Figure 3.12 : Déplacement au sommet du poteau séisme Kocaeli (EF3D).

3.8.2.2.2. Modèle de Macro-élément

Sites	S1	S2	S3	S4	Fixe
Déplacement (mm)	2.46	3.6	8.16	26.4	2.08
Dep_S/Dep_{fixe}	1.182	1.730	3.923	12.69	1
Pourcentage de différence (%)	18.2	73	292.3	1169	0

Tableau 3.14 : Déplacement maximum au sommet du poteau séisme Kocaeli (Macro-élément).

Le déplacement au sommet pour la base fixe est égal à **2.08 cm** et pour le site **S1** est égal à **2.46 cm**, ce déplacement devient **3.6 cm**, **8.16 cm**, **26.4 cm** pour les sites **S2**, **S3**, et **S4**, respectivement, soit une augmentation de l'ordre de **18.2 %**, **73 %**, et **292.3 %**, **1169 %** par rapport au cas base fixe, figure (3.10).

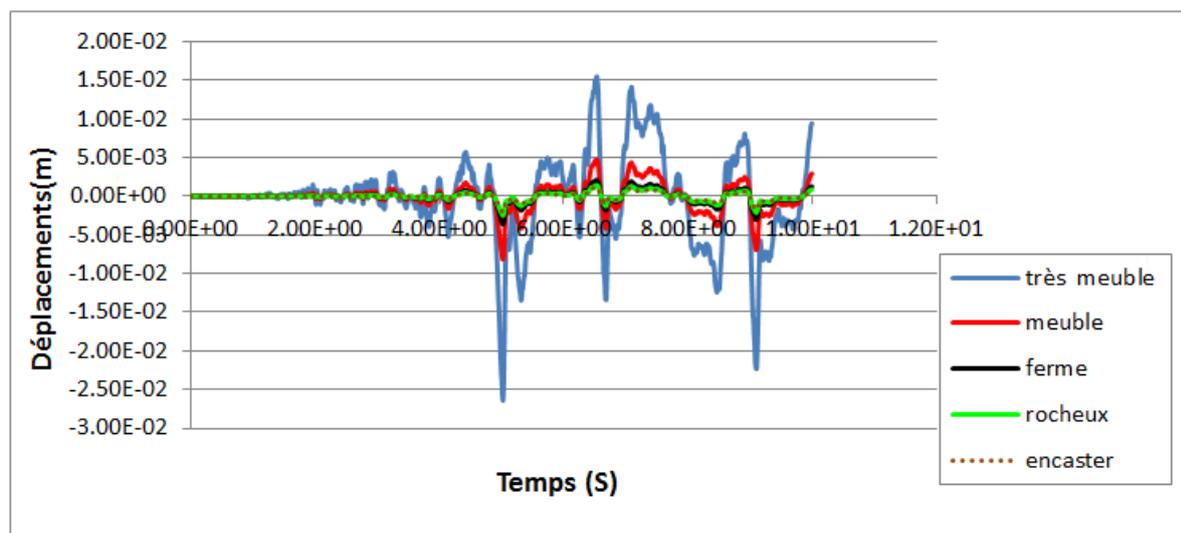


Figure 3.13 : Déplacement au sommet du poteau, séisme Kocaeli (Macro-élément).

3.9. Analyse non linéaire

La non linéarité matérielle est pris en compte dans la description du comportement de poteau avec le modèle de Takeda.

3.9.1. Comparaison en termes de Courbe de capacité (Force – Déplacements)

3.9.1.1. Chargement statique monotone

3.9.1.1.1. Modèle Eléments Finis 3D

Les courbes de capacité correspondante à chaque site sont illustrées sur la figure 3.14

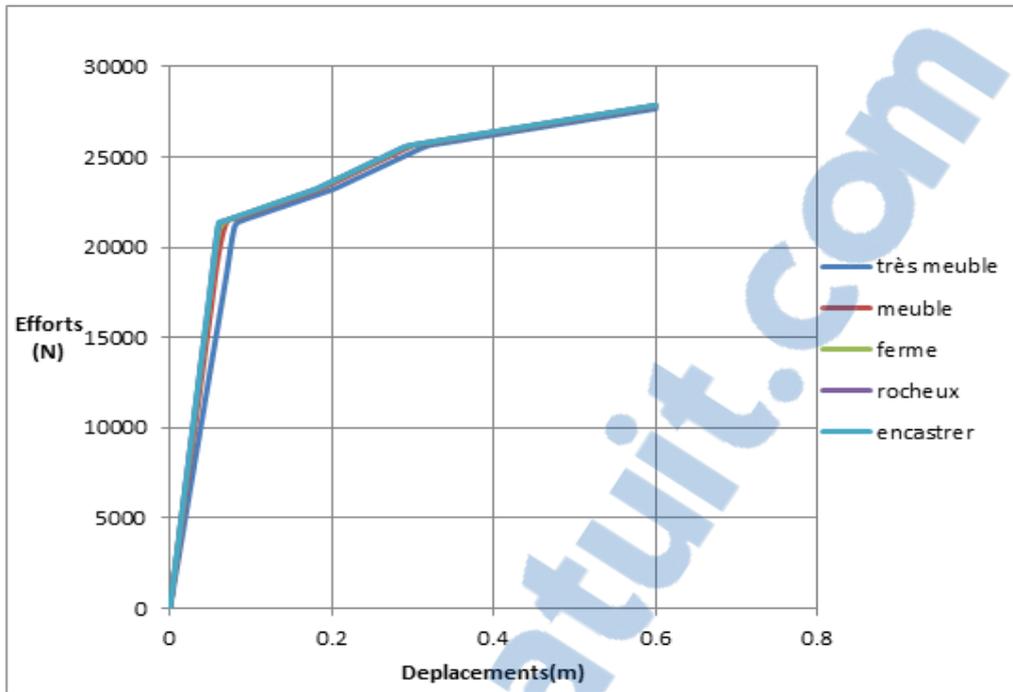


Figure 3.14 : Effort-déplacements pour différent sites avec l'encastrement (Modèle EF3D)

Sites	S1	S2	S3	S4	Fixe
Rigidité (N/m)	354040	348420	327666.66	264600	355945.45
R_S / R_{Fixe}	0.99	0.97	0.92	0.74	1
Le pourcentage de différence %	1	3	8	36	0

Tableau 3.15 : comparaison des rigidités des différent sites par rapport l'encastrement (Modèle EF3D).

Concernant l'influence du module de Young du sol sur la rigidité du poteau, on constate que pour les valeurs de **3161.6 MPa (S1), 790.40 MPa (S2), 197.6 MPa (S3), et 49.4 MPa (S4)** la rigidité est égale à **354040 N/m, 348420 N/m, 327666.66 N/m, 264600 N/m** respectivement, la rigidité du poteau à base fixe est égale à **355945.45 N/m**, la rigidité augmente de **1 % , 3 % , 8 % , 36 %** respectivement par rapport au cas de la base fixe. Cette augmentation est d'autant plus grand que le sol est déformable, figure (3.13), Ceci montre clairement l'influence du module de Young du sol sur la rigidité du poteau.

3.9.1.1.2. Model de Macro-élément :

Les courbes de capacité correspondante à chaque site sont illustrées sur la figure (3.14)

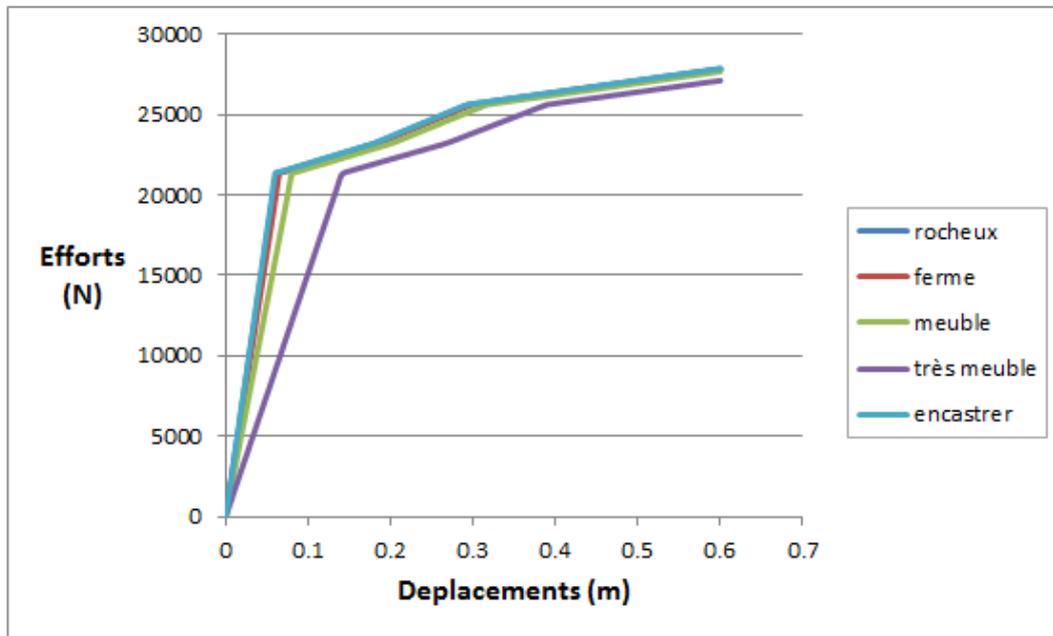


Figure 3.15 : Effort-déplacements pour différent sites avec l'encastrement (Modèle de Macro-élément)

Sites	S1	S2	S3	S4	Fixe
Rigidité (N/m)	345600	328266.66	266186.66	151538.46	355945.45
R_S / R_{Fixe}	0.97	0.92	0.74	0.43	1
Le pourcentage de différence %	3	8	36	57	0

Tableau 3.16 : comparaison des rigidités des différent sites par rapport l'encastrement (EF3D).

La pente pour une base fixe est $K=355945.45$ N/m, cette pente devient égale à $K=345600$ N/m, $K= 328266.66$ N/m, $K= 266186.66$ N/m, $K= 151538.46$ N/m, pour les modules de Young du sol de **3161.6 MPa (S1)**, **790.40 MPa (S2)**, **197.6 MPa (S3)**, et **49.4 MPa (S4)** respectivement, Soit une augmentation de l'ordre de **3 %**, **8 %**, **36 %**, **57%** respectivement par rapport au cas de la base fixe, figure (3.14).

3.9.2. Résultats de l'analyse transitoire

3.9.2.1. Accélérogramme de boumerdés

3.9.2.1.1. Modèle Eléments Finis

Sites	S1	S2	S3	S4	Fixe
Déplacement (mm)	0.11	0.42	1.75	6.75	4.22
Dep_S / Dep_{fixe}	0.026	0.099	0.415	1.599	1
Pourcentage de différence (%)	-97.4	-90.1	-58.5	59.9	0

Tableau 3.17 : Déplacement maximum au sommet du poteau séisme boumerdés (EF3D).

On constate que le déplacement au sommet du poteau pour une base fixe est égal à **4.22mm** et pour $E= 3161.6$ MPa (S1) est égal à **0.11 mm** et pour des modules de Young du sol de **790.40 MPa** (S2) et **197.6 MPa** (S3), **49.4 MPa** (S4), le déplacement au sommet est égal à **0.42 mm**, **1.75 mm**, **6.75 mm**, Ce qui représente une diminution de l'ordre de **-97.4 %**, **-90.1 %**, **-58.5 %**, pour les trois premiers sites (S1), (S3) et (S2), et une augmentation de **59.9 %** pour le site (S4), respectivement par rapport au cas base fixe. Ceci indique clairement que pour le site 4 il y a une très grande amplification du déplacement latéral au sommet, figure (3.31).

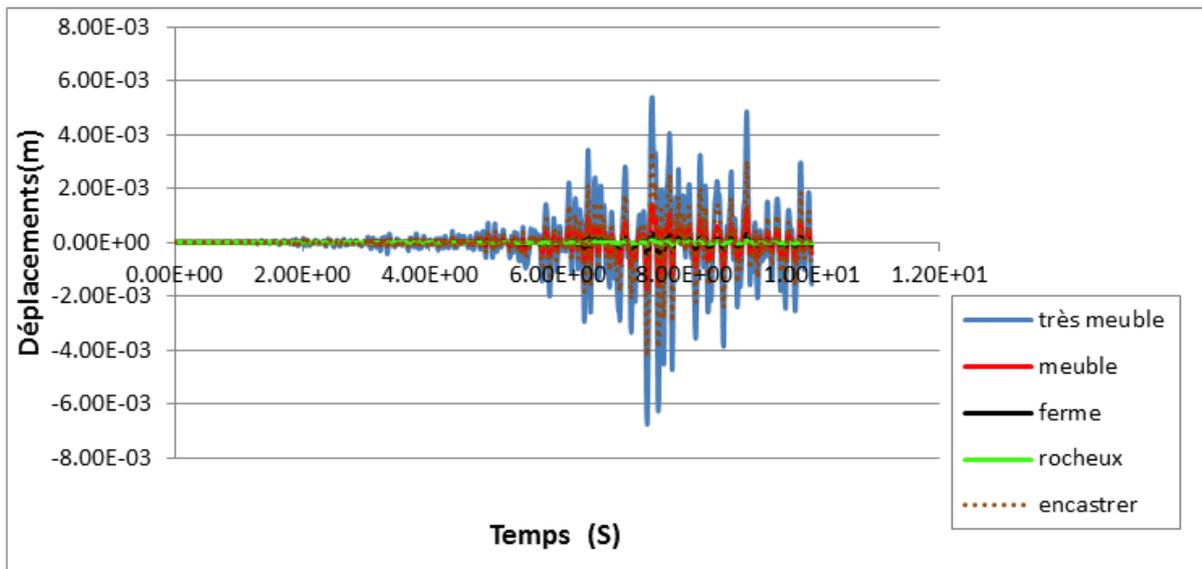


Figure 3.16 : Déplacement au sommet du poteau, séisme boumerdés (EF3D).

3.9.2.1.2. Modèle de Macro-élément

Sites	S1	S2	S3	S4	Fixe
Déplacement (mm)	4.33	4.69	6.11	11.8	4.22
Dep_s/Dep_{fixe}	1.026	1.111	1.447	2.796	1
Pourcentage de différence (%)	2.6	11.1	44.7	179.6	0

Tableau 3.18 : Déplacement maximum au sommet du poteau séisme boumerdés (Macro-élément).

Le déplacement au sommet pour la base fixe est égal à **4.22 mm** et pour le site (S1) est égal à **4.33 mm**, ce déplacement devient **4.69 mm**, **6.11 mm**, **11.8 mm** pour les sites S2, S3, et S4, respectivement, soit une augmentation de l'ordre de **2.6 %**, **11.1 %**, **44.7 %**, et **179.6 %** par rapport au cas base fixe, figure (3.32).

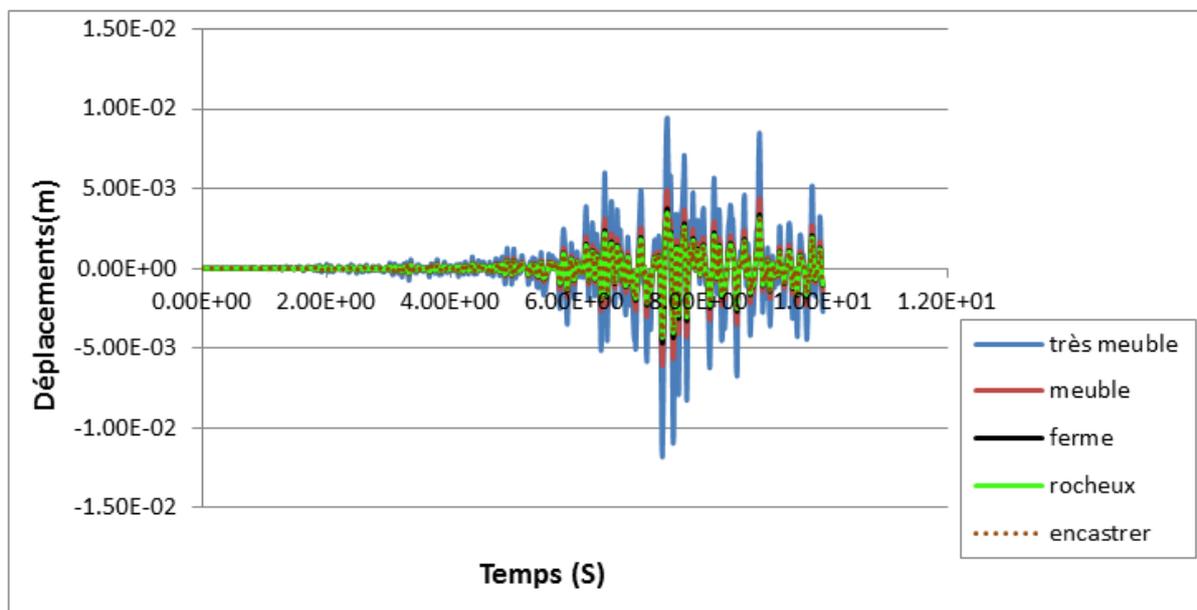


Figure 3.17 : Déplacement au sommet du poteau, séisme boumerdés (Macro-élément).

3.9.2.2. Accélérogramme de Kocaeli

3.9.2.2.1. Modèle Eléments Finis 3D

Sites	S1	S2	S3	S4	Fixe
Déplacement (mm)	0.3	1.4	5.4	21.6	13.5
Dep_s/Dep_{fixe}	0.022	0.104	0.4	1.6	1
Pourcentage de différence (%)	-97.8	-89.6	-60	60	0

Tableau 3.19 : Déplacement maximum au sommet du poteau séisme Kocaeli (EF3D).

On constate que le déplacement au sommet du poteau pour une base fixe est égal à **13.5 mm** et pour $E = 3161.6 \text{ MPa}$ (S1) est égal à **0.3 mm** et pour des modules de Young du sol de **790.40 MPa** (S2) et **197.6 MPa** (S3), **49.4 MPa** (S4), le déplacement au sommet est égal à **1.4 mm**, **5.4 mm**, **21.6 mm**, Ce qui représente une augmentation de l'ordre de **-97.8 %**, **-89.6 %**, **-60 %**, **60 %** respectivement par rapport au cas base fixe. Ceci indique clairement que pour le site 4 il y a une très grande amplification du déplacement latéral au sommet, figure (3.33).

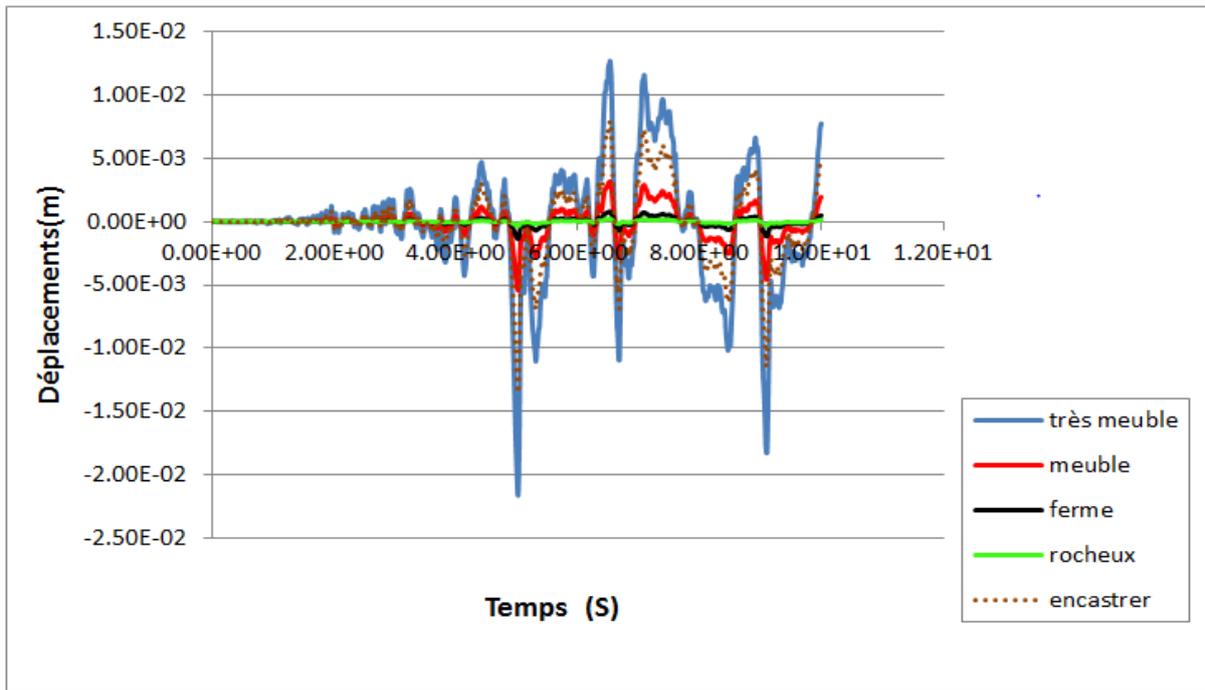


Figure 3.18 : Déplacement au sommet du poteau, séisme Kocaeli (EF 3D).

3.9.2.2.2. Modèle de Macro-élément

Sites	S1	S2	S3	S4	Fixe
Déplacement (mm)	13.9	15	19.6	37.8	13.5
Dep_s/Dep_{fixe}	1.029	1.111	1.452	2.8	1
Pourcentage de différence (%)	2.9	11.1	45.2	180	0

Tableau 3.20 : Déplacement maximum au sommet du poteau séisme Kocaeli (Macro-élément).

Le déplacement au sommet pour la base fixe et égal à **13.5 mm** et pour le site (S1) est égal à **13.9 mm**, ce déplacement devient **15 mm**, **19.6 mm**, **37.8 mm** pour les sites S2, S3, et S4, respectivement, soit une augmentation de l'ordre de **2.9 %**, **11.1 %**, et **45.2 %**, **180 %** par rapport au cas base fixe, figure (3.34).

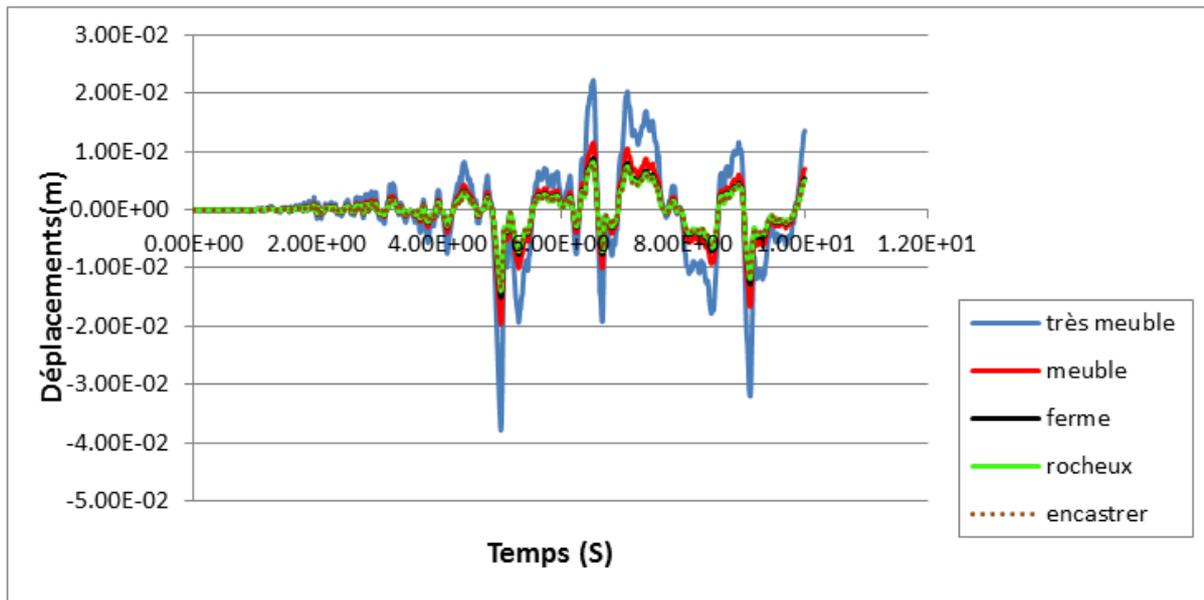


Figure 3.19 : Déplacement au sommet du poteau, séisme Kocaeli (Macro-élément).

3.9.2.3. Courbe de capacité (force- déplacement)

3.9.2.3.1. Accélérogramme de Boumerdés

3.9.2.3.1.1. Modèle Eléments Finis 3D

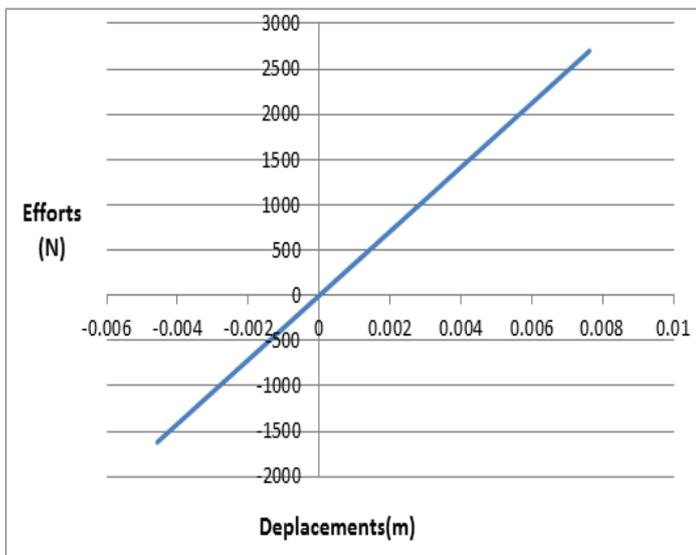


Figure 3.20 : Force-déplacement Eléments Finis 3D (S1)

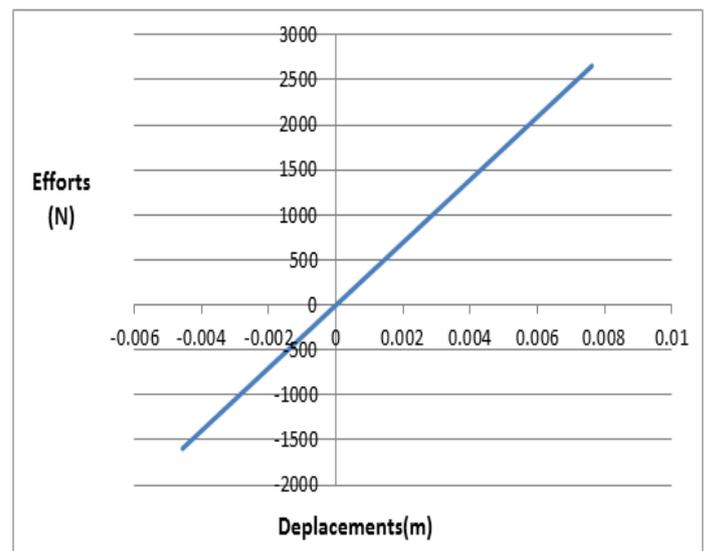


Figure 3.21 : Force-déplacement Eléments Finis 3D (S2)

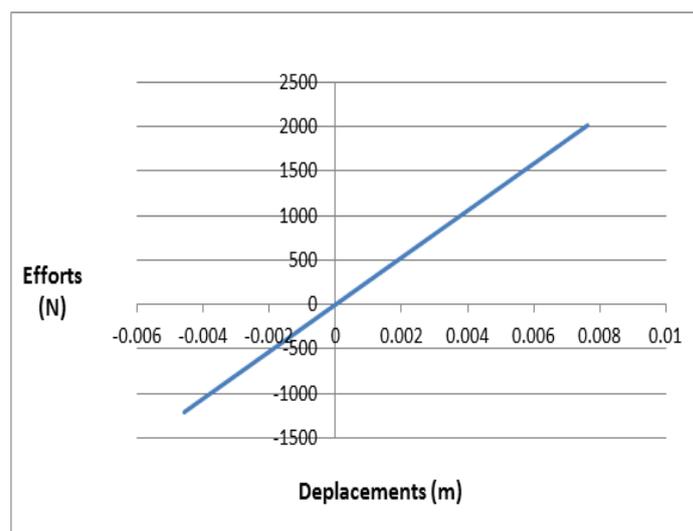
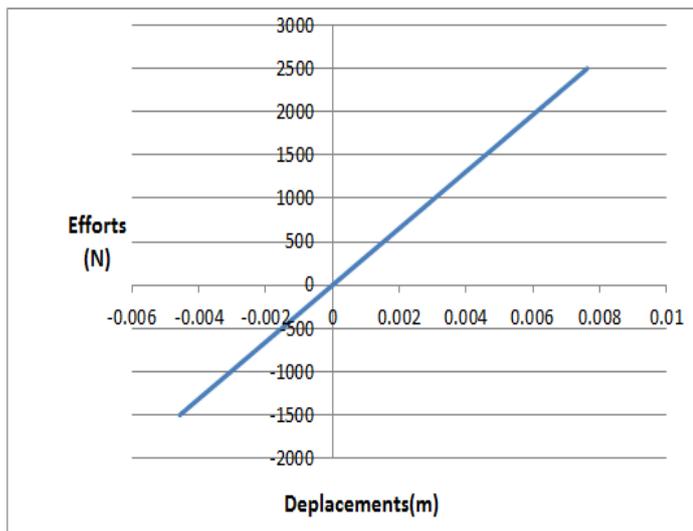


Figure 3.22 : Force-déplacement Eléments Finis 3D (S3)

Figure 3.23 : Force-déplacement Eléments Finis 3D (S4)

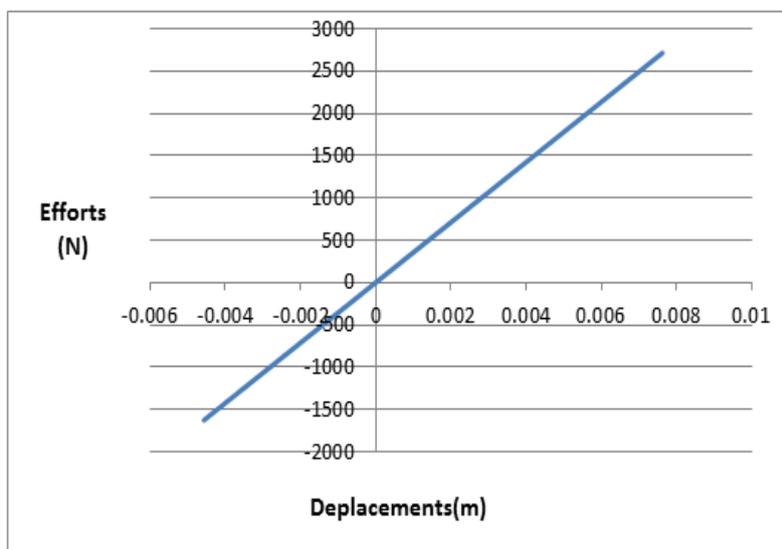


Figure 3.24 : Force-déplacement encastrement boumerdés

3.9.2.3.1.2. Modèle de macroélément :

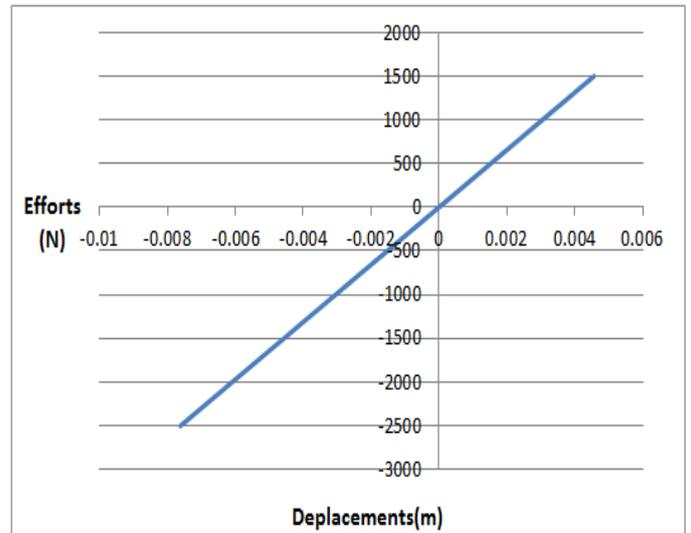
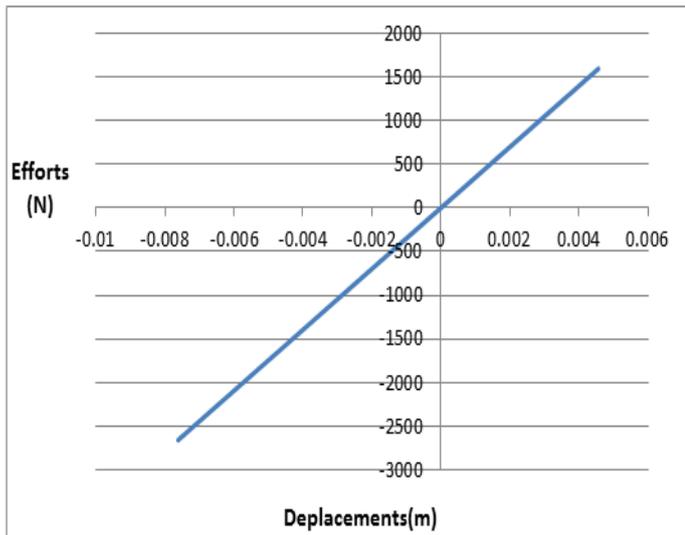


Figure 3.25 : Force-déplacement Macro-élément (S1)

Figure 3.26 : Force-déplacement Macro-élément (S2)

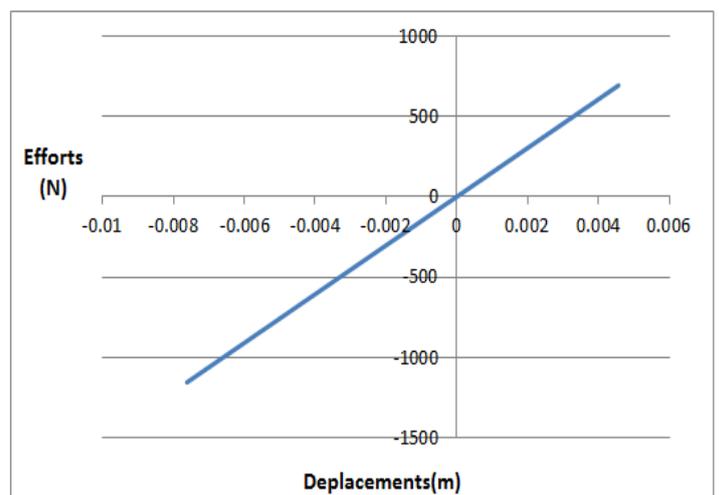
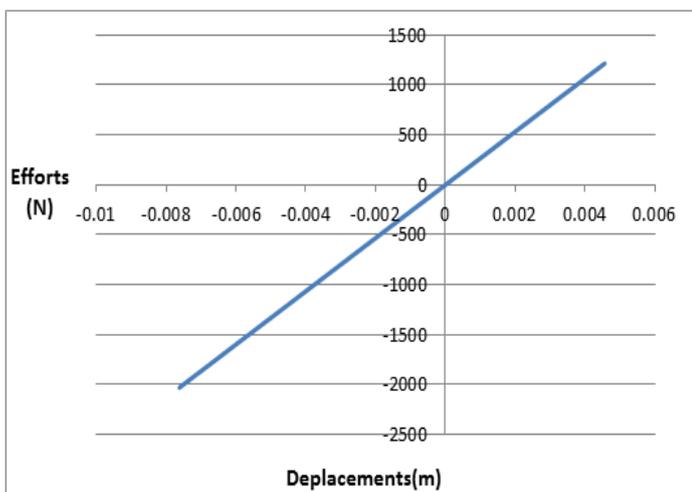


Figure 3.27 : Force-déplacement Macro-élément (S3)

Figure 3.28 : Force-déplacement Macro-élément (S4)

3.9.2.3.2. Accélérogramme de Kocaeli

3.9.2.3.2.1. Modèle Eléments Finis 3D

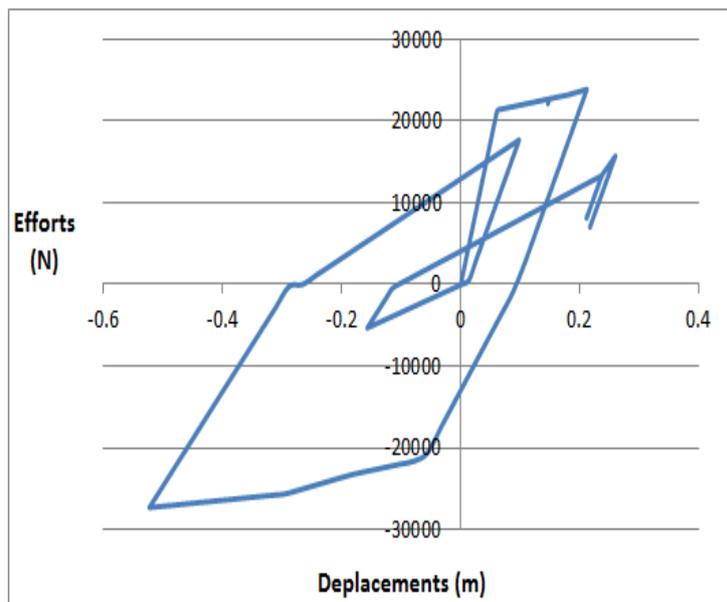
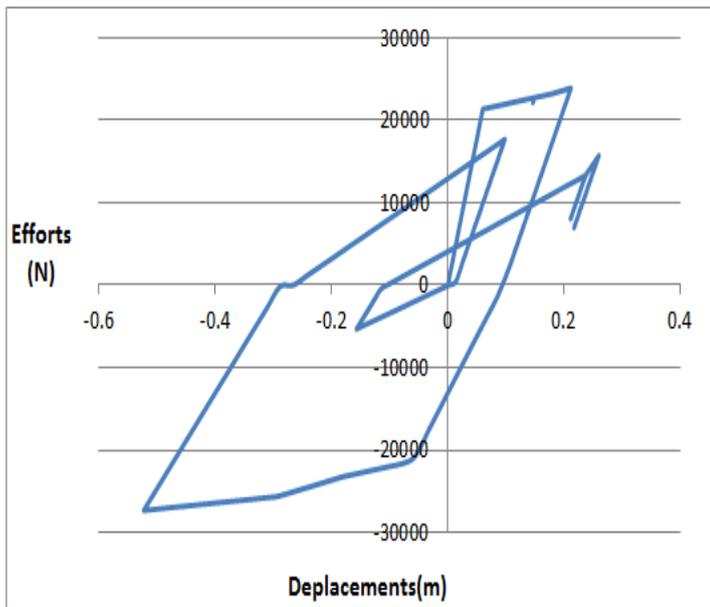


Figure 3.29 : Force-déplacement Modèle Eléments Finis (S1)

Figure 3.30 : Force-déplacement Modèle Eléments Finis (S2)

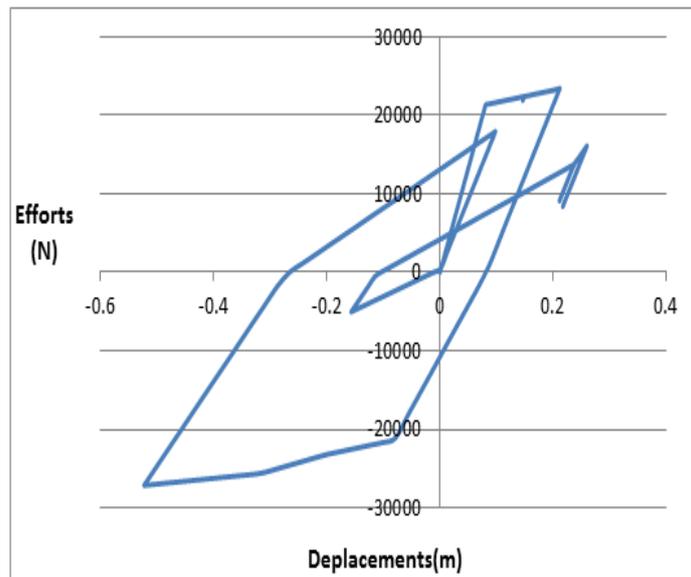
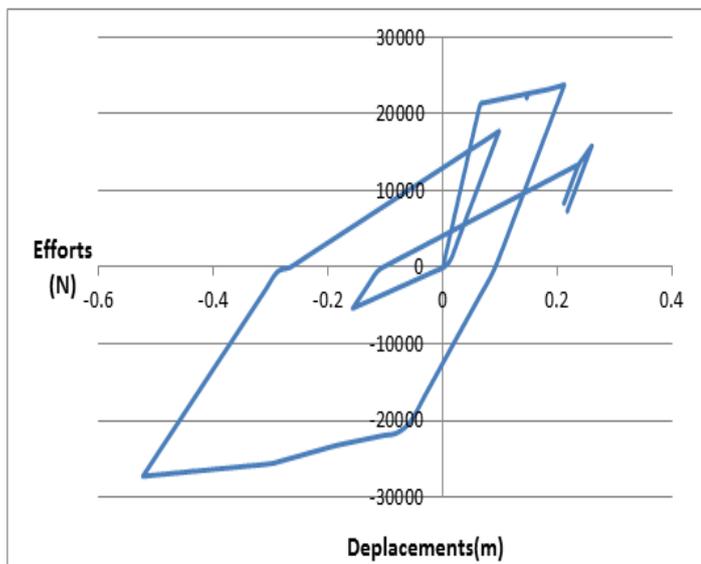


Figure 3.31 : Force-déplacement Modèle Eléments Finis (S3)

Figure 3.32: Force-déplacement Modèle Eléments Finis (S4)

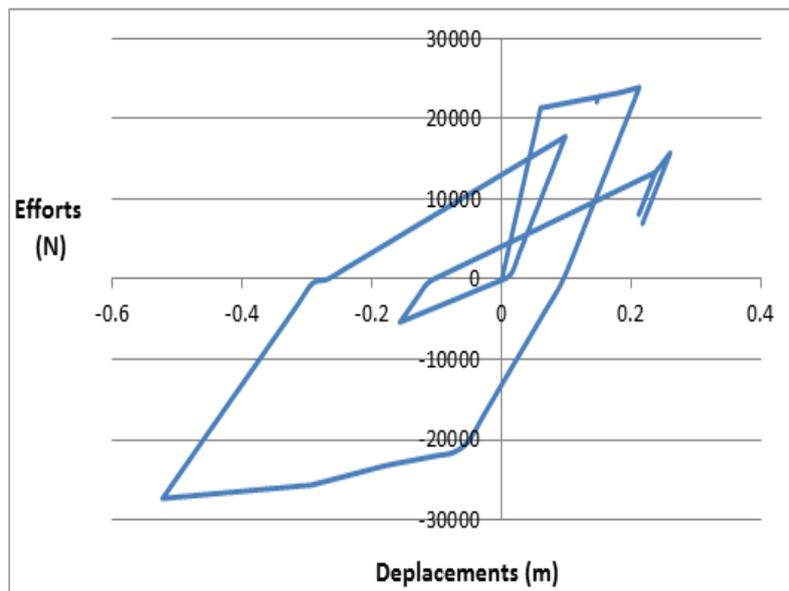


Figure 3.33 : Force-déplacement encastrer

3.9.2.3.2.2. Modèle de Macro-élément

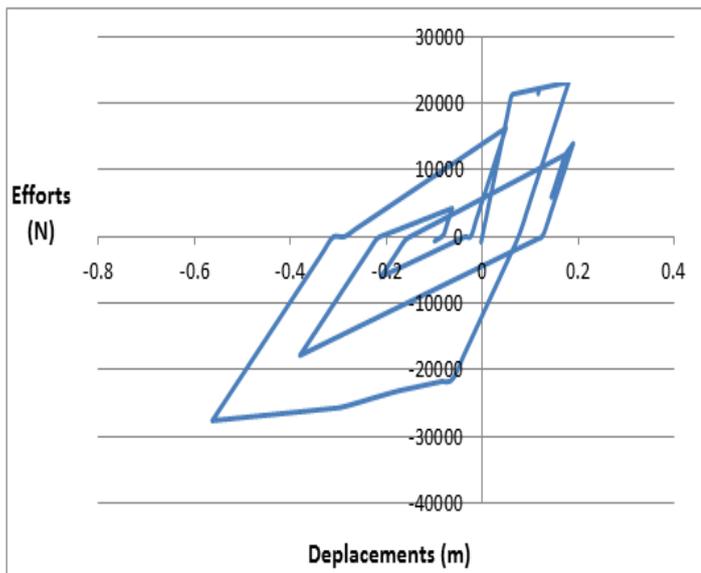


Figure 3.34 : Force-déplacement Modèle de Macro-élément (S1)

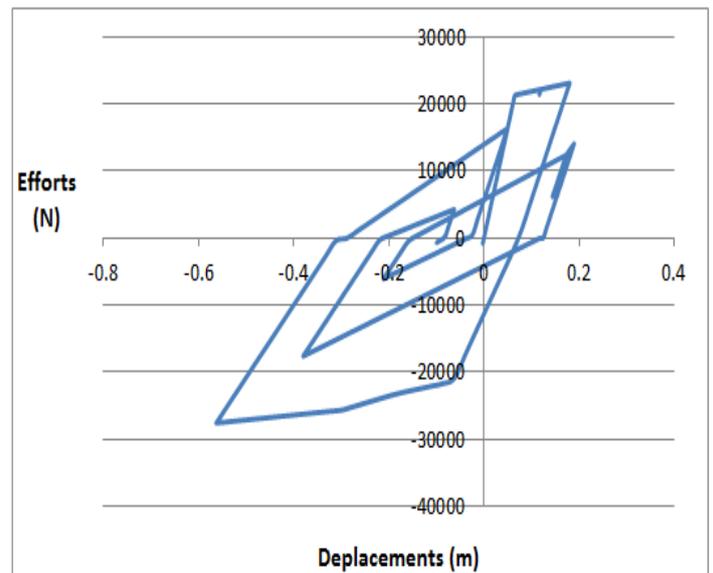


Figure 3.35: Force-déplacement Modèle de Macro-élément (S2)

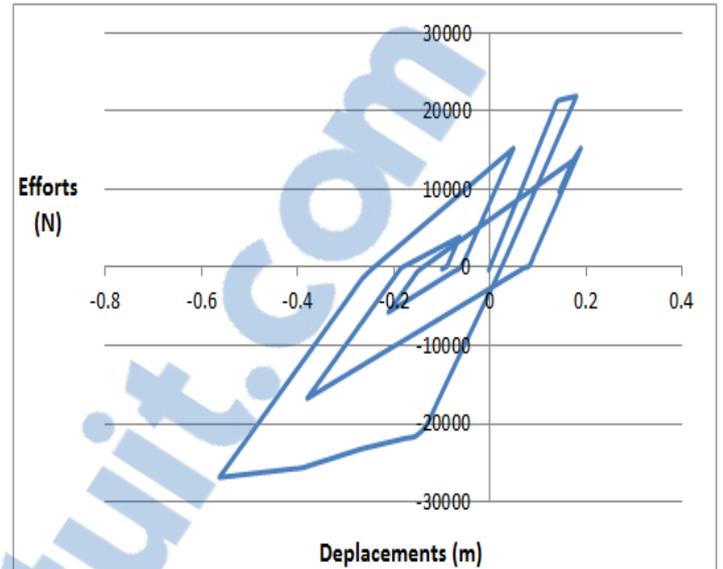
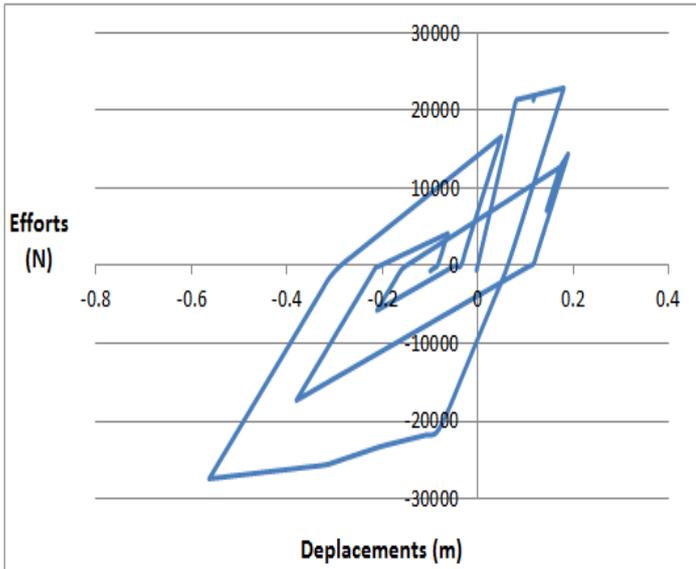


Figure 3.36 : Force-déplacement Modèle de Macro-élément (S3)

Figure 3.37 : Force-déplacement Modèle de Macro-élément (S4)

3.9.2.4. Superposition des courbes de capacités Analyse Transitoire Vs. PushOver

Dans le domaine de l'analyse sismique, les courbes de capacités issues d'une analyse Push-Over sont représentent une enveloppe des résultats de l'analyse transitoire.

3.9.2.4.1. Accélérogramme de Boumerdés

3.9.2.4.1.1. Modèle Eléments Finis

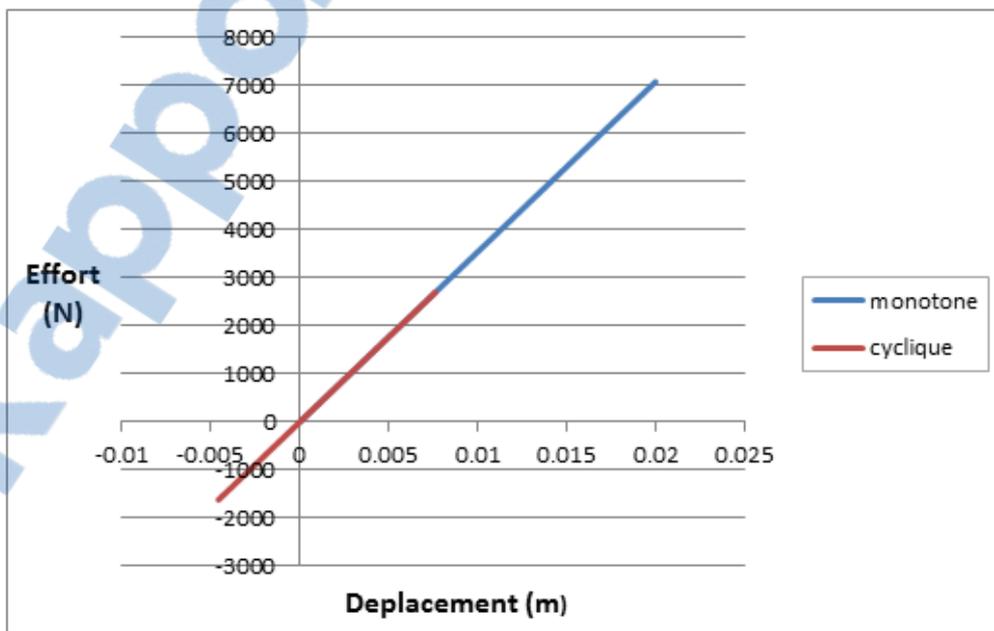


Figure 3.38 : Transitoire Vs. PushOver pour le Modèle Eléments Finis3D (S1).

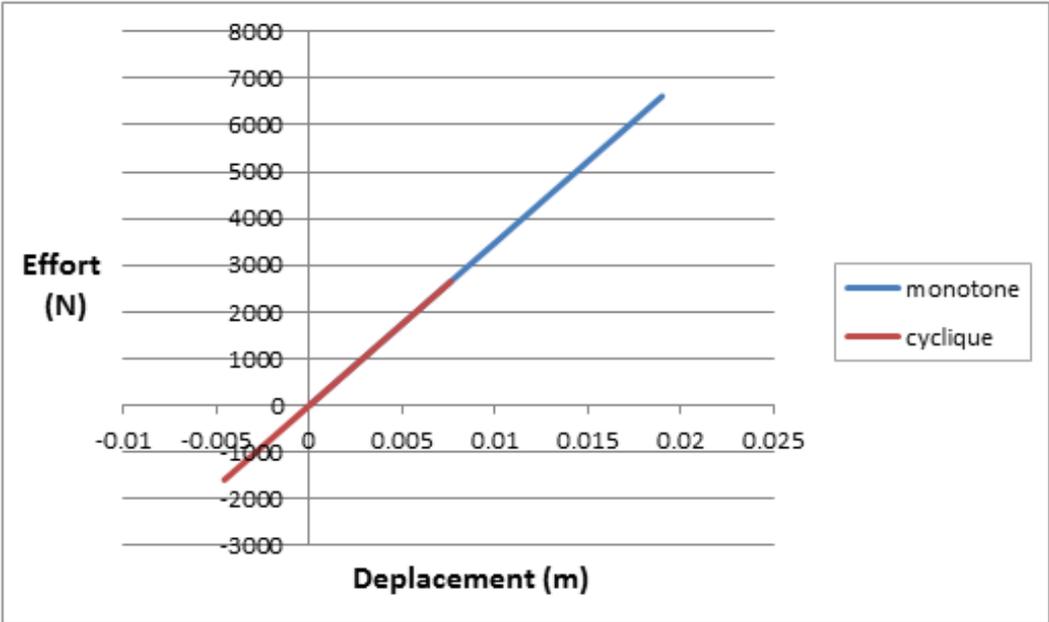


Figure 3.17 : Transitoire Vs. PushOver pour le Modèle Eléments Finis3D (S2).

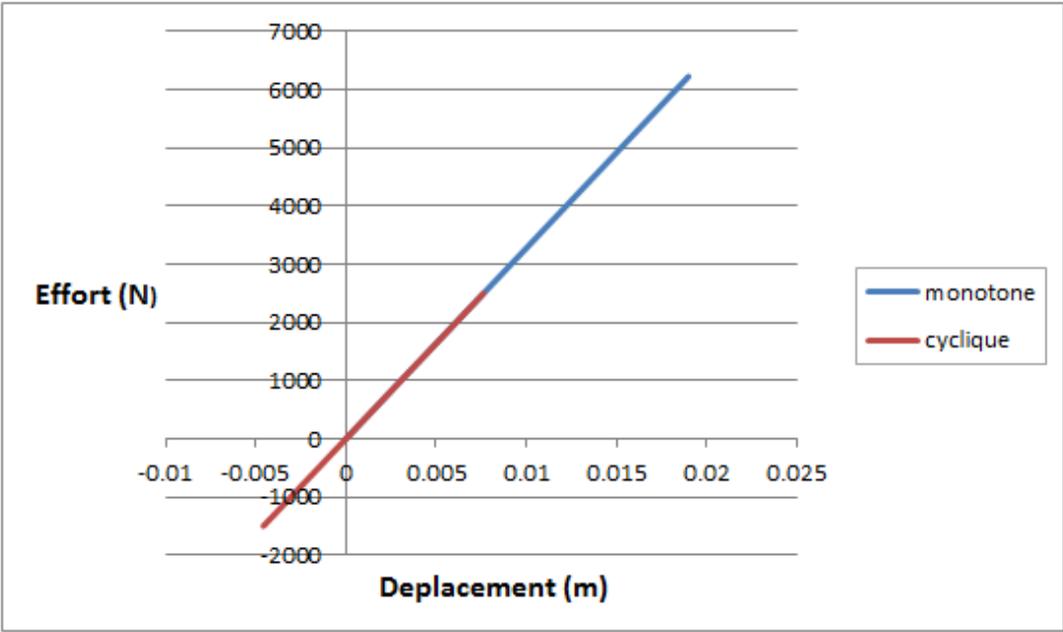


Figure 3.39 : Transitoire Vs. PushOver pour le Modèle Eléments Finis3D (S3).

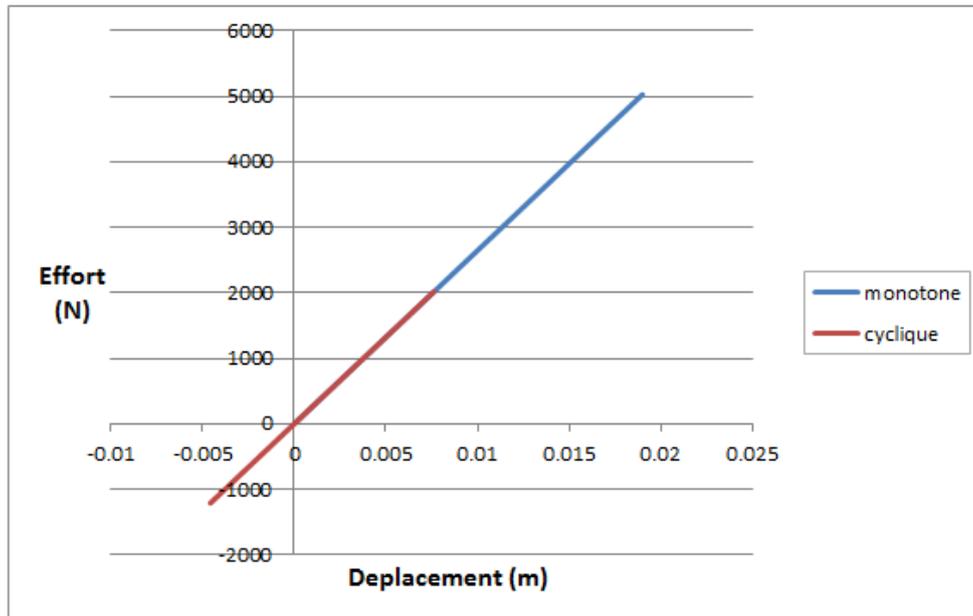


Figure 3.40 : Transitoire Vs. Push-Over pour le Modèle Eléments Finis3D (S1).

Pour les différents sites (S1, S2 et S3 et S4), la réponse de la structure sous l'accélérogramme de Boumerdes est linéaire.

3.9.2.4.1.2. Model de Macro-élément

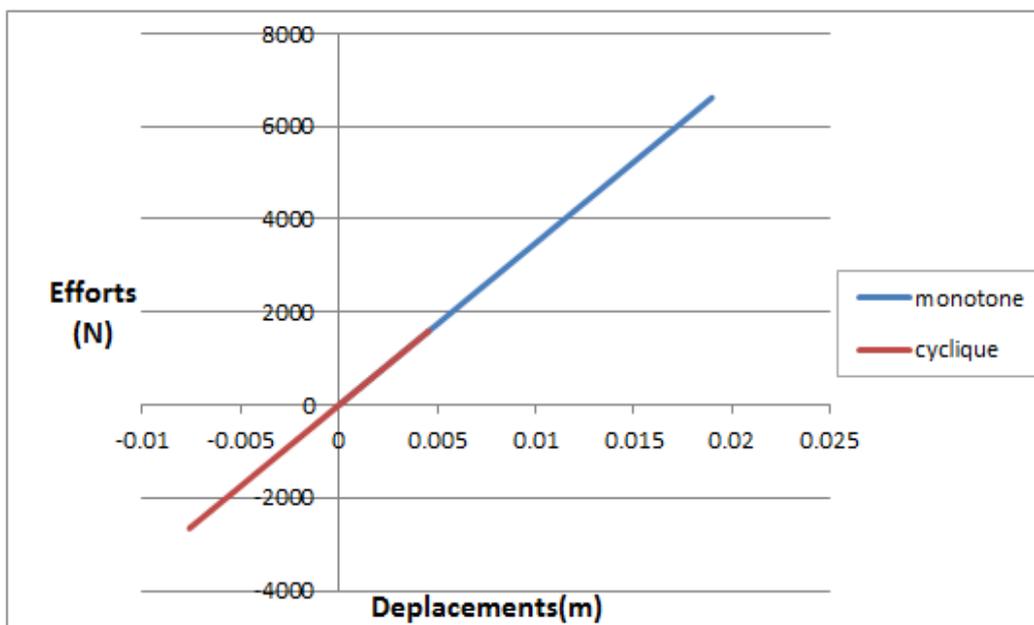


Figure 3.41 : Transitoire Vs. Push-Over pour le Modèle de Macro-élément (S1).

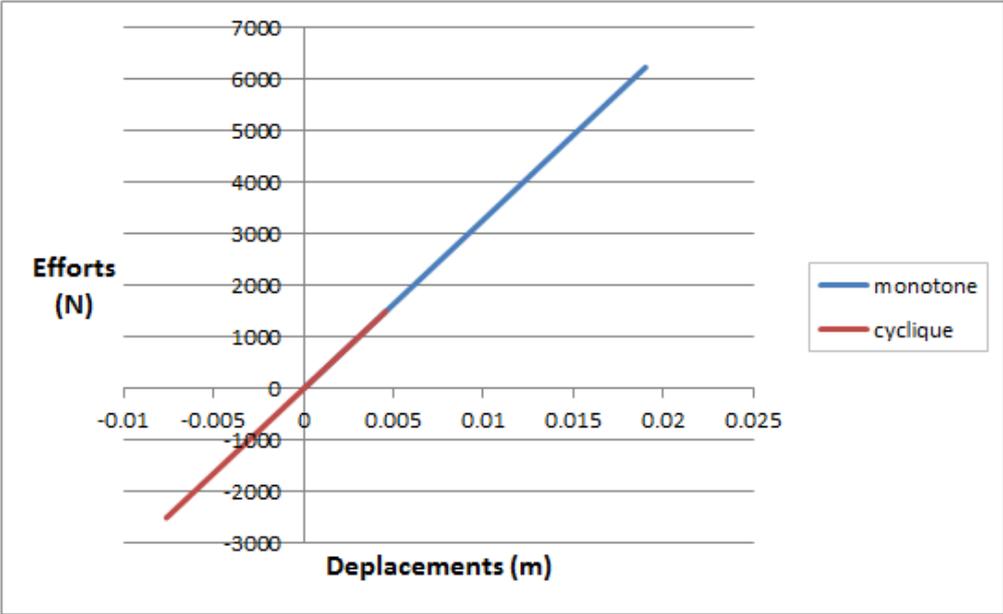


Figure 3.42 : Transitoire Vs. Push-Over pour le Modèle de Macro-élément (S2)

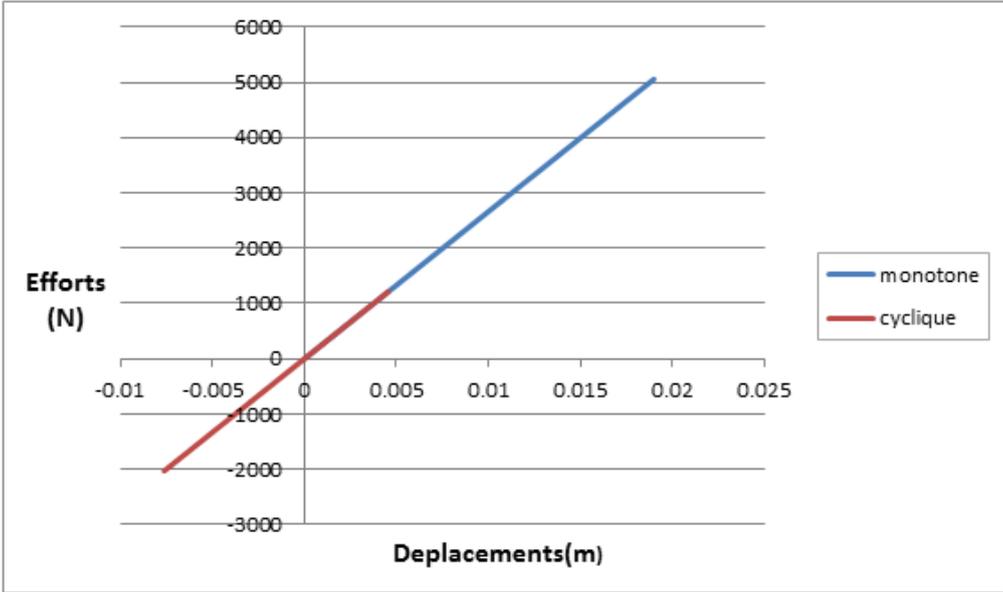


Figure 3.43 : Transitoire Vs. Push-Over pour le Modèle de Macro-élément (S3).

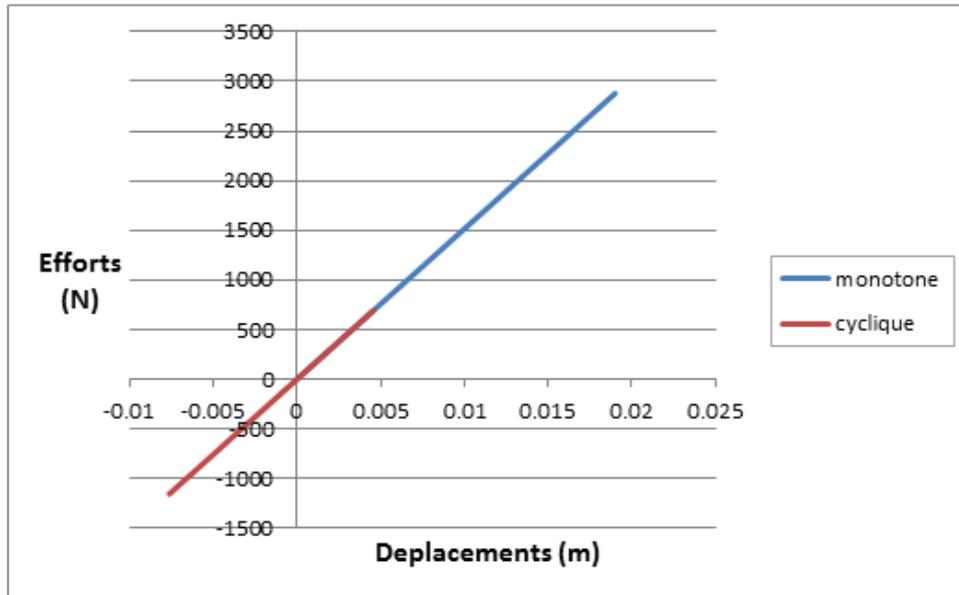


Figure 3.44 : Transitoire Vs. Push-Over pour le Modèle de Macro-élément (S4).

On peut effectuer les mêmes analyses quant au modèle Macro. La réponse sous le chargement de Boumerdes reste linéaire.

3.9.2.4.2. Accélérogramme de Kocaeli

L'accélérogramme de Kocaeli est plus puissant que celui de Boumerdes. Il entraîne la plastification du poteau pour les différents sites. Les mêmes remarques sont observées pour le modèle EF 3D et pour le modèle Macro-Element.

3.9.2.4.2.1. Modèle Eléments Finis 3D

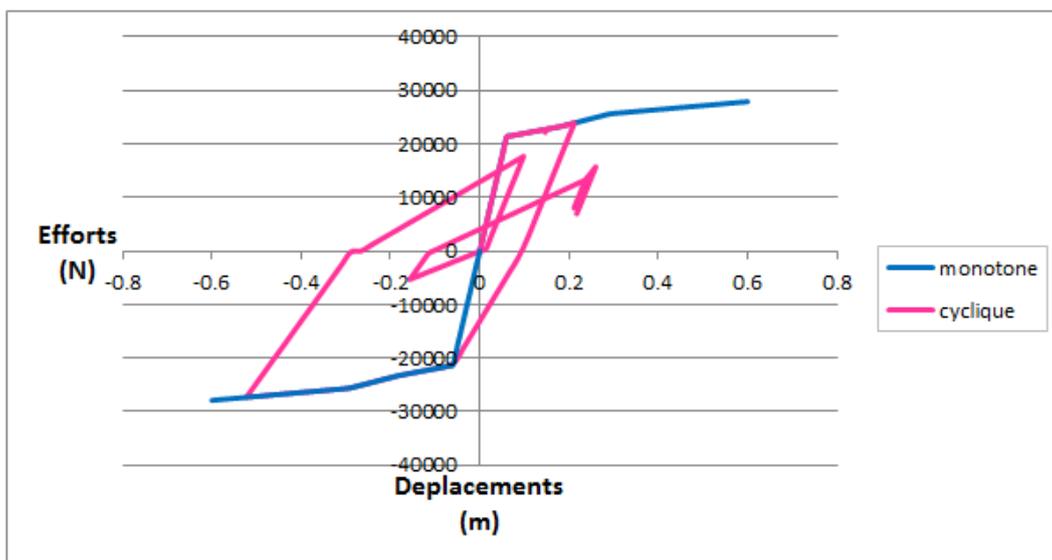


Figure 3.45 : Transitoire Vs. PushOver pour le Modèle Eléments Finis3D (S1).

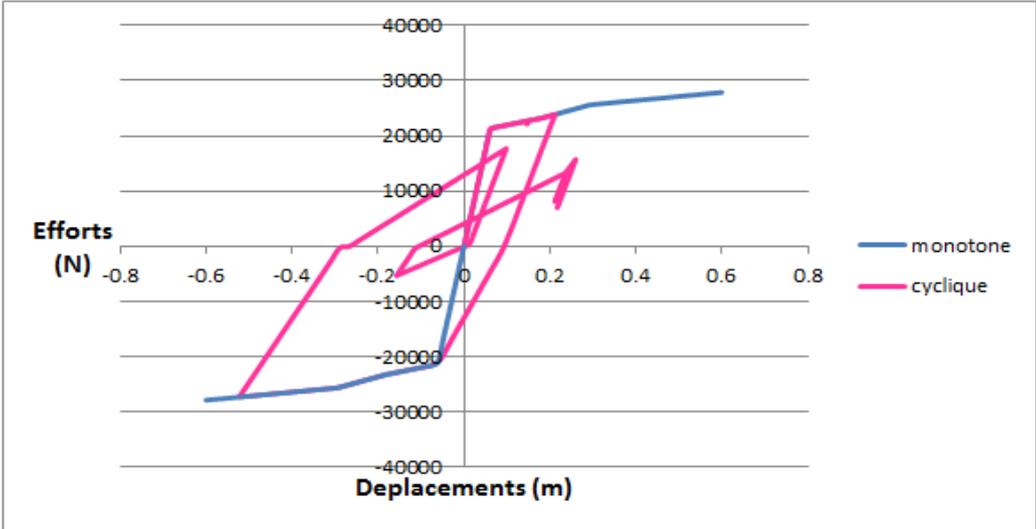


Figure 3.46 : Transitoire Vs. PushOver pour le Modèle Eléments Finis3D (S2).

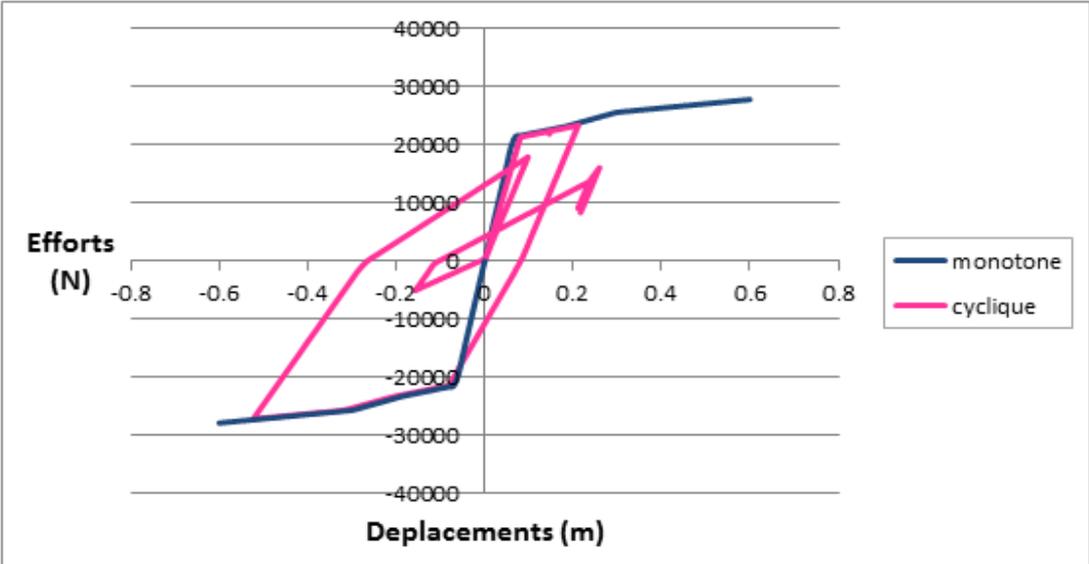


Figure 3.47 : Transitoire Vs. PushOver pour le Modèle Eléments Finis3D (S3).

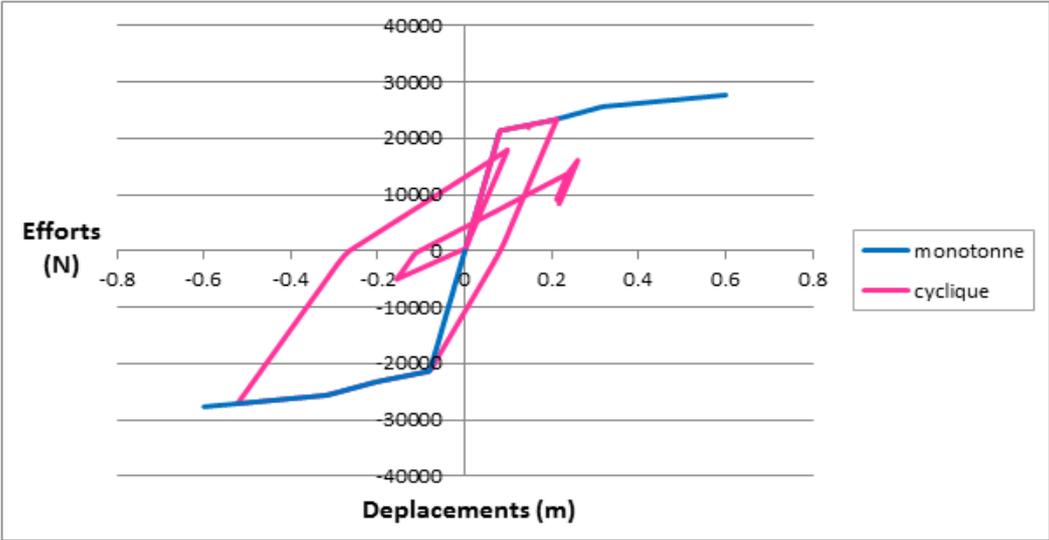


Figure 3.48 : Transitoire Vs. Push-Over pour le Modèle Eléments Finis3D (S4).

3.9.2.4.2.2. Model de Macro-élément

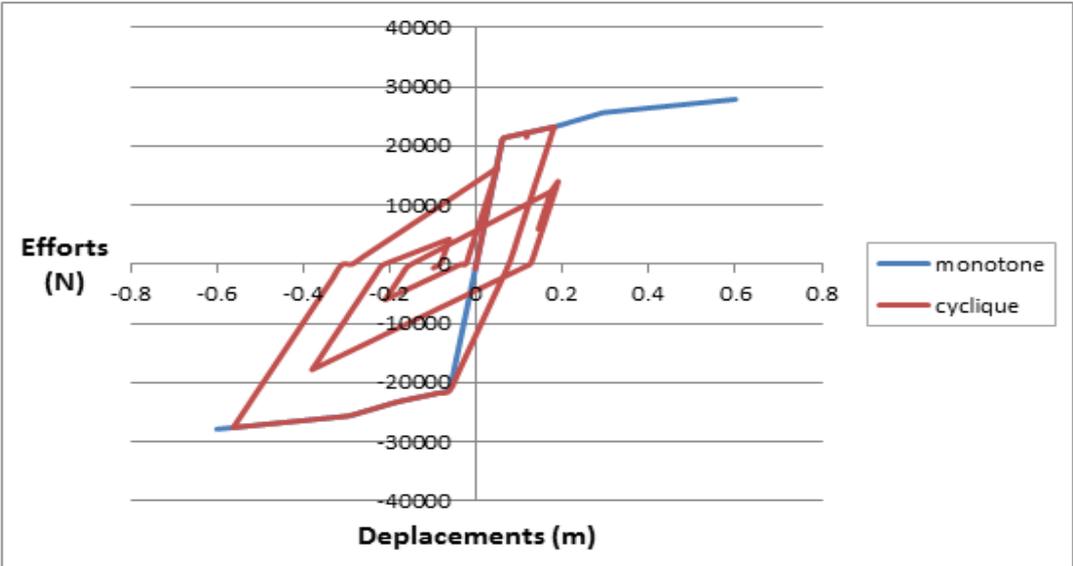


Figure 3.49 : Transitoire Vs. Push-Over pour le Modèle de Macro-élément (S1).

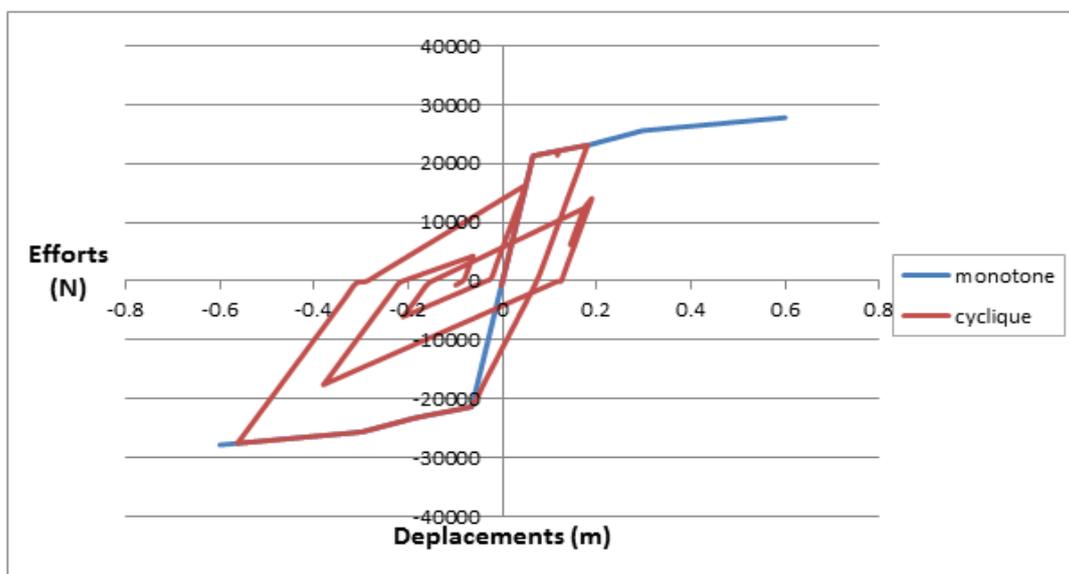


Figure 3.50 : Transitoire Vs. Push-Over pour le Modèle de Macro-élément (S2).

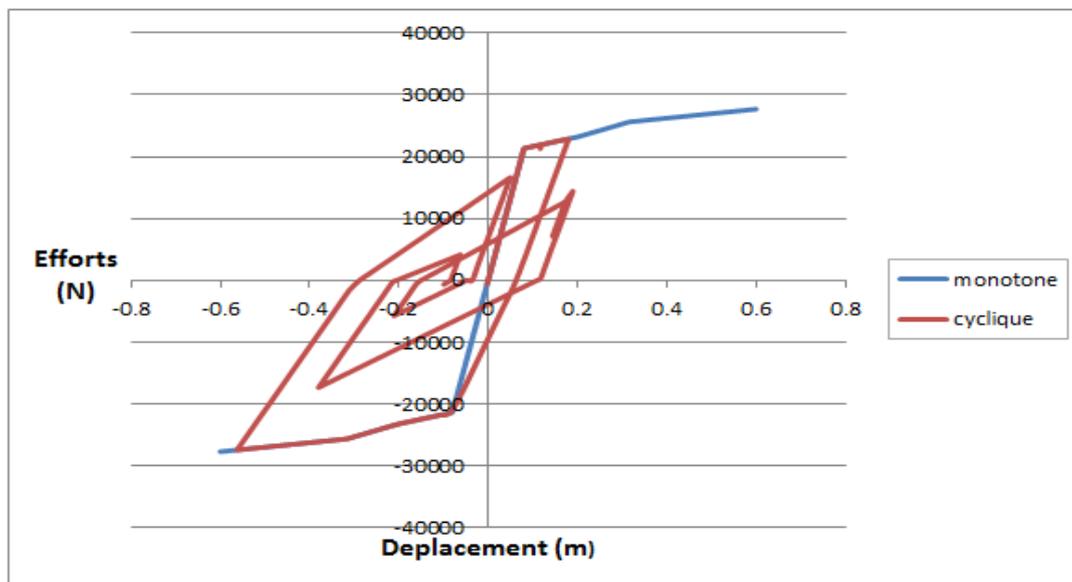


Figure 3.51 : Transitoire Vs. Push-Over pour le Modèle de Macro-élément (S3).

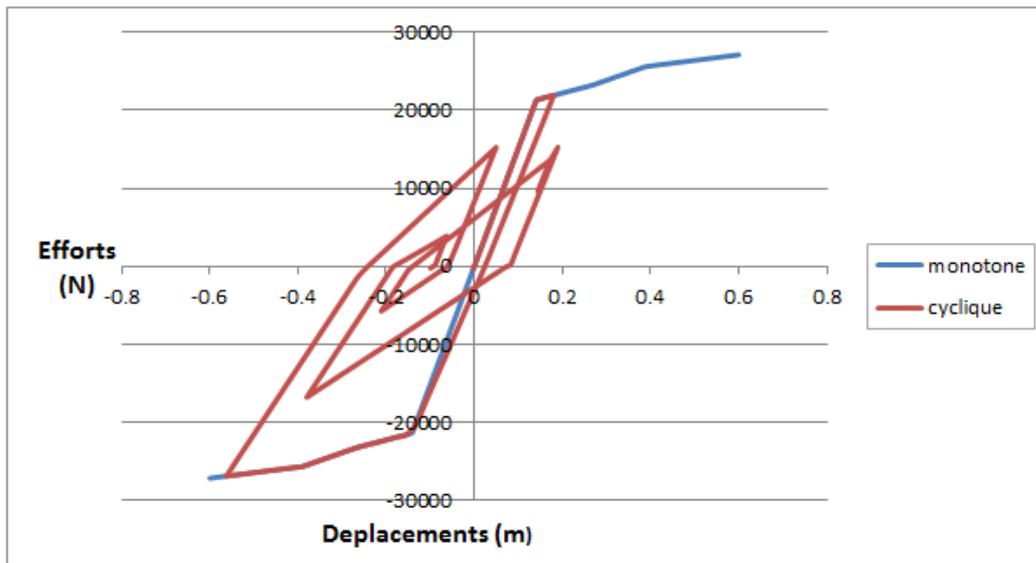


Figure 3.52 : Transitoire Vs. Push-Over pour le Modèle de Macro-élément (S4).

3.10. Conclusion

On observe une variation importante de la période fondamentale du poteau lorsque le module de Young du sol diminue, la période fondamentale du poteau augmente de manière conséquente. Cet allongement est beaucoup plus important pour le cas du site **S4** comparé à la valeur obtenue avec un modèle encastré à la base. Pour les sites rocheux (S1) et ferme (S2), on constate que la période fondamentale du système sol-structure est proche de celle d'une structure à base fixe. Donc, dans ce cas l'influence de module de Young du sol sur la période fondamentale du poteau avec l'ISS est négligeable et l'hypothèse d'une base rigide est justifiée. Concernant l'analyse transitoire on observe que la prise en compte de l'ISS augmente considérablement les déplacements surtout dans le cas de site très meuble. Cette différence n'est pas assez importante dans les cas où le sol est supposé rocheux ou ferme. On a remarqué aussi que le comportement du poteau reste élastique dans le cas du séisme de boumerdés et plastique pour le cas du séisme de Kocaeli, mais dans tous les cas on a constaté que la rigidité initiale diminue en allant d'un site rocheux vers le site très meuble.

Chapitre 04 : Modélisation Structurelle

4. Modélisation Structurelle

4.1. Introduction

La négligence de l'interaction sol structure peut conduire à un mauvais dimensionnement de la structure surtout dans les cas où le sol est très meuble. Ce chapitre est consacré à une modélisation structurelle (structure à six niveaux RDC+5). La même organisation que celle du chapitre précédant est adoptée.

4.2. Calcule des raideurs

Le sol est représenté par un élément joint Macro-élément (model de S. Grange) qui portent les caractéristiques du sol qui sont déterminé ci-dessous à partir des équations (2.12) (2.13), (2.14), Pour une fondation rectangulaire de dimension $L_x = 1.6\text{m}$ et $L_y = 1.6\text{m}$.

Site	k_{zz} (Mpa)	k_{xx} (Mpa)	$k_{\theta\theta}$ (Mpa)
S_1	6031.36	4864	2348.06
S_2	1507.84	1216	587.015
S_3	376.96	304	146.75
S_4	94.24	76	36.69

Tableau 4.1. : Les raideurs des différents sites.

4.3. Description de la structure étudiée (R+5)

Il s'agit d'une structure composée de portiques en béton armé ayant des travées de 4 m, une hauteur d'étage de 3 m. Les poteaux ont une section de $0,5 \times 0,5\text{ m}^2$, La structure repose sur des semelles superficielles en béton armé de section carrée côté figure (4.1).

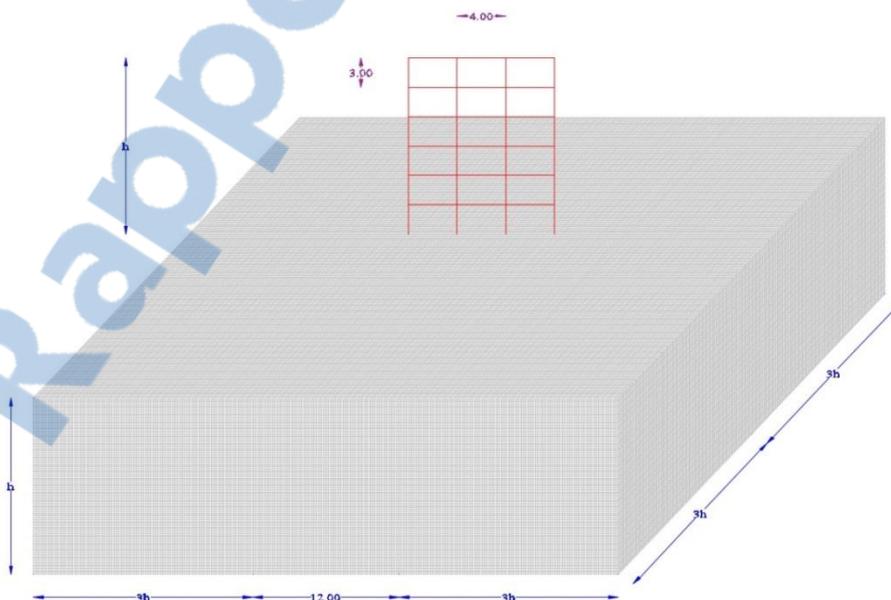


Figure 4.1 : structure (R+5).

Nous présentons dans ce qui suit les résultats de l'analyse effectuée.

4.4. Analyse linéaire

4.4.1. Résultats de l'analyse modale

4.4.1.1. Élément finie 3D

Poteau	Mode	Site 1	Site 2	Site 3	Site 4	Fixe
Fréquence (HZ)	1	0.57	0.56	0.51	0.41	0.58
	2	1.93	1.89	1.79	1.18	1.94
	3	3.41	3.196	2.36	1.22	3.49
Période (S)	1	1.75	1.79	1.96	2.44	1.72
	2	0.52	0.53	0.56	0.85	0.52
	3	0.29	0.31	0.42	0.82	0.082

Tableau 4.2. : Périodes et fréquences avec et sans ISS, structure (Modèle EF3D)

	Période (S)	T_s/T_{fixe}	Pourcentage de différence (%)
Fixe	1.72	1	0
Rocheux (S1)	1.75	1.017	1.7
Ferme(S2)	1.79	1.041	4.1
Meuble (S3)	1.96	1.139	13.9
Très meuble (S4)	2.44	1.419	41.9

Tableau 4.3 : Comparaison des résultats pour la 1ère période entre les différents sites, structure (Model EF 3D).

Concernant l'influence du module de Young du sol sur la période fondamentale de la structure, on constate que pour les valeurs de **3161.6 MPa (S1)**, **790.40 MPa (S2)**, **197.6 MPa (S3)**, et **49.4 MPa (S4)** la période fondamentale est égale à **1.75 s**, **1.79 s**, **1.96 s**, **2.44 s** respectivement, la période fondamentale de la structure à base fixe est égale à **1.72 s**, la période fondamentale augmente de **1.7 %**, **4.1%**, **13.9%**, **41.9 %** respectivement par rapport au cas de la base fixe. Cette augmentation est d'autant plus grande que le sol est déformable, figure (4.2), Ceci montre clairement l'influence du module de Young du sol sur la période fondamentale de la structure.

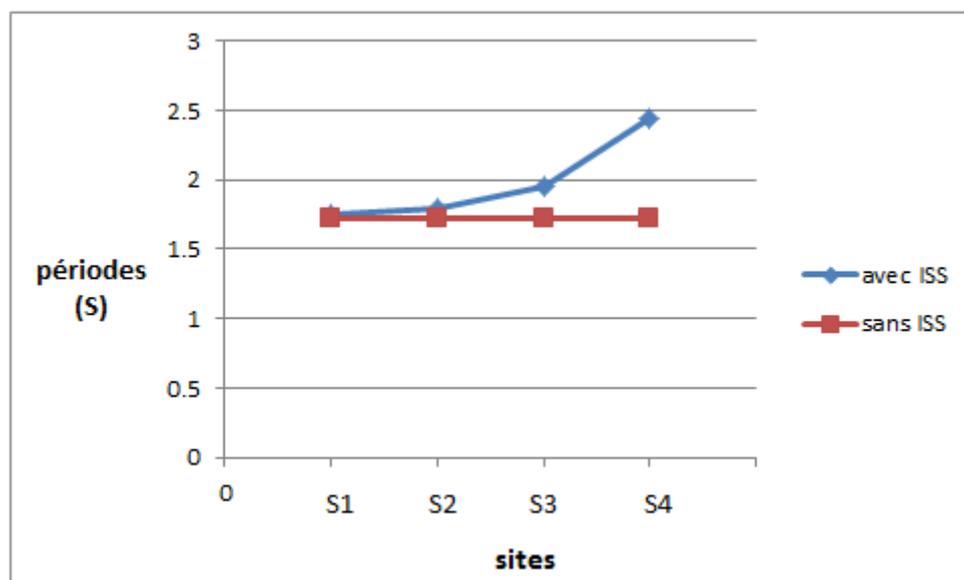


Figure 4.2 : évaluation des périodes fondamentales pour différent sites, Structure (Model Élément finie).

4.4.1.2. Model Macro-élément

Poteau	Mode	Site 1	Site 2	Site 3	Site 4	Fixe
Fréquence (HZ)	1	0.57	0.56	0.52	0.41	0.58
	2	1.93	1.91	1.82	1.65	1.94
	3	3.47	3.41	3.19	2.62	3.49
Période (S)	1	1.75	1.79	1.92	2.44	1.72
	2	0.52	0.52	0.55	0.61	0.51
	3	0.28	0.29	0.31	0.38	0.29

Tableau 4.4 : Périodes et fréquences avec et sans ISS, structure (Model Macro-élément).

	Période	T_s/T_{fixe}	Pourcentage de différence (%)
Fixe	1.72	1	0
Rocheux (S1)	1.75	1.017	1.7
Ferme(S2)	1.79	1.041	4.1
Meuble (S3)	1.92	1.116	11.6
Très meuble (S4)	2.44	1.42	42

Tableau 4.5 : Comparaison des résultats pour la 1ère période entre les différents sites, structure (Model Macro-élément).

Concernant l'influence du module de Young du sol sur la période fondamentale de la structure, on constate que pour les valeurs de **3161.6 MPa (S1)**, **790.40 MPa (S2)**, **197.6 MPa (S3)**, et **49.4 MPa (S4)** la période fondamentale est égale à **1.75s**, **1.79 s**, **1.92 s**, **2.44 s** respectivement, la période fondamentale de la structure à base fixe est égale à **1.72 s**, la période fondamentale augmente de **1.7 %**, **4.1%**, **11.6%**, **42 %** respectivement par rapport

au cas de la base fixe. La même tendance est observée en comparant ces résultats à ceux du modèle EF3D. Cependant les amplifications sont plus importantes dans le cas des modèles Macro-éléments.

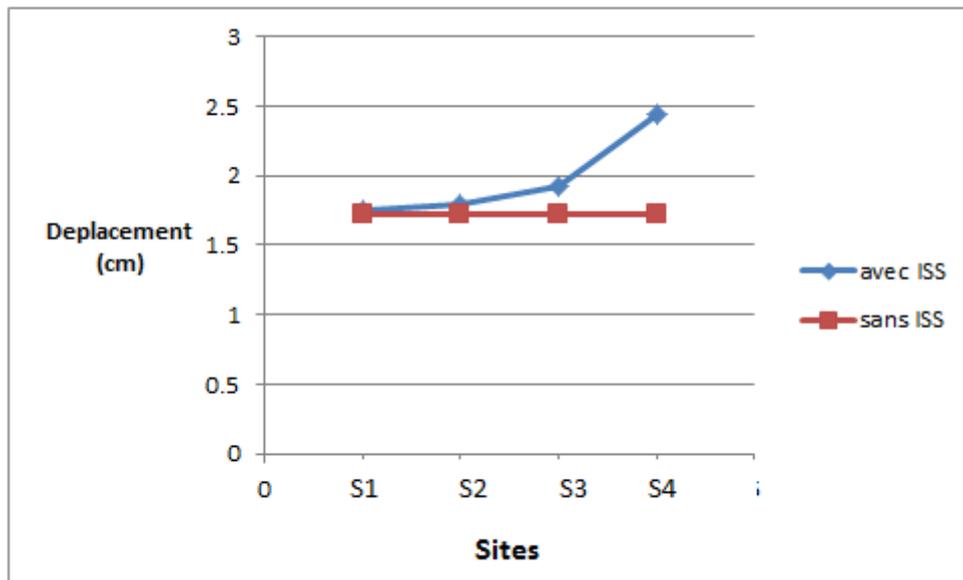


Figure 4.3 : évaluation des périodes fondamentales pour différent sites, Structure (Model Macro-élément).

4.4.2. Résultats de l’analyse transitoire
4.4.2.1. Accélérogramme de boumerdés
4.4.2.1.1. Modèle Eléments Finis 3 D

Sites	S1	S2	S3	S4	Fixe
Déplacement (cm)	1.22	1.35	1.82	3.62	1.18
Dep_S/Dep_{fixe}	1.034	1.144	1.542	3.067	1
Pourcentage de différence (%)	3.4	14.4	54.2	206.7	0

Tableau 4.6 : Déplacement maximum au sommet de la structure, séisme boumerdés (Eléments Finis).

On constate que le déplacement au sommet de la structure pour une base fixe est égal à **1.18 cm** et pour $E= 3161.6 \text{ MPa}$ (S1) est égal à **1.22 cm** et pour des modules de Young du sol de **790.40 MPa** (S2) et **197.6 MPa** (S3), **49.4 MPa** (S4), le déplacement au sommet est égal à **1.35 cm**, **1.82 cm**, **3.62 cm**, Ce qui représente une augmentation de l’ordre de **3.4 %**, **14.4 %**, **54.2 %**, **206.7 %**, respectivement par rapport au cas base fixe. Ceci indique clairement que pour le site 4 il y a une très grande amplification du déplacement latéral au sommet, figure (4.4).

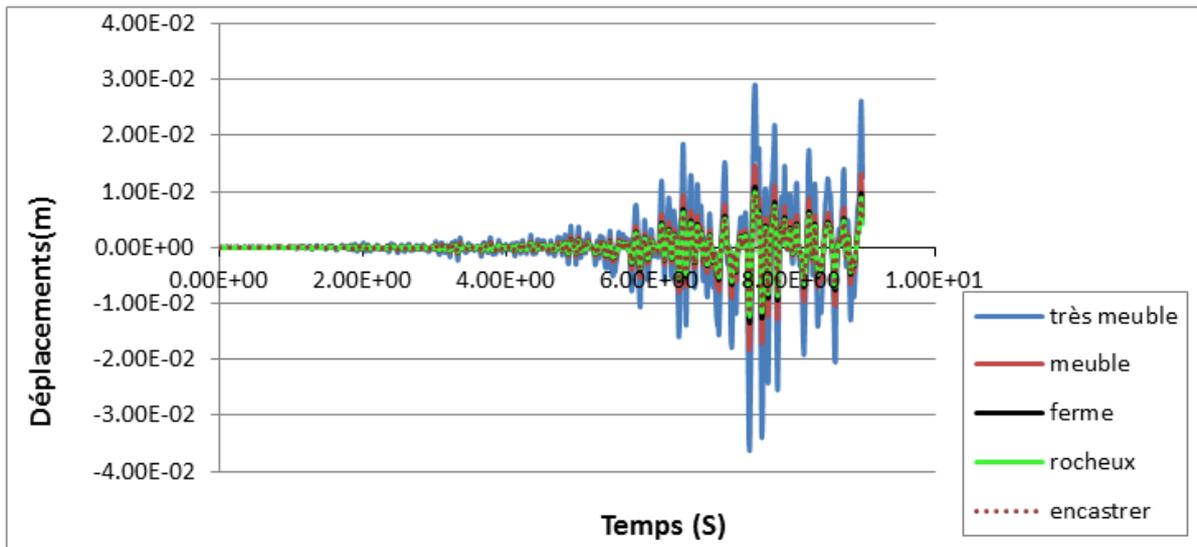


Figure 4.4 : Déplacement au sommet de la structure séisme boumerdés (Eléments Finis).

4.4.2.1.2. Modèle de Macro-élément

Sites	S1	S2	S3	S4	Fixe
Déplacement (cm)	1.2	1.26	1.47	2.35	1.18
Dep_s/Dep_{fixe}	1.017	1.068	1.246	1.992	1
Pourcentage de différence (%)	1.7	6.8	24.6	99.2	0

Tableau 4.7 : Déplacement maximum au sommet de la structure, séisme boumerdés (Macro-élément).

Le déplacement au sommet pour la base fixe et égal à **1.18 cm** et pour le site (S1) est égal à **1.2 cm**, ce déplacement devient **1.26 cm**, **1.47 cm**, **2.35 cm** pour les sites (S2), (S3), et (S4), respectivement, soit une augmentation de l'ordre de **1.7 %**, **6.8 %**, et **24.6 %**, **99.2%**, par rapport au cas base fixe, figure (4.5).

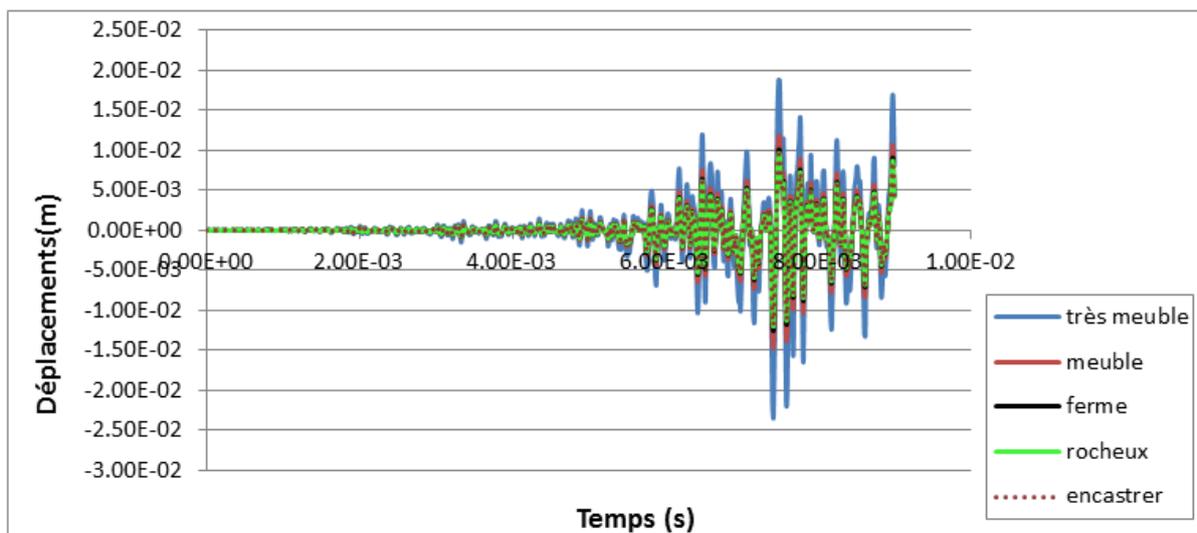


Figure 4.5 : Déplacement au sommet du poteau séisme boumerdés (Macro-élément).

4.4.2.2. Accélérogramme de Kocaeli

4.4.2.2.1. Modèle Eléments Finis 3D

Sites	S1	S2	S3	S4	Fixe
Déplacement (cm)	3.95	4.34	5.87	11.7	3.82
Dep_S/Dep_{fixe}	1.034	1.136	1.536	3.0628	1
Pourcentage de différence (%)	3.4	13.6	53.6	206.3	0

Tableau 4.8 : Déplacement maximum au sommet de la structure séisme Kocaeli (Eléments Finis).

On constate que le déplacement au sommet du poteau pour une base fixe est égal à **3.82 cm** et pour $E= 3161.6 \text{ MPa}$ (S1) est égal à **3.95 cm** et pour des modules de Young du sol de **790.40 MPa** (S2) et **197.6 MPa** (S3), **49.4 MPa** (S4), le déplacement au sommet est égal à **4.34 cm**, **5.87 cm**, **11.7 cm**, Ce qui représente une augmentation de l'ordre de **3.4 %**, **13.6 %**, **53.6 %**, **206.3 %** respectivement par rapport au cas base fixe. Ceci indique clairement que pour le site 4 il y a une très grande amplification du déplacement latéral au sommet, figure (4.6).

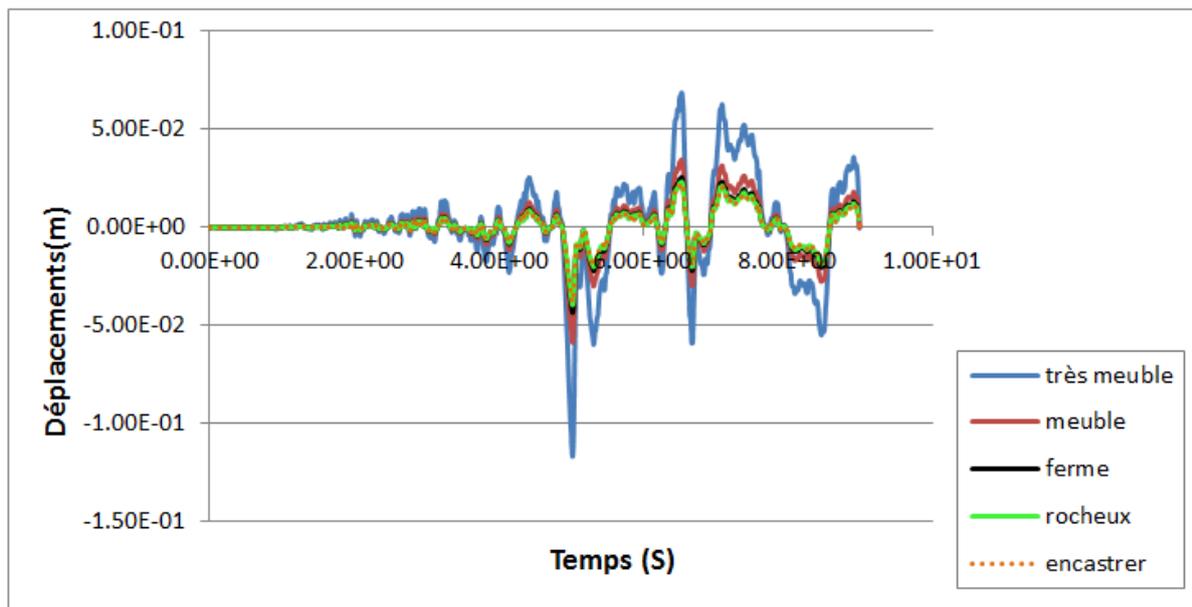


Figure 4.6 : Déplacement au sommet de la structure, séisme Kocaeli (Eléments Finis).

4.4.2.2.2. Modèle de Macro-élément

Sites	S1	S2	S3	S4	Fixe
Déplacement (cm)	3.88	4.06	4.76	7.57	3.82
Dep_S/Dep_{fixe}	1.0157	1.062	1.246	1.982	1
Pourcentage de différence (%)	1.57	6.2	24.6	98.2	0

Tableau 4.9 : Déplacement maximum au sommet de la structure, séisme Kocaeli (Eléments Finis).

Le déplacement au sommet pour la base fixe et égal à **3.82 cm** et pour le site (S1) est égal à **3.88 cm**, ce déplacement devient **4.06 cm**, **4.76 cm**, **7.57 cm** pour les sites (S2), (S3), et (S4), respectivement, soit une augmentation de l'ordre de **1.57 %**, **6.2 %**, et **24.6 %**, **98.2** par rapport au cas base fixe, figure (4.7).

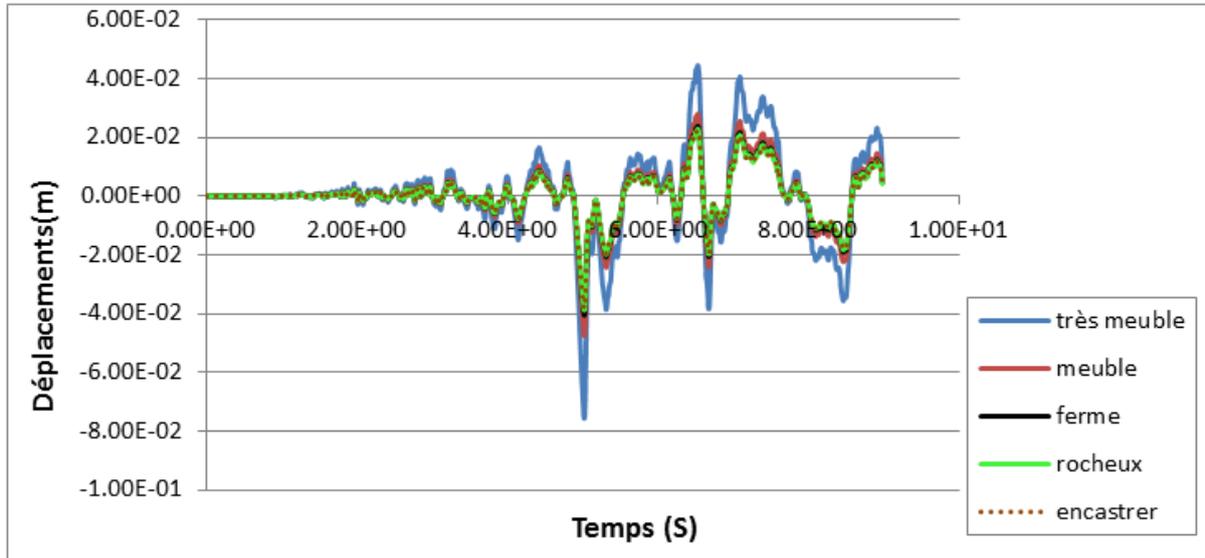


Figure 4.7 : Déplacement au sommet de la structure, séisme Kocaeli (Macro-élément).

4.5. Analyse Non linéaire

4.5.1. Comparaison en termes de Courbe de capacité (Force – Déplacements)

4.5.1.1. Chargement statique monotone

4.5.1.1.1. Modèle Eléments Finis 3D

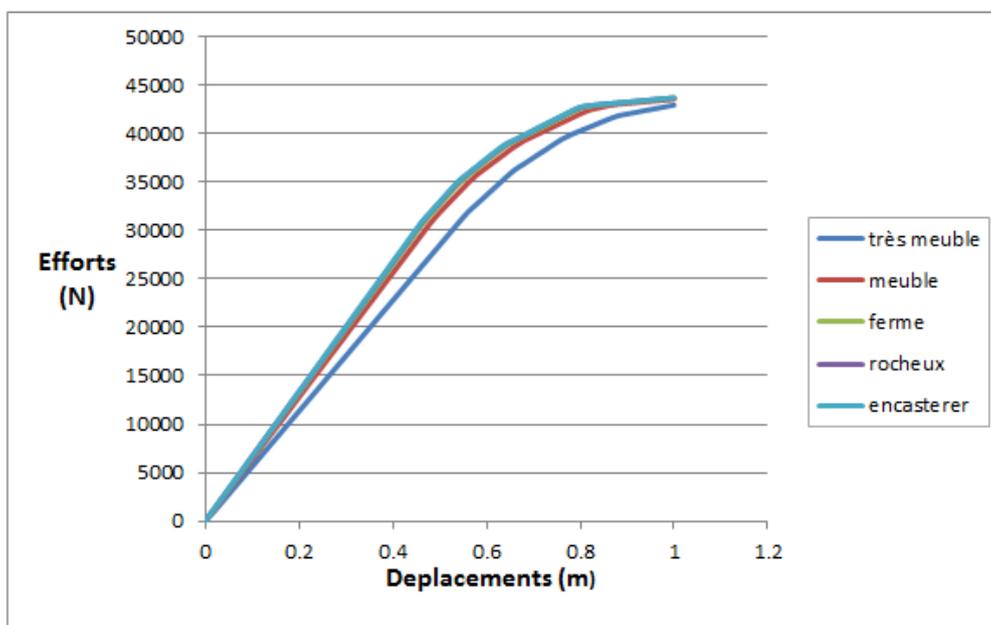


Figure 4.8 : Effort-déplacements pour différent sites (Modèle Eléments Finis):

Sites	S1	S2	S3	S4	Fixe
Rigidité (N/m)	66803.33	66243.75	64106.25	56977.77	66993.55
R_S / R_{Fixe}	0.99	0.98	0.95	0.85	1
Le pourcentage de différence %	1	2	5	15	0

Tableau 4.10 : comparaison des rigidités des différent sites par rapport l’encastrement (Modèle Eléments Finis).

Concernant l’influence du module de Young du sol sur la rigidité du poteau , on constate que pour les valeurs de **3161.6 MPa (S1)**, **790.40 MPa (S2)**, **197.6 MPa (S3)**, et **49.4 MPa (S4)** la rigidité est égale à **66803.33 N/m**, **66243.75 N/m**, **64106.25 N/m**, **56977.77 N/m** respectivement, la rigidité du poteau à base fixe est égale à **66993.55 N/m**, la rigidité augmente de **1 %** , **2 %** , **5 %** , **15 %** respectivement par rapport au cas de la base fixe. Cette augmentation est d’autant plus grand que le sol est déformable, figure (4.10), Ceci montre clairement l’influence du module de Young du sol sur la rigidité de la structure.

4.5.1.1.2. Model de Macro-élément

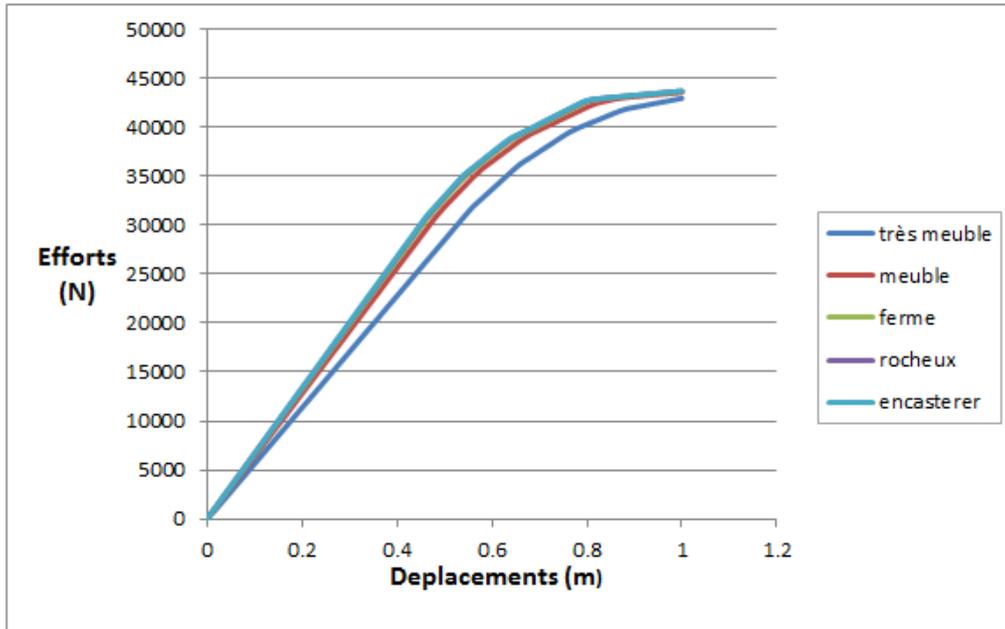


Figure 4.9 : Effort-déplacements pour différent sites avec l’encastrer (Modèle de Macro-élément).

Sites	S1	S2	S3	S4	Fixe
Rigidité (N/m)	66829.03	66341.10	64469.44	58033.33	66993.55
R_S / R_{Fixe}	0.99	0.99	0.96	0.86	1
Le pourcentage de différence %	1	1	4	14	0

Tableau 4.11 : comparaison des rigidités des différent sites par rapport l’encastrer (Modèle de Macro-élément).

La pente pour une base fixe est $K=66993.55$ N/m, cette pente devient égale à $K= 66829.03$ N/m, $K= 66341.10$ N/m, $K= 64469.44$ N/m, $K= 58033.33$ N/m, pour les modules de Young du sol de 3161.6 MPa (S1), 790.40 MPa (S2), 197.6 MPa (S3), et 49.4 MPa (S4) respectivement, Soit une augmentation de l’ordre de 1 % pour les deux premier sites (S1) et (S2) et de 4 %, 14% pour S3 et S4 respectivement par rapport au cas de la base fixe, figure (4.11).

4.5.2. Résultats de l’analyse transitoire

4.5.2.1. Accélérogramme de boumerdés

4.5.2.1.1. Modèle Eléments Finis 3D

Sites	S1	S2	S3	S4	Fixe
Déplacement (cm)	5.24	5.36	5.84	7.74	5.20
Dep_S / Dep_{fixe}	1.008	1.031	1.123	1.488	1
Pourcentage de différence (%)	0.8	3.1	12.3	48.8	0

Tableau 4.12 : Déplacement maximum au sommet du poteau séisme boumerdés

(Eléments Finis).

On constate que le déplacement au sommet de la structure pour une base fixe est égal à **5.20 cm** et pour **E= 3161.6 MPa (S1)** est égal à **5.24 cm** et pour des modules de Young du sol de **790.40 MPa (S2)** et **197.6 MPa (S3)**, **49.4 MPa (S4)**, le déplacement au sommet est égal à **5.36 cm**, **5.84 cm**, **7.74 cm**, Ce qui représente une augmentation de l'ordre de **0.8 %**, **3.1 %**, **12.3 %**, **48.8 %**, respectivement par rapport au cas base fixe. Ceci indique clairement que pour le site 4 il y a une très grande amplification du déplacement latéral au sommet, figure (4.15).

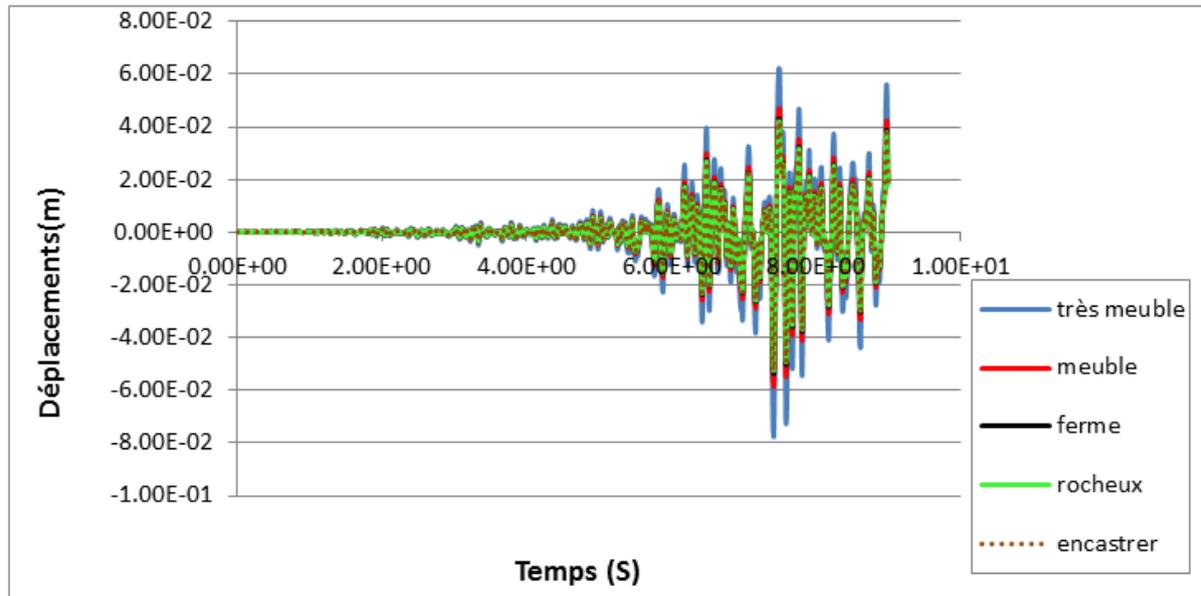


Figure 4.10 : Déplacement au sommet de la structure, séisme boumerdés (Eléments Finis).

4.5.2.1.2. Modèle de Macro-élément

Sites	S1	S2	S3	S4	Fixe
Déplacement (cm)	5.22	5.27	5.49	6.36	5.20
Dep_s/Dep_{fixe}	1.0038	1.013	1.056	1.223	1
Pourcentage de différence (%)	0.38	1.3	5.6	22.3	0

Tableau 4.13 : Déplacement maximum au sommet de la structure, séisme boumerdés (modèle de Macro-élément).

Le déplacement au sommet pour la base fixe est égal à **5.20 cm** et pour le site (S1) est égal à **5.22 cm**, ce déplacement devient **5.27 cm**, **5.49 cm**, **6.36 cm** pour les sites (S2), (S3), et (S4), respectivement, soit une augmentation de l'ordre de **0.38 %**, **1.3 %**, et **5.6 %**, **22.3**, par rapport au cas base fixe, figure (4.16).

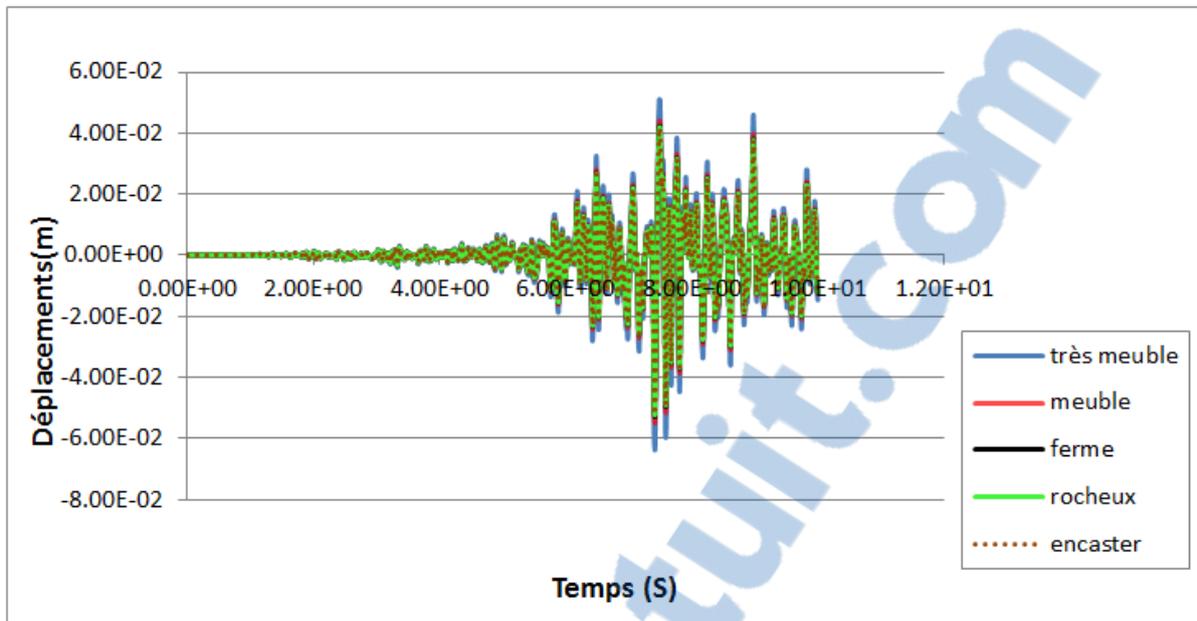


Figure 4.11 : Déplacement au sommet de la structure, séisme boumerdés (Macro-élément).

4.5.2.2. Accélérogramme de Kocaeli

4.5.2.2.1. Modèle Eléments Finis 3D

Sites	S1	S2	S3	S4	Fixe
Déplacement (cm)	16.9	17.3	18.9	25	16.8
Dep_s/Dep_{fixe}	1.0059	1.029	1.125	1.488	1
Pourcentage de différence (%)	0.59	2.9	12.5	48.8	0

Tableau 4.14 : Déplacement maximum au sommet de la structure, séisme Kocaeli (Eléments Finis).

On constate que le déplacement au sommet du poteau pour une base fixe est égal à **16.8 cm** et pour $E= 3161.6 \text{ MPa}$ (S1) est égal à **16.9 cm** et pour des modules de Young du sol de **790.40 MPa** (S2) et **197.6 MPa** (S3), **49.4 MPa** (S4), le déplacement au sommet est égal à **17.3 cm**, **18.9 cm**, **25 cm**, Ce qui représente une augmentation de l'ordre de **0.59 %**, **2.9 %**, **12.5 %**, **48.8 %** respectivement par rapport au cas base fixe. Ceci indique clairement que pour le site 4 il y a une très grande amplification du déplacement latéral au sommet, figure (4.17).

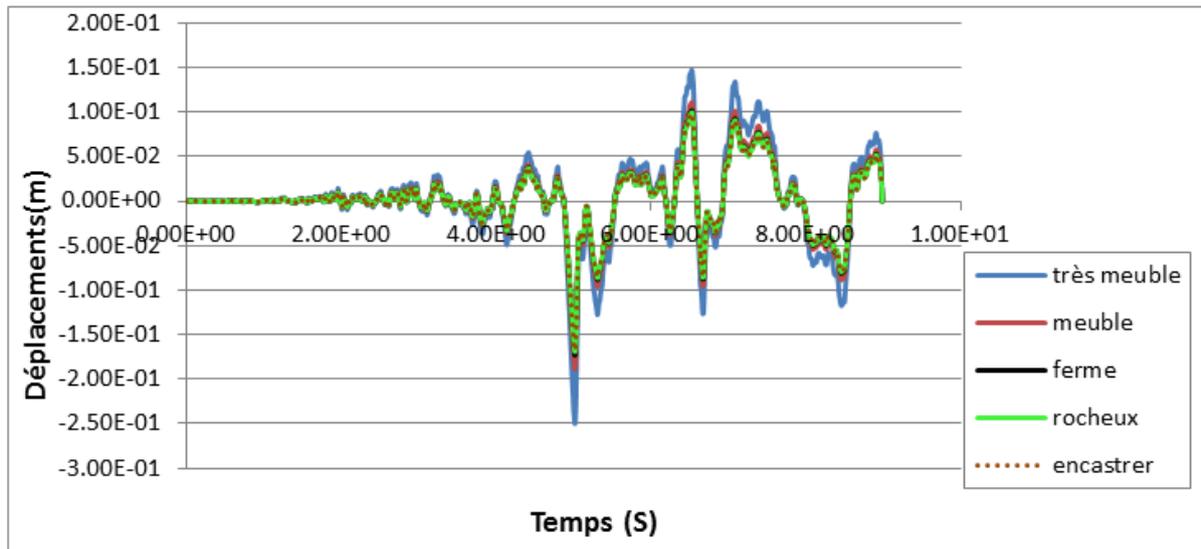


Figure 4.12 : Déplacement au sommet de la structure, séisme Kocaeli (Eléments Finis).

4.5.2.2.2. Modèle de Macro-élément

Sites	S1	S2	S3	S4	Fixe
Déplacement (cm)	16.8	17	17.7	20.5	16.8
Dep_S/Dep_{fixe}	1	1.012	1.054	1.2202	1
Pourcentage de différence (%)	0	1.2	5.4	22.02	0

Tableau 4.15 : Déplacement maximum au sommet du poteau séisme Kocaeli (Macro-élément).

Le déplacement au sommet pour la base fixe et égal à **16.8 cm** et pour le site **S1** est égal à **16.8 cm**, ce déplacement devient **17 cm**, **17.7 cm**, **20.5 cm** pour les sites **S2**, **S3**, et **S4**, respectivement, soit une augmentation de l'ordre de **0 %**, **1.2 %**, et **5.4 %**, **22.02** par rapport au cas base fixe, figure (4.18).

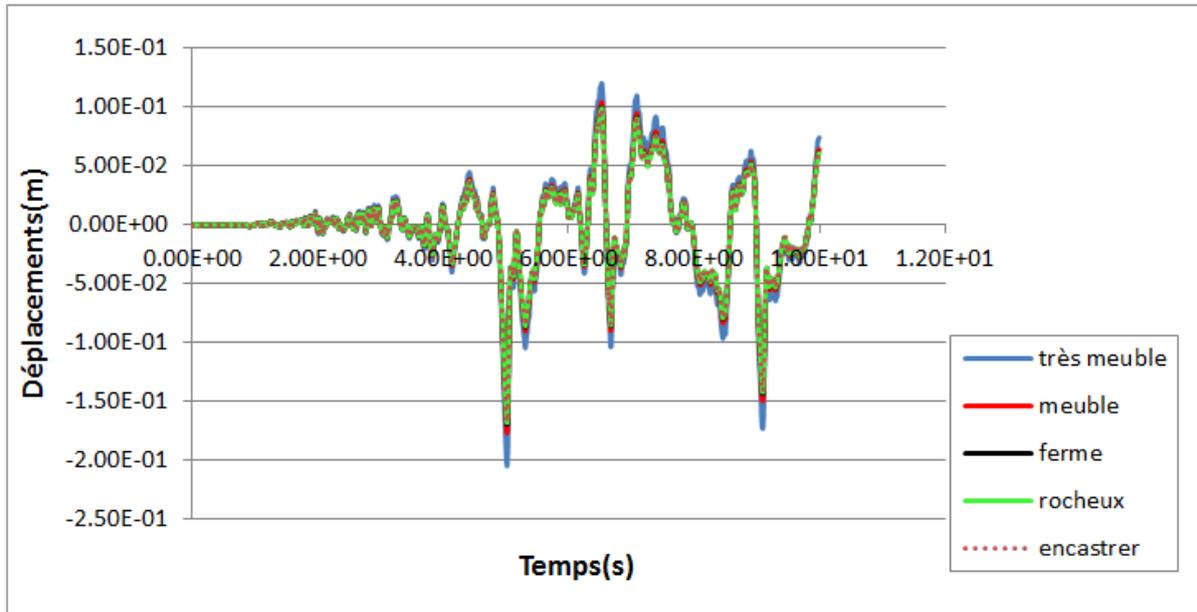


Figure 4.13 : Déplacement au sommet de la structure, séisme Kocaeli (Macro-élément).

4.5.2.3. Courbe de capacité (force- déplacement)

4.5.2.3.1. Accélérogramme de Boumerdés

4.5.2.3.1.1. Modèle Eléments Finis 3D

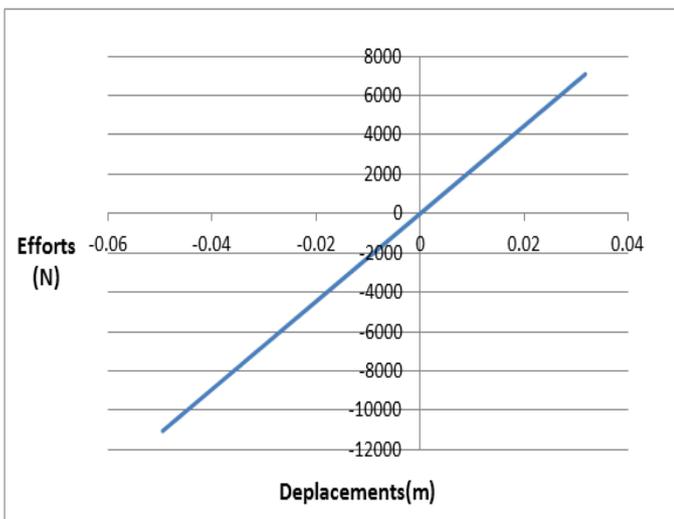


Figure 4.14 : Force-déplacement Modèle Eléments Finis 3D (S1)

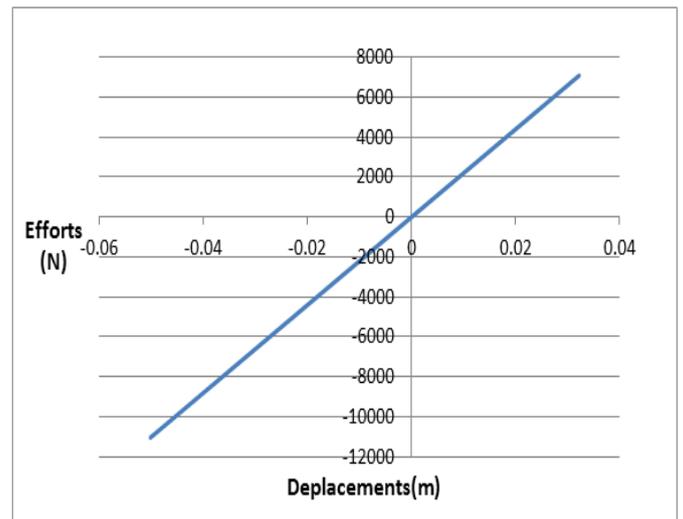


Figure 4.15 : Force-déplacement Modèle Eléments Finis 3D (S2)

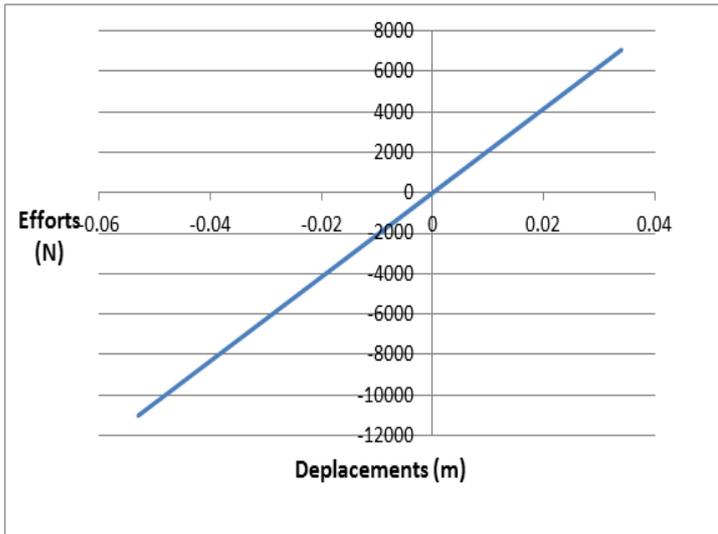


Figure 4.16 : Force-déplacement Modèle Eléments Finis 3D (S3)

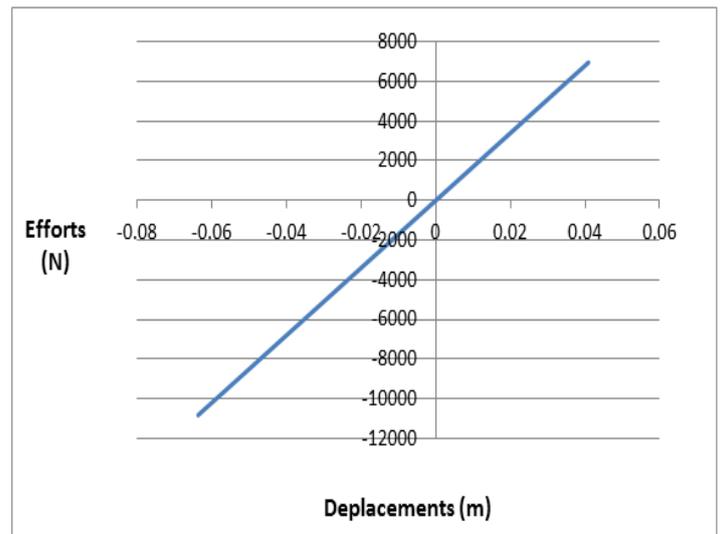


Figure 4.17 : Force-déplacement Modèle Eléments Finis 3D (S4)

4.5.2.3.1.2. Model de Macro-élément

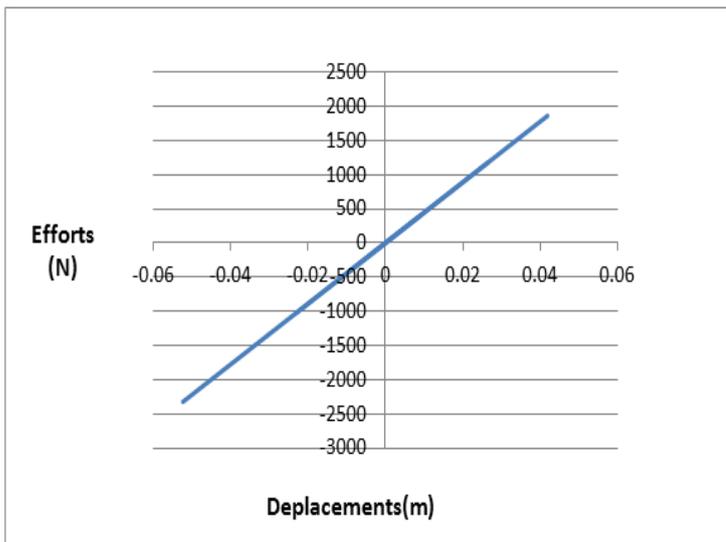


Figure 4.18 : Force-déplacement Modèle de Macro-élément (S1)

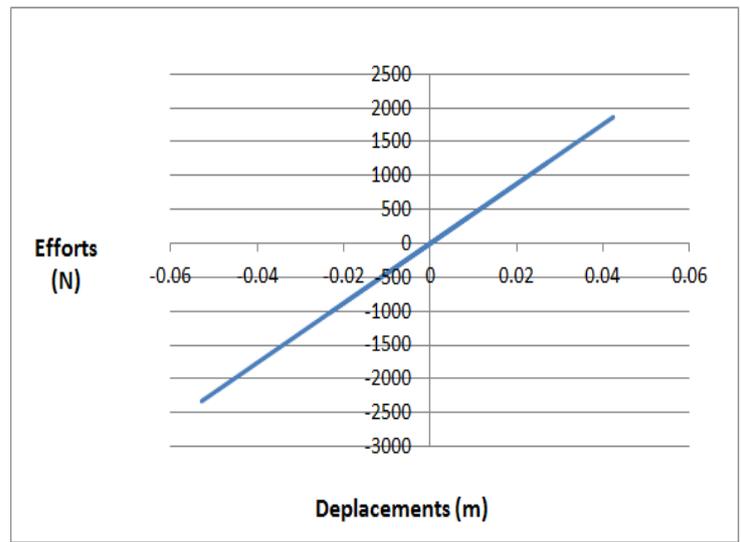


Figure 4.19 : Force-déplacement Modèle de Macro-élément (S2)

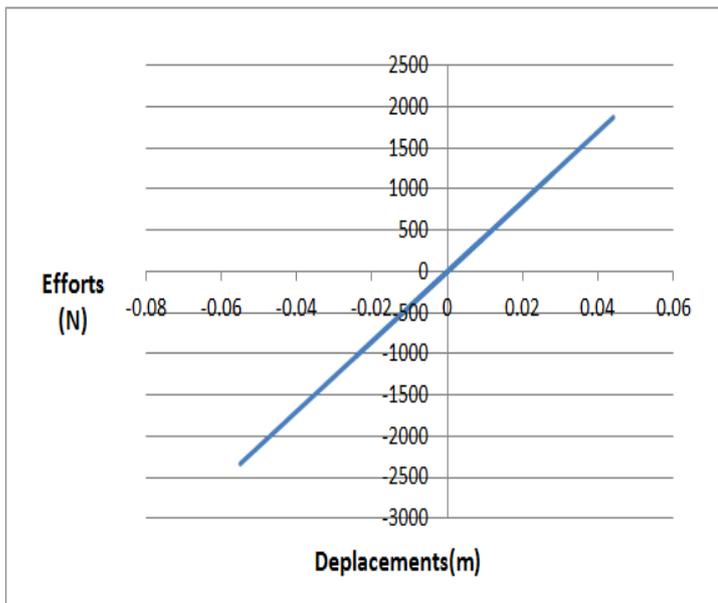


Figure 4.20 : Force-déplacement Modèle de Macro-élément (S3)

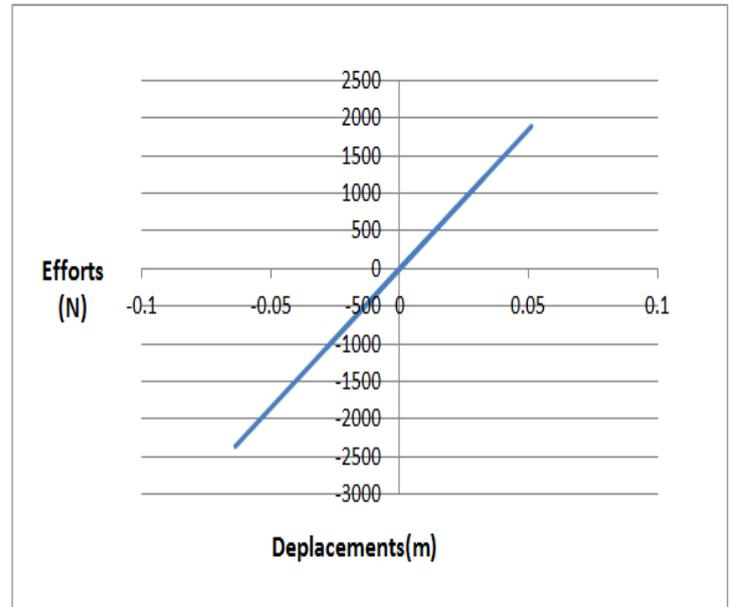


Figure 4.21: Force-déplacement Modèle de Macro-élément (S4)

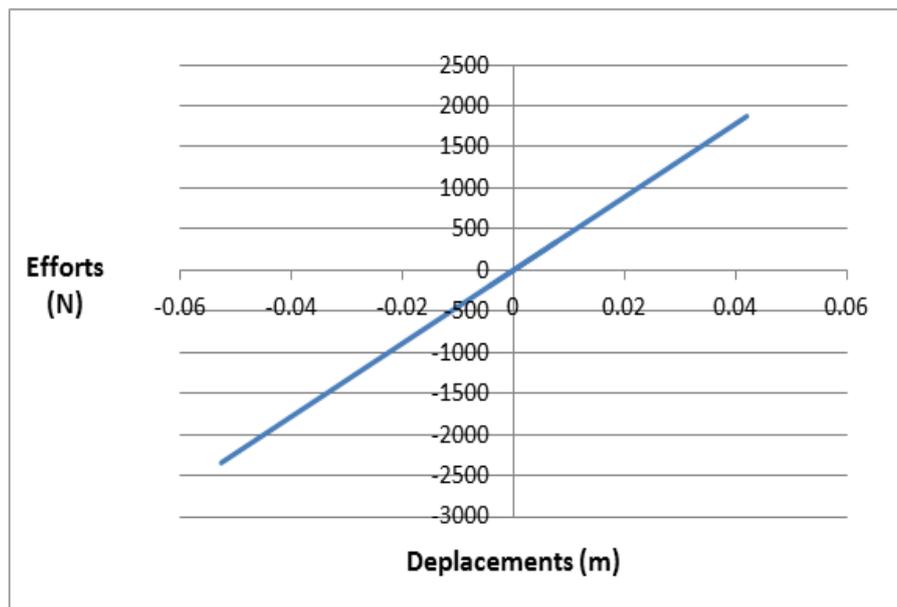


Figure 4.22 : Force-déplacement encastrier boumerdés

4.5.2.3.2. Accélérogramme de Kocaeli

4.5.2.3.2.1. Modèle Eléments Finis 3D

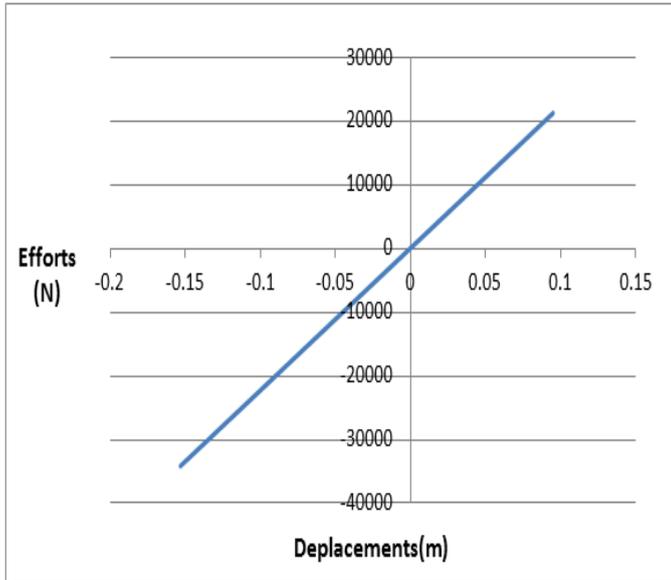


Figure 4.23 : Force-déplacement Modèle Eléments Finis 3D (S1)

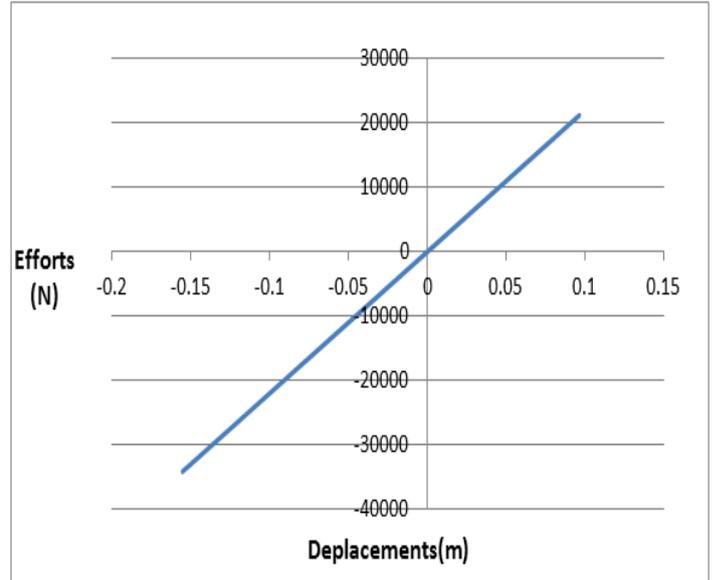


Figure 4.24 : Force-déplacement Modèle Eléments Finis 3D (S2)

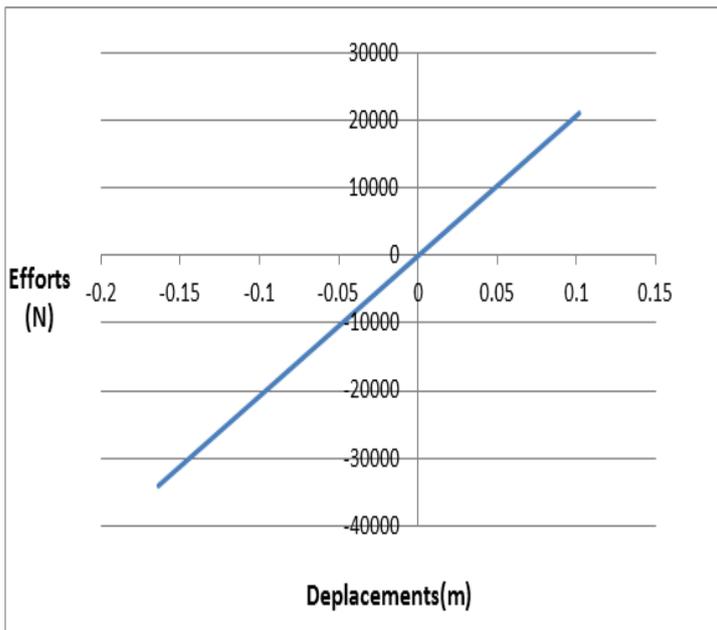


Figure 4.25 : Force-déplacement Modèle Eléments Finis 3D (S3)

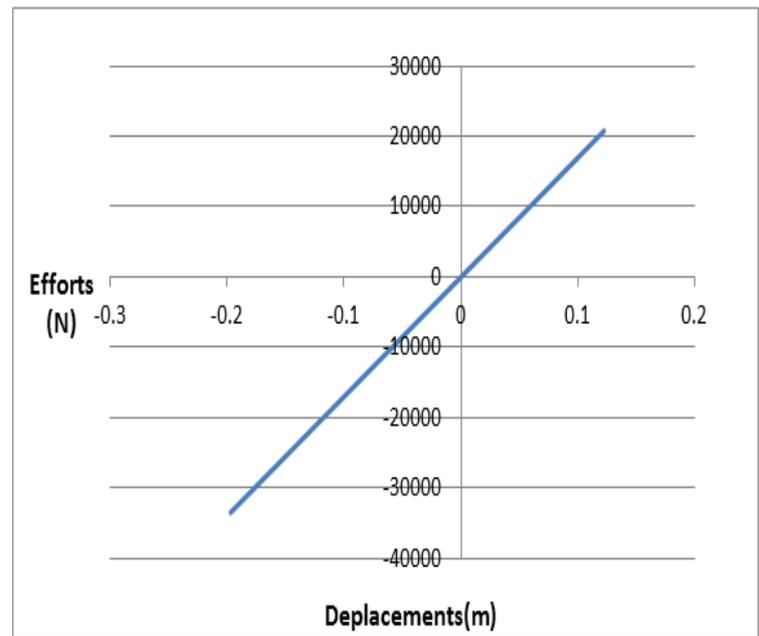


Figure 4.26 : Force-déplacement Modèle Eléments Finis 3D (S4)

4.5.2.3.2.2. Model de Macro-élément

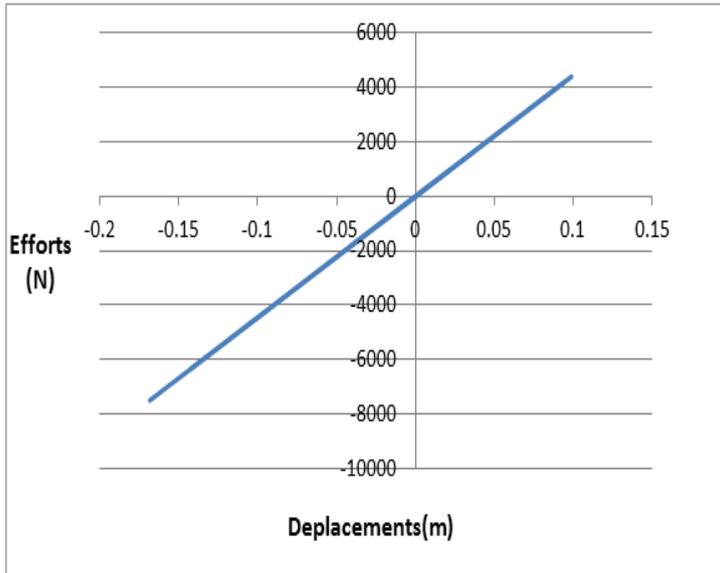


Figure 4.27 : Force-déplacement Modèle de Macro-élément (S1)

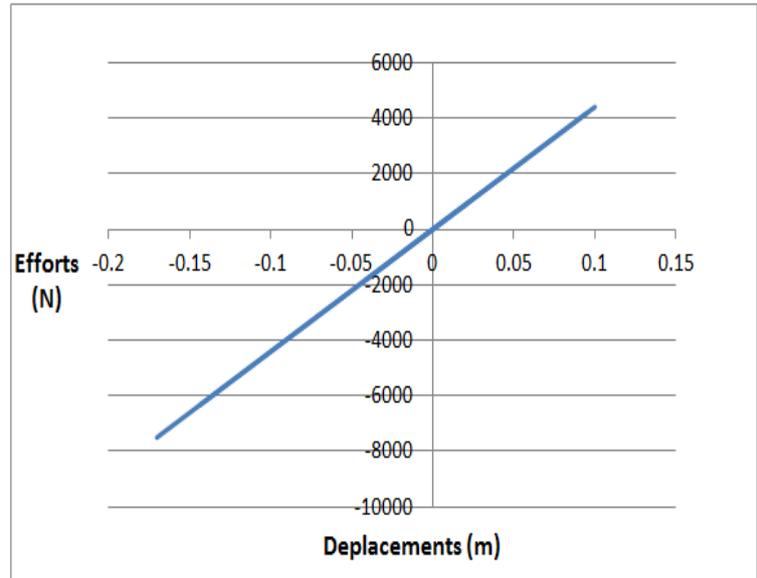


Figure 4.28 : Force-déplacement Modèle de Macro-élément (S2)

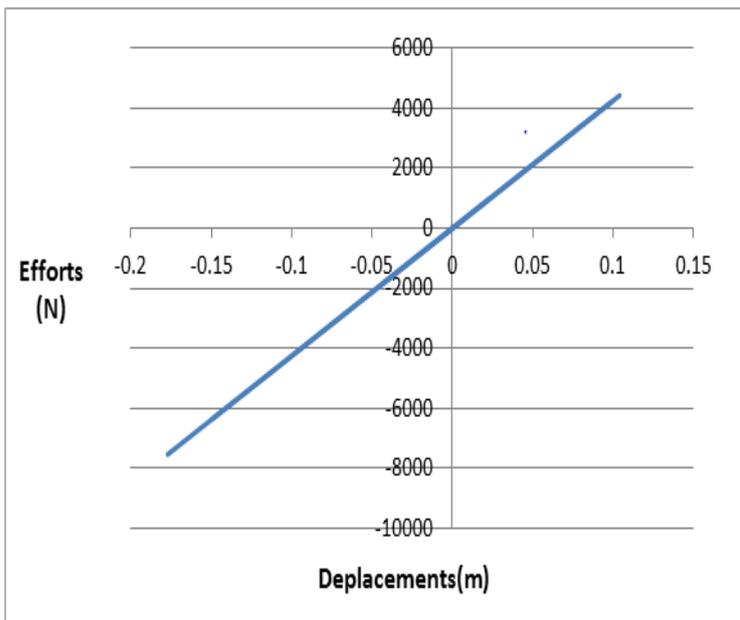


Figure 4.29 : Force-déplacement Modèle de Macro-élément (S3)

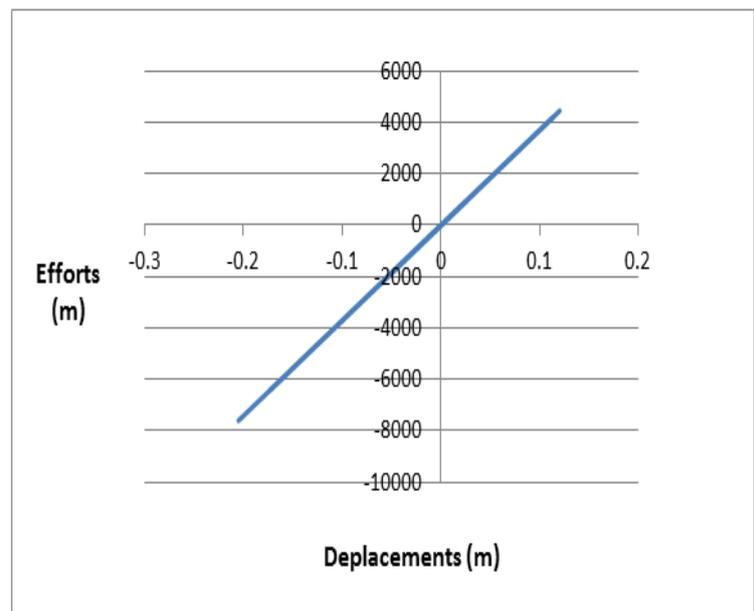


Figure 4.30: Force-déplacement Modèle de Macro-élément (S4)

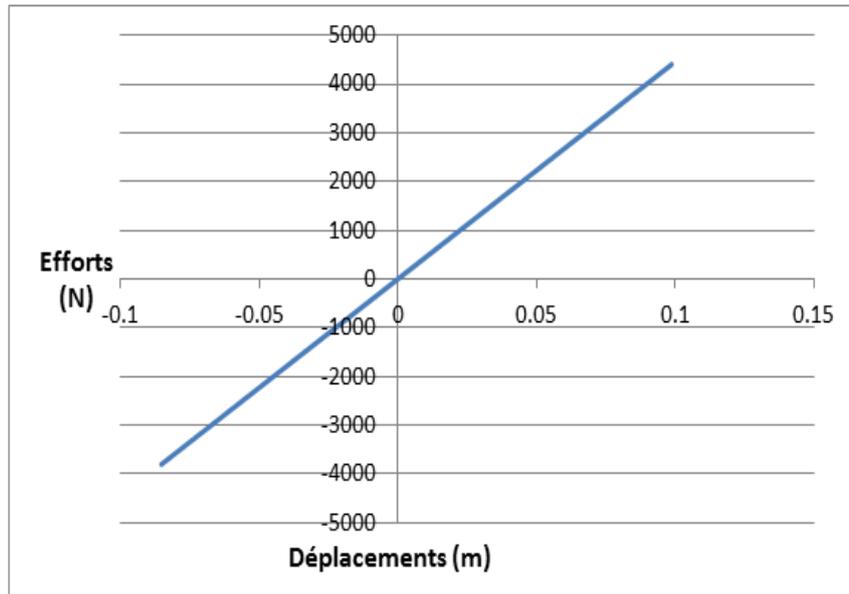


Figure 4.31 : Force-déplacement encastreur Kocaeli

Dans le domaine de l'analyse sismique, les courbes de capacités issues d'une analyse transitoire reste linéaire pour les différents sites quel que soit le modèle utilisé.

4.6. Conclusion

Dans ce chapitre on a constaté un allongement de la période fondamentale en allant du site rocheux vers le site très meuble. Cet allongement est beaucoup plus important pour le cas du site très meuble pour l'analyse. Pour l'analyse transitoire on a remarqué que la prise en compte de l'ISS augmente considérablement les déplacements. Dans ce chapitre l'effet de l'ISS est plus claire que le chapitre précédent.

Conclusion générale

Dans le présent travail, on s'est intéressé à l'étude de l'influence de l'interaction sol structure sur les constructions de type bâtiment reposant sur des fondations superficielles. Une comparaison entre une modélisation EF 3D et celle basée sur l'introduction de l'élément macro a été réalisée. Ce concept nouveau (Macro-élément) présente aujourd'hui un grand intérêt dans le domaine de la simulation et la modélisation numérique.

Parmi les conclusions que l'on peut tirer :

- Le module de Young du sol à une influence importante sur la période fondamentale de structure dans le cas l'interaction sol-structure. Lorsque le module de Young du sol diminue, la période fondamentale des structures augmente de manière conséquente, pour des valeurs très faibles du module de Young du sol (sol déformable), la période fondamentale peut augmenter considérablement comparé à la valeur de référence obtenue avec un modèle encastré à la base.
- Les résultats obtenues de déplacement augmentent considérablement pour le cas d'interaction sol structure dans le sol déformable (S4 sol très meuble) comparativement à celui du modèle encastré, mais pour les deux sites : rocheux (S1) et ferme (S2) les résultats obtenues sont comparable à ceux obtenues avec modèle encastré.

Une modélisation EF 3D prend un temps plus important par rapport à la méthode de macroélément. Il est à signaler que la prise en compte de la plasticité du sol aurait généré un temps supplémentaire.

Outre les résultats obtenus, ce travail nous a permis de découvrir une autre stratégie de prise en compte de l'ISS. Au regard des projets de fin d'étude réalisée dans notre département, ce travail n'a jamais été traité auparavant en utilisant le concept de macro-élément. Nous avons apporté une modeste touche à la compréhension de ce phénomène à travers ce nouveau concept. Espérons que d'autres travaux suivront.

BIBLIOGRAPHIE

ATC-3, Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings.

Bertrand G., Méthode de conception et étude du comportement sismique des fonctions superficielles sur sol naturel et traité, considèrent l'interaction sol structure, thèse de doctorat, soutenu en 17 septembre 2013, Montréal, 412 p.

Building Seismic Safety Council (BSSC). NEHRP recommended provisions for seismic regulations for new buildings and other structures. FEMA450. Washington (DC): Fédéral Emergency Management Agency; 2003.

Buchi E., interaction sol-structure calcul des impédances et effets sur les fondations, mémoire master, soutenu juin 2013, Strasbourg, 82 p.

Chatzigogos C., comportement sismique des fondations superficielles : vers la prise en compte d'un critère de performance dans la conception, thèse de doctorat, soutenu le 18 octobre 2007, 313 p.

Davidovici V., dominique C., Alain C. shahrokh G. , véronique C. , claud S. , pratique du calcul sismique. éditions eyrolles 61, bd saint-germain 75240 paris cedex 05, 2015. ISBN 978-2-212-14135-1.

Grange S., modélisation simplifiée 3D de l'interaction sol structure : application au génie parasismique, thèse de doctorat, soutenu en 28 juin 2008, Gre Nobel, 172 p.

Junjie, W. Junsheng, S., Wengbiao, W. Yundong , P. Influence of transverse reinforcement strength on seismic behavior of reinforced concrete columns. publié dans advances in civil environmental and materials research (ACEM14), 2014.

Khalil L., influence de l'interaction sol structure sur le comportement sismique des bâtiments analyse dans le domaine linéaire et non linéaire. Thèse de doctorat, département de génie civil université de Lille science technologie, Lille. 2009, 170 p.

Khadija R., comportement dynamique des structures intelligentes poteau poutre en tenant compte de l'effet de l'interaction sol structure, mémoire master soutenu 23 décembre, Tlemcen, 141 p.

Magnan Jean Pierre (2008) "Cours de mécanique des sols et des roches". Presse ENPC. France.

pecker A., dynamique des sols, Ed. L'association amical des ingénieurs anciens élèves de l'école nationale des ponts et chaussées, Paris, 1984, ISBN.2-85978-072-6.

Règles Parasismiques Algériennes RPA 99 /version 2003.

Philipponnat G., Hubert B. fondations et ouvrages en terre. Edition Eyrolles 61, BLD Saint-Germain 75240 paris cedex 5, France, 2004. ISBN 2-212-07218-X

TamaHoult M. et Branci T., Influence de l'interaction sol structure sur la réponse dynamique des structures des bâtiments s, département de génie civil faculté des sciences et science de l'ingénieur université hassiba ben Bouali, Chleff 2010.

Youcef A. et Sébastien B. et Jean-François S. développement d'un macroélément 3D pour l'étude du comportement sismique des fondations superficielles, Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur – Nancy 2016.

Zhang X., modélisation physique et numérique des interactions sol structure sous sollicitations dynamiques, thèse de doctorat, soutenu 28-octobre 2011, France 176 p.

Rapport-Gratuit.com

Résumé :

Les développements récents sur l'analyse de la réponse sismique des structures de génie civile en montrant que la prise en compte des interactions sol-structure (ISS) est de première importance pour une prédiction satisfaisante des chargements et des déplacements réellement subis par la structure pendant un tremblement de terre.

Dans le contexte des dimensionnements en performance l'objectif principal de la prise en compte des phénomènes liés à l'ISS est obtenir une meilleure estimation des déplacements globaux et des efforts internes dans le but de faire un dimensionnement plus juste.

Dans ce travail on a effectué une analyse modale pour évaluer l'influence de l'ISS sur la période fondamentale de la structure. Une étude transitoire a été menée afin de déterminer la réponse et le comportement de la structure en traitant deux séismes de magnitude différents (Kocaeli 1999 et Boumerdés 2003). Ces études étant effectuées par les deux méthodes globales et le concept de macroélément dans le domaine linéaire et non linéaire à l'aide d'une modélisation numérique par logiciel castem.

Mots clés : Interaction sol-structure, Macro-élément, non linéaire, linéaire, effet d'ISS, comportement.

Abstract:

Recent developments in the analysis of seismic response of civil engineering structures have shown that the consideration of soil-structure interactions (SSI) is of prime importance for a satisfactory prediction of the loadings and displacements actually undergone by the structure during an earthquake. In the context of dimensioning in performance, the main objective of taking into account the phenomena related to the SSI is to obtain a better estimate of global displacements and internal efforts in order to make a more accurate dimensioning.

In this work, a modal analysis was carried out to evaluate the influence of the ISS on the fundamental period of the structure. A transient study was carried out to determine the response and behavior of the structure by treating two earthquakes of different magnitudes (Kocaeli 1999 and Boumerdés 2003). These studies are carried out by the two global methods and the concept of macroelement in the linear and nonlinear domain using a numerical modeling by castem software.

Keywords: Soil-structure interaction, macroelement, nonlinear, linear, SSI effect, behavior.

المخلص:

أظهرت التطورات الأخيرة في تحليل السلوك الزلزالي للهياكل أن الأخذ بعين الاعتبار التفاعل بين التربة و الهيكل له أهمية كبيرة, و ذلك لتقدير أحمال وتحركات الهيكل خلال الزلزال, في سياق التحجيم الهدف الرئيسي من أخذ التفاعل بين التربة و الهيكل بعين الاعتبار هو التقدير الجيد للتحركات والقوى الداخلية وذلك حتى يكون التحجيم أكثر دقة.

في هذا العمل قمنا بالتحليل النمطي لتقييم تأثير التفاعل بين التربة و الهيكل على الدور الأساسي للهيكل. وقد أجريت دراسة عابرة لتحديد استجابة و سلوك الهيكل باستعمال زلزالين مختلفين في الشدة (كوكايلي 1999 و بومرداس 2003).

هذه الدراسات تمت بطريقتين الشاملة و عنصر الماكرو وذلك في المجال الخطي و اللاخطي بواسطة نمذجة رقمية عن طريق برنامج العناصر الغير محدودة.

الكلمات المفتاحية: التفاعل الهيكل-التربة, عنصر الماكرو, و اللاخطية, الخطية, تأثيرات التفاعل الهيكل-التربة, سلوك.