

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERCITE MOHAMED BOUDIAF – M'SILA

FACULTE DE TECHNOLOGIE
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

N° :



DOMAINE : SCIENCES
ET TECHNOLOGIE
FILIERE : GENIE CIVIL
OPTION : STRUCTURS

Mémoire présenté en vue de l'obtention
Du diplôme de Master Académique
Thème

L'effet du débordement du radier au-delà des limites d'un
bâtiment à grande hauteur sur le comportement
dynamique des éléments porteurs en considérant
l'interaction sol-structure

Présenté par :

HOUHOU Boubakeur

BELKAIBECH Youcef

Soutenu publiquement le 25 juin 2023

Devant le jury composé de :

Président : Mr BOUGUERRA Kheireddine

Université de M'sila

Directeur du mémoire : M^r HAMITOUCHE Amar

Université de M'sila

Examineur : Mr OUZANDJA Djamel

Université de M'sila

Année Universitaire : 2022/2023

Dédicace

Je souhaite exprimer ma dédicace sincère à toutes les personnes qui ont été à mes côtés tout au long de ce parcours académique et ont joué un rôle essentiel dans mon succès.

À ma femme *Oumelkheir* et à mes enfants : *Mayar* ; *Maram* ; *Meriem* et *Mahdi*, je tiens à vous exprimer une gratitude infinie pour votre soutien constant, vos encouragements et votre amour inconditionnel. Malgré mon absence prolongée du monde de l'enseignement supérieur, c'est grâce à votre encouragement que j'ai retrouvé la motivation nécessaire pour reprendre le chemin des études. Vous avez fait preuve d'une patience exemplaire envers moi, comprenant mes engagements scolaires qui ont souvent pris le pas sur notre temps passé ensemble.

Je souhaite un prompt rétablissement à mon ami de toujours : *Malek Nouibat*, mon compagnon fidèle dans cette vie et mon pilier, qui est bien plus qu'un frère pour moi. Cette dédicace lui est spécialement dédiée.

Je souhaite adresser ma dédicace à tous les enseignants de l'Institut des Sciences et technologie, en particulier au Département de Génie Civil. Un remerciement tout particulier est destiné au professeur remarquable *Hamitouche Amar*, qui a été un véritable modèle d'excellence et un apport inestimable pour nous.

Enfin, je souhaite remercier chaleureusement tous ceux qui ont croisé ma route pendant ces années d'études, qu'ils soient proches ou éloignés. Chaque interaction a contribué à mon épanouissement personnel et professionnel, et je suis reconnaissant pour les enseignements que j'ai pu tirer de chacun d'entre vous.

Du fond du cœur, je vous remercie pour votre soutien indéfectible, vos encouragements et votre amour.

HOUHOU Boubakeur

Dédicace

Avec une humble dédicace, je souhaite rendre hommage à la mémoire de ma mère, qui nous a quittés paisiblement cette année sans aucun avertissement. Je tiens également à exprimer mes vœux de longue vie et de bonne santé à mon père, mon pilier et soutien inconditionnel. J'exprime ma profonde gratitude envers ma femme, *Zineb*, car c'est grâce à elle que j'ai trouvé la force et la motivation nécessaires pour poursuivre mes études. De même, je tiens à remercier mes chères filles, *Amal* et *Jouri*, pour leur compréhension et je leur présente mes excuses pour les avoir négligées en me concentrant trop sur mes études.

En outre, je souhaite exprimer ma sincère gratitude à tous les membres du corps administratif, du corps enseignant et du personnel de l'Institut des sciences et de la technologie, en particulier au département de génie civil. Je suis reconnaissant envers mon encadrant, le professeur *Hamitouche Amar*, pour son précieux soutien tout au long de la rédaction de notre mémoire.

Je tiens à envoyer mes salutations les plus chaleureuses à tous.

BELKAIBECH Youcef

Remerciement

Nous souhaitons exprimer notre gratitude en premier lieu à Dieu pour son assistance et son soutien dans notre réussite. Ensuite, nous tenons à remercier chaleureusement l'ensemble du corps professoral, des administrateurs et des employés du Département de génie civil, ainsi que tous les encadrants de l'Institut des sciences et de la technologie. Nous accordons une reconnaissance toute particulière à notre professeur et directeur de mémoire, qui a joué un rôle essentiel dans notre parcours.

Table des matières

1 - Introduction générale	1
2 - Problématique	2
3 - Composition du mémoire	2
<u>Chapitre I : Etude Bibliographique</u>	
I.1. Introduction	4
I.1.1. Présentation des Fondements de l'Interaction Sol-Structure (ISS)	5
I.1.2. Le comportement des bâtiments à grande hauteur	6
I.2. Effet de la nature des sols	7
I.3. Comportement et types des sols	8
I.3.1. Classification des sols	8
I.3.2. Lois du comportement des sols	9
I.4. Notion sur l'Interaction Sol-Structure (ISS)	10
I.5. Effet de l'ISS sur le comportement dynamique des structures	11
I.5.1. Structure incorporée dans les roches (base encastree)	12
I.5.2. Structure incorporée dans le sol (base flexible)	12
I.6. Interaction cinématique	12
I.7. Interaction inertielle	13
I.8. Amortissement dans le sol	13
I.8.1. Amortissement matériel	13
I.8.1.1. Le solide de Voigt	14
I.8.1.2. Modèle à hystérésis constante	14
I.8.2. Amortissement géométrique ou radiatif	15
I.9. Ondes dans le sol	16
I.9.1. Ondes de volume	16
I.9.2. Ondes de surfaces	17
I.10. La modélisation de l'ISS	18
I.11. Méthodes pour modéliser l'interaction sol-structure	19
I.11.1. Méthodes directes	20
I.11.1.1. Avantages	22
I.11.2. Méthodes de sous-structures	23
I.11.2.1. Simplification du problème	27
I.11.2.2. Avantages	30
I.11.2.3. Inconvénients	30
I.11.3. Méthode hybride	30
I.12. Modélisation du comportement du sol par éléments ressort	32
I.12.1. Formules de Newmark-Rosenblueth	33
I.12.2. Formules de Pais et Kausel (1988) ; Gazetas (1991), Mylonakis et al. (2006).	35

I.12.3. Guide de SETRA pour les ponts en zones sismique.....	36
I.12.4. Méthode simplifiée de Veletsos.....	37
I.12.5. Les formules de la norme NF P 94-261 Fondations superficielles.....	37
I.12.6. Méthode de Deleuze.....	38
I.12.7. Module de réaction du sol : Ks par : Joseph E. Bowles.....	42
I.13. Comparaison des formules.....	43
I.14. Conclusion.....	44

Chapitre II : Modélisation du Problème

II.1. Introduction.....	46
II.2. Présentation de l'ouvrage.....	47
II.2.1. Caractéristiques géométriques du bâtiment :.....	47
II.2.2. Données du site :.....	50
II.2. Les hypothèses de calcul.....	50
II.3. Méthodes de calcul.....	50
II.4. Les combinaisons d'action.....	51
II.5. Logiciel de calcul.....	51
II.5.1. Présentation du logiciel ETABS.....	51
II.6. Caractéristiques des matériaux.....	52
II.7. Spectre de réponse de calcul.....	53
II.8.1. Plancher terrasse inaccessible en corps creux :.....	54
II.8.2. Plancher étage courant en corps creux.....	55
II.9. Prédimensionnement.....	55
II.9.1. Poutres :.....	55
• II.9.1.1. Poutres principales :.....	55
• II.9.1.2. Poutres secondaires :.....	55
II.9.2. Poteaux :.....	56
II.9.3. Voile :.....	56
II.9.4. Plancher :.....	56
II.10. Modélisation sur ETABS.....	57
II.10.1. Choix des unités et matériaux.....	57
II.10.2. Définition des sections des éléments structuraux.....	57
II.10.2.1. Récapitulatif des dimensions des éléments structuraux.....	58
II.10.3. Définition de type de charge et le spectre de réponse :.....	58
II.10.4. définition des combinaisons.....	60
.....	60
II.10.5. affectations des charges et surcharges et désignation de types des semelles.....	60
II.10.6. Vérification des erreurs de modélisation.....	64
II.11. Évaluation dimensionnelle et résistancielle des poteaux par descente des charges.....	65

II.12. Vérifications exigées par le RPA99 v2003.....	67
II.13. Conclusion.....	71

Chapitre III : Etude Numérique

III.1. Introduction	73
III.2. Comparaisons des résultats du model de référence.....	73
III.2.1. Avec et sans ISS	73
III.3. Discussions des résultats	81
III.4. Modélisation de la structure avec une fondation de type Radier général.....	82
III.4.1. Etudes des fondations :.....	82
III.4.1.1. Choix de type de fondation :	82
III.4.1.2. Le radier général.....	82
III.5. Système de fondation.....	82
III.6. Le dimensionnement du radier.....	83
III.6.1. Hauteur du Radier :	83
III.7. Vérification des contraintes dans le sol.....	84
III.8. Condition de résistance au cisaillement	84
III.9. Condition de non poinçonnement.....	85
III.10. Vérification des contraintes de cisaillement dans le sol après analyse.....	85
III.10.1. Distribution des contraintes à l'ELU ; ELS et ACC.....	85
III.11. Extraire les résultats de l'effet de débordement du radier :	87
III.11.1. Effort tranchant à la base :	87
III.11.2. Les périodes et la participation modale	88
III.11.3. Le déplacement du plancher provoqué par la force sismique (Ex et Ey)	91
III.11.4. Le déplacement du voile.....	92
III.11.5. L'effort tranchant et le moment fléchissant au niveau des poutres et des poteaux ...	94
III.11.5.1. Les poutres :	94
III.11.5.2. Les poteaux :	97
III.12. Conclusion	98

Chapitre IV : Interprétation des Résultats

IV.1. Introduction.....	100
IV.2. Discussion des résultats	100
IV.2.1. Les périodes des modes.....	100
IV.2.2. Effort tranchant à la base.....	101
IV.2.3. Participation de la masse modale	102
IV.2.4. Le déplacement du plancher provoqué par la force sismique (Fx et Fy).....	106
IV.2.5. Le déplacement du voile	107
IV.2.6. L'effort tranchant et le moment fléchissant au niveau des poutres	108
IV.2.7. L'effort tranchant et le moment fléchissant au niveau des poteaux.....	110

IV.3. Conclusion	111
IV.3.1. Tableau récapitulatif des pourcentages :	112
Conclusion générale	113
Les références bibliographiques.....	115

Liste des figures

Chapitre I : Etude Bibliographique

Figure 1.1 : lois de comportement de sol	9
Figure 1.2 : Illustration de l'ISS [A. Pecker, 2007].....	11
Figure 1.3 : Réponse sismique des structures fondées sur les roches et sur le sol : (a) sites ; (b) champ libre ; (c) interaction cinématique ; (d) interaction inertielle. (Wolf, 1985)	12
Figure 1.4 : Modèle de Voigt	14
Figure 1.5 : Amortissement interne	15
Figure 1.6 : Ondes de compression (P)	16
Figure 1.7 : Ondes de cisaillement (S)	17
Figure 1.8 : Ondes de surface (R - L)	18
Figure 1.9 : Modelé d'une méthode directe.....	21
Figure 1.10 : Schématisation d'un problème d'interaction sol-structure en éléments finis (Pecker, 2015).....	22
Figure 1.11 : Schématisation de l'interaction sol-structure [A. Seghir, 2011]	24
Figure 1.12 : Principe de superposition de Kausel	24
Figure 1.13 : Schématisation d'une approche par sous-structure pour l'analyse de l'interaction sol-structure en utilisant deux configurations de fondation : (i) fondation rigide ; ou (ii) fondation flexibles. (NEHRP, 2012)	26
Figure 1.14 : Schématisation d'une méthode de sous-structure. (Pecker, 2015)	28
Figure 1.15 : Décomposition en champ proche et champ lointain pour la définition de la frontière du macro-élément d'ISS. (Grange, 2008).....	32
Figure 1.16 : Modèle de modélisation du sol par éléments ressorts.....	33
Figure 1.17 : Abaques donnant les coefficients de Newmark β_z , β_x et β_Φ	35
Figure 1.18 : Définition des paramètres utilisés dans les formules du guide SETRA	36

Chapitre II : Modélisation du Problème

Figure 2.1a : Vues en plan (plan RDC et plan 1er étage).....	48
Figure 2.1b : Vues en plan (plan 2ème étage et plan étage courant)	49
Figure 2.1c : Vues en plan (façade principale ; façade postérieure ; Coupe A-A et coupe B-B)..	49
Figure 2.2 : Caractéristiques du béton utilisé dans l'étude.....	52
Figure 2.3a : Spectre de réponse (site rocheux).....	53
Figure 2.3b : Spectre de réponse (site ferme).....	53
Figure 2.3c : Spectre de réponse (site meuble).....	54
Figure 2.4a : Choix des unités et matériaux.....	57
Figure 2.4b : Sections des éléments structuraux.....	57
Figure 2.4c : Types des charges.....	59
Figure 2.4d : Spectre de réponse.....	59
Figure 2.4e : Les combinaisons d'action.....	60
Figure 2.5a : Valeurs des charges permanentes (G) niveau 4.08m (commerce)	60

Figure 2.5b : valeurs des charges d'exploitations (Q) niveau 4.08m (commerce)	61
Figure 2.5c : valeurs des charges permanentes (G) niveau 14.28m (habitation)	61
Figure 2.5d : valeurs des charges d'exploitations (Q) niveau 14.28m (habitation)	62
Figure 2.5e : valeurs des charges permanentes (G) niveau 44.88m (terrasse inaccessible)	62
Figure 2.5f : valeurs des charges d'exploitations (Q) niveau 44.88m (terrasse inaccessible)	63
Figure 2.6 : système des appuis a la base (encastrement)	63
Figure 2.7 : Vérification des erreurs de modélisation avant de lancement de l'analyse	64
Figure 2.8 : La première fenêtre après le processus d'analyse.....	65
Figure 2.9 : Restreinte Réactions des poteaux a la base	66

Chapitre III : Etude Numérique

Figure 3.1 : La forme générale du radier du bâtiment	83
Figure 3.2 : contraintes de cisaillement dans le sol à l'ELU	86
Figure 3.3 : contraintes de cisaillement dans le sol à l'ELS.....	86
Figure 3.4 : contraintes de cisaillement dans le sol à l'état ACC	87

Chapitre IV : Interprétation des Résultats

Figure 4.1 : Diagramme de la 1ère période de chaque débordement (1er mode).....	100
Figure 4.2 : Diagramme de l'effort tranchant à la base selon les directions X et Y	101
Figure 4.3a : Diagramme de la participation modale selon les directions X et Y /Sol Rocheux	103
Figure 4.3b : Diagramme de la participation modale selon les directions X et Y /Sol Ferme ...	104
Figure 4.3c : Diagramme de la participation modale selon les directions X et Y /Sol Meuble...	105
Figure 4.4 : Diagramme de déplacement du dernier plancher selon les directions X et Y	106
Figure 4.5a : Diagramme de déplacement du Voile selon la direction X	107
Figure 4.5b : Diagramme de déplacement du Voile selon la direction X	108
Figure 4.6a : Diagramme du moment fléchissant sur la poutre ((3-(E-F)) dans chaque débordement	109
Figure 4.6b : Diagramme de l'effort tranchant sur la poutre ((3-(E-F)) dans chaque débordement	109
Figure 4.7a : Diagramme du moment fléchissant sur le poteau (3-C) sous l'effet de la combinaison (G+Q+1.2Ex et G+Q+1.2Ey) dans chaque débordement	110
Figure 4.7b : Diagramme de l'effort tranchant sur le poteau (3-C) sous l'effet de la combinaison (G+Q+1.2Ex et G+Q+1.2Ey) dans chaque débordement.....	111

Liste des tableaux

Chapitre I : Etude Bibliographique

Tableau 1-1 : Formules de Newmark-Rosenblueth des raideurs statiques d'une fondation circulaire surfacique et fondation rectangulaire surfacique	34
Tableau 1-2 : Formules de Pais et Kausel (1988) ; Gazetas(1991), et Mylonakis et al. (2006) des raideurs statiques d'une fondation rectangulaire surfacique.....	36
Tableau 1-3 : Formules issues du guide de SETRA pour les raideurs statiques d'une fondation circulaire surfacique. (Buchi, 2013).....	36
Tableau 1-4 : Formules de Veletsos	37
Tableau 1-5 : Formules de raideurs Verticales ; Horizontales et en Rotation selon la norme NF P 94-261.....	38
Tableau 1-6 : Formules de Deleuze [Buchi, 2013]	39

Tableau 1-6a : Coefficients de transmittance verticale f_v du sol	41
Tableau 1-6b : Coefficients de transmittance Horizontale f_H du sol.....	41
Tableau 1-6c : Coefficients de transmittance en Rotation f_R du sol.....	41

Chapitre II : Modélisation du Problème

Tableau 2-1 : Caractéristiques géométriques du bâtiment.....	47
Tableau 2-2 : Valeurs des raideurs (K) du sol	50
Tableau 2-3a : Charges (G) et charges (Q) (plancher terrasse inaccessible)	54
Tableau 2-3b : Charges (G) et charges (Q) (plancher étage courant)	55
Tableau 2-4 : Directives à suivre des planchers.....	56
Tableau 2-5 : Dimensions des éléments structuraux	58
Tableau 2-6 : Périodes et participation modale	Erreur ! Signet non défini.
Tableau 2-6a : Valeurs de la force sismique à la base dans les deux directions	68
Tableau 2-6b : Vérification de la force sismique dynamique par la force sismique par la méthode statique équivalente	Erreur ! Signet non défini.
Tableau 2-7 : Déplacements latéraux inter étages.....	69
Tableau 2-8 : les valeurs θ selon les deux directions (effet P- Δ).....	70
Tableau 2-9 : Distances entre le centre de gravité et le centre de rigidité.....	71

Chapitre III : Etude Numérique

Tableau 3-1 : valeurs de la sismique à la base (avec/sans ISS).....	73
Tableau 3-2 : Périodes et participation modale (avec/sans ISS)	74
Tableau 3-3 : Déplacements du plancher provoqué par la force sismique dans les deux directions (avec/sans ISS)	76
Tableau 3-4 : Effort tranchant et le moment fléchissant au niveau des poutres (avec/sans ISS) .	77
Tableau 3-5 : Effort tranchant et le moment fléchissant au niveau des poteaux (avec/sans ISS) 78	
Tableau 3-6 : Valeurs du déplacement du voile dans les deux directions (avec/sans ISS).....	80
Tableau 3-7 : La hauteur h du radier selon chaque type de sol.....	84
Tableau 3-7 : Distribution des contraintes et vérification des contraintes de cisaillement dans le sol	85
Tableau 3-8 : Effort tranchant à la base – sol rocheux / sol ferme / sol meuble	87
Tableau 3-9a : Valeurs des périodes – sol rocheux.....	88
Tableau 3-9b : Contribution massique par rapport à la masse totale dans les deux directions-S. Rocheux.....	88
Tableau 3-10a : Valeurs des périodes – sol Ferme	89
Tableau 3-10b : Contribution massique par rapport à la masse totale dans les deux directions-S. Ferme.....	89
Tableau 3-11a : Valeurs des périodes – sol Meuble.....	90
Tableau 3-11b : Valeurs des périodes – sol Meuble	90
Tableau 3-12a : Déplacement du plancher provoqué par la force sismique (Ex-Ey) Sol Rocheux	91
Tableau 3-12b : Déplacement du plancher provoqué par la force sismique (Ex-Ey) Sol Ferme .	91
Tableau 3-12c : Déplacement du plancher provoqué par la force sismique (Ex-Ey) Sol Meuble	92
Tableau 3-13a : Déplacement du Voile provoqué par la force sismique (Ex-Ey) Sol Rocheux....	92
Tableau 3-13b : Déplacement du Voile provoqué par la force sismique (Ex-Ey) Sol Ferme	93
Tableau 3-13c : Déplacement du Voile provoqué par la force sismique (Ex-Ey) Sol Meuble	93
Tableau 3-14a : Effort tranchant et moment fléchissant sur la poutre ((3-(E-F)) Sol Rocheux... 95	
Tableau 3-14b : Effort tranchant et moment fléchissant sur la poutre ((3-(E-F)) Sol Ferme	96
Tableau 3-14c : Effort tranchant et moment fléchissant sur la poutre ((3-(E-F)) Sol Meuble.....	97

Tableau 3-15 : Effort tranchant et moment fléchissant sur le poteau ((3-C) RDC) tous types de sol	98
---	----

Chapitre IV : Interprétation des Résultats

Tableau 4-1 : Analyse des variations en pourcentage des sollicitations suite au premier débordement de 20cm de tous types de sol.....	112
---	-----

Liste des symboles utilisés

Notations

<i>(G) : charges permanentes</i>	<i>F_x ; F_y : l'effort tranchant à la base (force sismique)</i>
<i>(Q) : charges d'exploitation</i>	<i>G : Module de cisaillement dynamique du sol</i>
<i>E_b : Module de Young du béton</i>	<i>G' : rigidité du ressort</i>
<i>K_φ : raideur de balancement</i>	<i>H : hauteur du prisme de sol</i>
<i>f_{c28} : Résistance à la compression du béton</i>	<i>h : hauteur de fondation</i>
<i>û : dérivée de u par rapport au temps dynamique</i>	<i>I_b, J_b : inerties massiques du bâtiment par rapport à la fondation</i>
<i>ν : Coefficient de Poisson</i>	<i>IS ; JS : inerties massiques de la masse additionnelle de sol par rapport à la fondation</i>
<i>ν_b : Coefficient de Poisson du béton</i>	<i>I_x ; I_y : les moments d'inertie du radier autour des axes X et Y respectivement</i>
<i>ρ_b : masse volumique du béton</i>	<i>J_t = I_x + I_y : moment d'inertie polaire</i>
<i>ω_i : valeur propre associée au mode i</i>	<i>K : matrices de raideur</i>
<i>A : aire de la fondation</i>	<i>K_h ; K_x ; K_y : Raideur de translation horizontale</i>
<i>a : dimension parallèle à la direction du séisme</i>	<i>K_v ; K_s : Raideur de translation verticale</i>
<i>a : dimensions de fondation suivant l'axe de x</i>	<i>K_θ : Raideur de rotation autour de l'axe vertical</i>
<i>A_s : la section d'acier comprimé</i>	<i>L : Demi-longueur</i>
<i>B : Demi-largeur</i>	<i>L_f : longueur de flambement</i>
<i>b : dimension perpendiculaire à la direction du séisme</i>	<i>M : matrices de la masse</i>
<i>b : dimensions de fondation suivant l'axe de y</i>	<i>M_b : masse du bâtiment</i>
<i>B_r : la section réduite du poteau</i>	<i>M_s : masse de sol additionnelle ayant même aire que la fondation du bâtiment</i>
<i>C : matrices d'amortissement</i>	<i>N_{ser} : charge à l'ELS</i>
<i>D : profondeur d'encastrement de la fondation</i>	<i>N_u : l'effort normal agissant ultime d'un poteau.</i>
<i>E_s : Module de Young du sol</i>	<i>N_u : charge à l'ELU</i>
<i>f : fréquence du mode de vibration fondamental dans la direction de séisme considérée</i>	<i>P : onde primaire (compression)</i>
<i>F : vecteur de charge</i>	
<i>f : fréquence du mode de vibration fondamentale</i>	

P_B : amplitude des charges	α : coefficient fonction de l'élanement
P_F : amplitude des forces de ISS	mécanique λ
Q : capacité portante du sol	β_z, β_x et β_Φ sont donnés par des abaques
Q_{adm} : contrainte admissible du sol	$\gamma_b=1,5$ béton
R : rayon de la fondation	$\gamma_s=1,15$ acier
R : onde de Rayleigh	ν : coefficient de poisson
r_0 : rayon d'une fondation circulaire	ν : Coefficient de Poisson du sol
S : onde secondaire (cisaillement)	γ : glissement relatif
SF : facteur de sécurité	ε : déformation
S_{FF} : matrice de raideur dynamique	η : amortissement de viscosité du sol
T : période fondamentale	ξ : pourcentage d'amortissement
U : matrice de déplacement	ρ : masse volumique du sol
u : vecteur de déplacement	σ : Contrainte.
V_s : vitesse des ondes sismique	τ : contrainte de cisaillement
	ω : pulsation du système

Abréviations

BA : Béton armé
BAEL : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé
C.B.A : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé
DDL : Degrés de liberté
DTR : Document Technique Règlementaire
DTU : Règles pour le calcul des fondations superficielles
EC 8 : Eurocode 8
ELA : ACC : Etat limite accidentel
ELS : Etat limite de service
ELU : Etat limite ultime
ISS : interaction sol-structure
NEHRP : National Earthquake Hazard Reduction Program
RPA : Règlement parasismique Algérien
SETRA : Service d'études sur les transports, les routes et leurs aménagements

Résumé

Ce mémoire se concentre sur l'étude d'un sujet d'une grande importance dans le domaine du génie civil, notamment en ce qui concerne les structures en béton armé. L'objectif principal est d'analyser l'effet du débordement du radier sur le comportement dynamique des éléments porteurs d'un bâtiment à grande hauteur, en tenant compte de l'interaction entre le sol et la structure. Pour cela, nous avons développé un modèle d'un immeuble de treize étages (R+13) qui serait construit sur trois sites différents, caractérisés par des types de sol variés, tels que le sol rocheux, le sol ferme et le sol meuble. Après avoir expliqué le concept d'interaction sol-structure et calculé les raideurs correspondantes pour chaque type de sol, nous avons effectué une série d'expérimentations numériques en utilisant la méthode des éléments finis sur la structure soutenue par une fondation en radier, avec des débordements de vingt centimètres sur les bords. Chaque étude a été réalisée conformément aux normes et réglementations parasismiques algérienne. Nous avons augmenté progressivement la dimension des débordements de cinquante centimètres jusqu'à atteindre une augmentation totale de deux mètres par rapport à la dimension initiale, puis nous avons comparé les résultats obtenus et leur impact sur le comportement des éléments de la structure, en particulier en présence de séismes. Les résultats obtenus mettent en évidence comment le débordement du radier (en présence de l'interaction entre le sol et la structure) influence le comportement dynamique de la structure. On observe que plus ce débordement est significatif, plus la stabilité et la résistance de la structure dans tous les types de sol sont renforcées. Cependant, il existe une limite au-delà de laquelle ce débordement devient contre-productif et peut avoir un impact négatif.

Mots-clés :

Radier ; Débordement du radier ; Interaction sol-structure ; Raideur du sol ; Eléments finis.

Abstract

This dissertation focuses on the study of a subject of great importance in the field of civil engineering, particularly with regard to reinforced concrete structures. The main objective is to analyze the effect of raft overflow on the dynamic behavior of load-bearing elements of a high-rise building, taking into account the interaction between the ground and the structure. For this, we developed a model of a thirteen-storey building (R+13) which would be built on three different sites, characterized by various types of soil, such as rocky soil, firm soil and loose soil. After explaining the concept of soil-structure interaction and calculating the corresponding stiffnesses for each type of soil, we carried out a series of numerical experiments using the finite element method on the structure supported by a raft foundation, with overflows of twenty centimeters on the edges. Each study was carried out in accordance with Algerian seismic standards and regulations. We gradually increased the dimension of the overflow by fifty centimeters until reaching a total increase of two meters compared to the initial dimension, then we compared the results obtained and their impact on the behavior of the elements of the structure, in particular in presence of earthquakes. The results obtained highlight how the overflow of the raft in the presence of the interaction between the soil and the structure influences the dynamic behavior of the structure. It is observed that the more this overflow is significant, the more the stability and resistance of the structure in all types of soil are reinforced. However, there is a limit beyond which this overflow becomes counterproductive and can have a negative impact.

Keys words:

Raft; Foundation raft overflow; Soil-structure interaction; Soil stiffness; Finite elements.

مُلخَص

هذه المذكرة تتعلق بدراسة موضوع جد هام في ميدان الهندسة المدنية و بالأخص المنشآت من هياكل من الخرسانة المسلحة، و هو مدى تأثير مد حواف أساس حصيرة على السلوك الديناميكي على العناصر الحاملة لبنانية ذات ارتفاع عالي مع الأخذ بعين الاعتبار تفاعل التربة مع الهيكل، حيث نقدم نموذج عبارة عن عمارة شاهقة من طابق أرضي و ثلاثة عشر طابق يُفترض إقامته على ثلاث مواقع مختلفة تختلف نوعية تربتها من : تربة صخرية ؛ تربة صلبة و تربة ضعيفة و بعد التطرق الى شرح عامل التفاعل (التداخل) بين التربة و الهيكل و حساب مقدار صلابة كل نوع من أنواع التربة لإدخاله كعنصر في الحساب، نقوم بواسطة برنامج الحساب الإنشائي ETABS 20 بإجراء مجموعة من التجارب العددية المُستندة على طريقة العناصر المحدودة على الهيكل المدعوم بأساس نوع حصيرة بحواف عشرون سنتيمتر و كل دراسة كانت و فقا للوائح و شروط القواعد المضادة للزلازل الجزائرية. نقوم كل مرة بزيادة بُعد هذه الحافة بمقدار خمسون سنتيمتر الى أن نصل الى زيادة مترين عن البُعد الأصلي ومقارنة كل النتائج ومدى تأثيرها على سلوك عناصر الهيكل وخاصة في وجود الزلازل. تُبين النتائج أنه كلما زاد مد الحواف الى حد مُعين زاد ثبات ومقاومة الهيكل للقوى الأفقية وكذا العمودية في جميع انواع التربة ومدى تأثير ادخال العامل تفاعل تربة-هيكل على هذا السلوك.

الكلمات المفتاحية:

أساس حصيرة؛ حواف أساس حصيرة؛ تفاعل تربة -هيكل، صلابة التربة، العناصر المحدودة.

1 - Introduction générale

Dans le domaine de la construction, les fondations jouent un rôle crucial dans la stabilité et la durabilité des structures en béton armé. Les fondations sont les éléments structuraux situés en-dessous du niveau du sol qui transmettent les charges de la structure vers le sol de manière efficace et sécurisée. Elles sont conçues pour résister aux forces gravitationnelles, aux charges horizontales, aux mouvements du sol et autres contraintes externes. Les fondations en béton armé offrent une solution fiable et couramment utilisée pour soutenir différents types de structures, allant des maisons individuelles aux gratte-ciels imposants.

L'une des solutions de fondations en béton armé couramment utilisées est le radier. Un radier est une fondation continue qui couvre entièrement la surface du sol sous une structure. Il est utilisé lorsque le sol est de faible portance ou lorsque les charges de la structure sont uniformément réparties sur une grande surface. Le radier est constitué d'une dalle en béton armé épaisse qui repose directement sur le sol. Sa conception prend en compte les caractéristiques du sol et les charges prévues pour garantir une répartition uniforme des contraintes sur toute la surface du radier.

Les fondations de type radier offrent plusieurs avantages. Tout d'abord, elles répartissent uniformément les charges sur une grande surface, ce qui réduit les contraintes locales et minimise les risques de tassement différentiel. De plus, elles sont relativement simples et rapides à construire, ce qui en fait une solution économique pour de nombreux types de structures. En outre, les radier permettent de limiter les risques de fissuration due à des mouvements différentiels du sol, ce qui contribue à la durabilité de la structure.

Cependant, les fondations de type radier ne conviennent pas à tous les types de sols. Ils sont plus adaptés aux sols cohérents et cohésifs plutôt qu'aux sols granulaires ou instables. De plus, en raison de leur surface étendue, les radier nécessitent souvent des études géotechniques approfondies pour évaluer les caractéristiques du sol et s'assurer de la stabilité de la fondation.

Lors de la conception et de la construction d'un radier en béton armé, le calcul du débordement revêt une importance cruciale. Ce paramètre fait référence à la capacité d'un radier à résister aux contraintes et aux charges auxquelles il est soumis, en particulier lors de situations de surcharge ou de sols instables. Le calcul du débordement vise à garantir que le radier est dimensionné de manière appropriée pour supporter ces charges sans subir de déformations excessives ou de rupture structurelle. En analysant les forces agissant sur le radier, ainsi que les propriétés mécaniques du sol environnant, les ingénieurs peuvent déterminer les dimensions et les armatures nécessaires pour assurer la sécurité et la durabilité du radier. Une évaluation

précise du calcul du débordement est donc essentielle pour garantir la stabilité et la performance à long terme des radier en béton armé.

En conclusion, les fondations en béton armé, telles que les radier, sont des éléments essentiels dans la construction de structures durables et sûres. Ils assurent la transmission efficace des charges de la structure vers le sol et contribuent à la stabilité globale de l'ouvrage. La sélection du type de fondation approprié dépend des caractéristiques du sol, des charges de la structure et des contraintes spécifiques du projet.

2 - Problématique

Notre mémoire de fin d'étude porte sur l'impact du débordement de radier sur le comportement dynamique des éléments porteurs d'un bâtiment de grande hauteur, en tenant compte de l'interaction entre le sol et la structure. Cette problématique revêt une importance cruciale, car elle soulève des interrogations quant à la stabilité et aux performances structurales des bâtiments exposés à des charges dynamiques, notamment les séismes. Nous interrogeons sur les effets du débordement du radier sur la stabilité du bâtiment : peut-il le rendre plus stable ou, au contraire, compromettre son intégrité ? Existe-t-il des limites précises en matière de débordement de radier ? Il est donc primordial d'approfondir cette étude afin d'obtenir des résultats précis sur l'influence du débordement du radier sur le comportement dynamique des bâtiments de grande hauteur, en prenant en compte l'interaction complexe entre le sol et la structure. Cette interaction revêt une importance particulière dans notre étude, car le sol de notre projet présente une variété de caractéristiques, allant du sol rocheux au sol ferme et meuble.

3 - Composition du mémoire

Pour atteindre ces objectifs le mémoire est conçu comme suit :

Une introduction présentant le but de l'étude et les démarches suivies pour la mener à ces termes

Chapitre 1 : Etude bibliographique sur l'interaction sol structures et son effet sur le comportement des constructions notamment les immeubles à grande hauteur.

Chapitre 2 : la présentation des composants de l'étude d'un bâtiment de R+13 avec une structure en portique en béton armé, contreventé par des voiles en béton armé, réalisée à l'aide du logiciel **ETABS 20**.

Chapitre 3 : Analyse des modèles de la structure et présentation des résultats.

Chapitre 4 : Discussion et interprétation des résultats de l'étude.

Et enfin des conclusions générales récapitulant les résultats de l'étude.

Chapitre I

ÉTUDE BIBLIOGRAPHIQUE

I.1. Introduction

Au cours des dernières années, les tremblements de terre ont été la catastrophe la plus dévastatrice, tant en termes de pertes humaines que de dégâts matériels considérables. Pour réduire l'impact de ces catastrophes, la communauté scientifique et technique s'est mobilisée pour mettre en place des mesures préventives, notamment dans le domaine de la construction parasismique.

La surveillance et la prévision des séismes font l'objet du travail du sismologue. Malheureusement, il n'existe à l'heure actuelle aucun moyen fiable de prévoir où, quand et avec quelle puissance se produira un séisme. Les recherches sur la construction parasismique constituent un axe particulièrement important pour la prévention du risque sismique.

Les structures étant fondées sur le sol à travers lequel, des sollicitations sismiques sont transmises, donc il s'avère essentiel de connaître le fonctionnement de l'ensemble du système sol-structure en cas de séisme. En effet, non seulement la nature des sols a une influence sur le comportement des structures, mais les structures mises en mouvement induisent aussi des chargements supplémentaires dans les sols qui modifieront à leur tour les composantes des sollicitations. Le terme générique décrivant l'étude de ces phénomènes porte le nom d'interaction sol-structure (ISS).

En effet, toutes les structures en béton armé souvent en contact avec le sol nécessitent l'intégration du comportement de l'interface entre la structure et le sol. Pour cette raison, le comportement de l'ensemble de la structure dépend de la structure elle-même, du sol de fondation et de l'interface continue entre eux. La structure et le sol contribuent ensemble pour supporter les charges externes. Ce phénomène est appelé interaction sol-structure (ISS), qui est généralement négligée dans les codes de conception des bâtiments civils. Cependant, pour les structures et les bâtiments reposant sur des sols mous, l'effet de l'interaction sol-structure est devenu un facteur très important [Wolf, 1985].

L'interaction sol-structure est un domaine d'intervention interdisciplinaire qui se situe à l'intersection de la mécanique des sols et des structures, de la dynamique des sols et des structures, du génie parasismique, de la géophysique et de la géo-mécanique, de la science des matériaux, des méthodes numériques et de diverses autres disciplines techniques. Ses origines remontent à la fin du 19^{ème} siècle, puis progressivement, ils ont évolué et mûri au cours des décennies et de la première moitié du 20^{ème} siècle et par la suite ils ont progressé rapidement au cours de la seconde moitié, stimulées principalement par les besoins du nucléaire et des industries offshore, évolution des outils informatiques puissants (ordinateurs) et développement des approches numériques tels que la méthode des éléments finis, et par la nécessité d'améliorer la sécurité parasismique [Kausel, 2010].

L'interaction sol-structure joue un rôle important dans le comportement de la structure sous un chargement statique ou dynamique. Il influence le comportement du sol, ainsi que la réponse des ouvrages sous chargement. L'analyse est essentielle pour prévoir un comportement structurel plus précis et améliorer ainsi la sécurité des structures dans des conditions de charge extrêmes. L'analyse est devenue plus facile avec les débuts d'ordinateurs puissants et d'outils de simulation tels que les logiciels d'analyse par éléments finis [Kavitha et al. 2016].

La construction parasismique consiste en des techniques de génie civil qui visent à renforcer la résistance des bâtiments aux tremblements de terre. Cela implique une compréhension approfondie du comportement des structures soumises à des sollicitations sismiques, ainsi que de l'interaction entre la structure et le sol environnant.

L'interaction sol-structure (ISS) est un domaine d'étude essentiel pour la construction parasismique. Elle consiste à comprendre comment les sollicitations sismiques sont transmises de la structure au sol et inversement, et comment la réponse sismique de la structure est influencée par les caractéristiques du sol. En effet, les caractéristiques du sol ont un impact significatif sur le comportement des structures, et les structures en mouvement peuvent également entraîner des charges supplémentaires dans le sol, modifiant ainsi les sollicitations sismiques.

En résumé, la construction parasismique est un domaine de recherche et de pratique qui vise à améliorer la résistance des bâtiments au séisme. La compréhension de l'interaction sol-structure est essentielle pour concevoir des bâtiments parasismiques, car elle permet de comprendre comment les forces sismiques sont transmises de la structure au sol et inversement, ainsi que comment les caractéristiques du sol peuvent influencer la réponse sismique de la structure.

En tant qu'ingénieurs dans le domaine du génie civil, nous savons avec certitude que les fondations sont un élément très important dans la stabilité de la structure, car elles sont le lien entre la structure et le sol. Les dimensions de ce dernier est un autre facteur qui n'est pas moins important que l'interaction sol-structure, c'est-à-dire les dimensions des fondations qui ont un grand impact sur la stabilité du bâtiment et sa gestion de l'action sismique, et dans notre projet qui concerne les bâtiments de grande hauteur dont les fondations seront inévitablement un radier général nous travaillerons pour prouver cette question et faire une analyse sur l'effet du débordement du radier au-delà des limites d'un B.G.H sur le comportement dynamique des éléments porteurs d'un bâtiment à grande hauteur en considérant l'interaction sol-structure.

I.1.1. Présentation des Fondements de l'Interaction Sol-Structure (ISS)

L'interaction sol-structure est un sujet complexe et important dans le domaine de la construction parasismique. Elle concerne l'étude du comportement d'une structure soumise à une sollicitation

sismique, ainsi que la réponse du sol en présence de la structure lors d'un séisme. Cette interaction est influencée par plusieurs facteurs tels que la nature du sol, les caractéristiques de la structure, et son mode de fondation.

Nous considérons deux structures identiques dont l'une est encastrée dans un rocher, et l'autre repose sur un massif de sol plus souple.

Dans le cas de la structure reposant sur un massif de sol souple, dont la rigidité et les fréquences propres s'avèrent moins importantes que celle encastrée dans un rocher, il se peut que des déplacements plus amplifiés apparaissent. Ceci indique que les propriétés du sol ont un effet significatif sur le comportement dynamique de la structure. Réciproquement, le comportement du sol peut être modifié par la présence de la structure. En effet, le comportement du sol en champ libre peut différer significativement de celui en présence de la structure. L'influence de la structure sur le comportement du sol dépend fortement du contraste de leurs rigidités. La structure encastrée dans le rocher n'aura aucun effet sur le comportement du sol en champ libre. Etant donné que la rigidité du rocher est infiniment grande, l'insertion de la structure dans le rocher ne modifie pratiquement pas la rigidité de l'ensemble sol-structure. De même, les efforts inertiels générés par la masse de la structure n'ont aucun effet sur le rocher très rigide.

Pour une structure reposant sur un massif de sol plus souple, nous distinguons la notion d'interaction cinématique de celle d'interaction inertielle.

L'interaction cinématique se traduit par la différence entre le mouvement sismique en champ libre et celui dans un champ dont l'excavation et l'inclusion de la fondation ont changé les caractéristiques. Elle ne résulte que de la différence de raideur entre le sol et la fondation, qui l'empêche de suivre les mouvements imposés par le sol.

La résolution du problème d'interaction sol-structure dépend de plusieurs études préalables telles que la définition de l'aléa sismique et du mouvement résultant, l'étude du comportement du sol sous chargement cyclique, l'évaluation du comportement du sol en champ libre, et l'évaluation de la réponse de la structure sous chargement dynamique. Cette connaissance approfondie de l'interaction sol-structure est essentielle pour la conception et la construction d'ouvrages parasismiques résistants et sûrs.

I.1.2. Le comportement des bâtiments à grande hauteur

Le comportement des bâtiments à grande hauteur est un domaine important de l'ingénierie civile et de la construction. La modélisation de l'interaction sol-structure est cruciale pour comprendre comment les bâtiments à grande hauteur réagiront aux charges externes et internes.

Les ingénieurs doivent utiliser des modèles mathématiques pour simuler la réponse du sol et de la structure aux charges appliquées afin de garantir que les bâtiments à grande hauteur sont conçus pour être sûrs et durables.

La modélisation de l'interaction sol-structure (ISS) est également cruciale pour comprendre le comportement des bâtiments à grande hauteur. Les bâtiments à grande hauteur sont souvent construits sur des sols différents, ce qui peut affecter leur comportement en réponse aux forces externes et internes.

La modélisation de l'interaction sol-structure implique l'utilisation de modèles mathématiques pour simuler la réponse du sol et de la structure aux charges appliquées. Les modèles peuvent être basés sur des méthodes analytiques ou numériques, telles que la méthode des éléments finis.

Les principaux facteurs qui influencent le comportement des bâtiments à grande hauteur comprennent :

1. **Les charges de vent** : Les bâtiments à grande hauteur sont exposés à des charges de vent élevées, qui peuvent être amplifiées par les effets de site et les interactions avec les structures environnantes. La modélisation de l'interaction vent-structure est importante pour garantir que les bâtiments sont conçus pour résister aux charges de vent.
2. **Les charges sismiques** : Les bâtiments à grande hauteur sont également soumis à des charges sismiques, qui peuvent être causées par des tremblements de terre ou d'autres mouvements du sol. La modélisation de l'interaction sol-structure est cruciale pour comprendre comment les bâtiments à grande hauteur réagiront aux charges sismiques.
3. **Les charges dues au poids propre et aux charges d'occupation** : Les bâtiments à grande hauteur doivent être conçus pour supporter leur propre poids, ainsi que les charges d'occupation telles que les personnes et les équipements. La modélisation de l'ISS est importante pour garantir que les fondations et les structures sont suffisamment robustes pour supporter ces charges.

I.2. Effet de la nature des sols

Pour comprendre le phénomène de l'interaction sol-structure, considérons deux structures identiques dont l'une est encastree dans un rocher et l'autre repose sur un massif de sol plus souple.

Nous pouvons imaginer que les deux structures se comportent de manière complètement différente sous chargement sismique [Bourouaiah, 2019]. Les déformations de la structure au cours de secousses sismiques sont affectées par les interactions entre les trois systèmes que constituent la structure, la fondation et les milieux géotechniques et géologiques sous-jacents et/ou entourant les fondations.

L'interaction sol-structure (ISS) qualifie la réponse commune de ces trois systèmes par rapport à un mouvement de sol en champ libre [Stewart et al. 1999]. Dans le cas d'une base flexible, l'interaction entre la structure et le sol induit des modifications de la réponse dynamique.

Un bâtiment fondé sur un sol meuble subit des déformations plus importantes qu'une même structure implantée sur un sol rocheux et des désordres de toute nature peuvent survenir (fissurations causées par les tassements différentiels...). De même, une modification dans la répartition des efforts dans les éléments structuraux apparaît lorsque l'ISS est prise en compte dans l'analyse ; Cette différence de réponse selon la nature du sol est due aux raisons suivantes :

- La structure sur sol déformable possède plus de degrés de liberté donc ses caractéristiques dynamiques varient totalement par rapport à celles de la structure sur un sol ferme.
- Une partie considérable de l'énergie de vibration de la structure sur sol déformable peut être dissipée dans le sol, ce qui est rarement le cas lorsqu'il s'agit d'un sol ferme.

La structure encastrée dans le sol rocheux n'a pas d'influence sur le comportement du sol étant donné que ce dernier est très rigide, ainsi les efforts d'inerties engendrés par la structure n'ont pas d'effet sur le sol.

Le phénomène d'interaction est devenu une tâche très importante dans la phase de conception. Jusqu'à présent, l'interaction sol-structure n'est prise en compte que dans les travaux de recherche [Shoaei et al. 2015], [Bezih et al. 2015], [Rougui et al. 2015].

[Tamahoult et Branci. 2009] ont étudié la réponse sismique des structures de bâtiments dépend en fonction de la nature du mouvement du sol, des propriétés mécaniques et physiques de la structure et de celles du sol. Ils affirment que la procédure la plus radicale pour éliminer le problème de l'interaction sol-structure est de considérer la structure comme étant parfaitement encastrée.

[Oudjene et al. 2005] ont étudié l'Influence de la catégorie de site sur le comportement sismique des structures rigides d'après les règles parasismiques algériennes 99 (RPA 99). Les observations et les analyses ont montré que l'interaction sol-structure joue un rôle primordial dans les dommages sismiques.

De plus, [Moghaddasi et al. 2012] ont déjà défini la corrélation entre les effets du sol, de la structure et de l'interaction sur la réponse structurelle lorsque l'effet des propriétés du sol, les caractéristiques de la structure et leur interaction sur la réponse structurelle ont été analysés.

I.3. Comportement et types des sols

I.3.1. Classification des sols

Les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent. (RPA 99 V 2003)

- **Catégorie S1** (site rocheux) :

Roche ou autre formation géologique caractérisée par une vitesse moyenne d'onde de cisaillement (V_S) \geq à 800m/s.

- **Catégorie S2** (site ferme) :

Dépôts de sables et de graviers très denses et/ou d'argile surconsolidée sur 10 à 20 m d'épaisseur avec $V_S \geq 400$ 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 $V_S \geq 200$ 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.

- Dépôts d'argile molle à moyennement raide avec $V_S < 200$ m/s dans les 20 premiers mètres.

I.3.2. Lois du comportement des sols

Partant d'un état d'équilibre caractérisé par un champ de contraintes σ et un champ de déformation ε , il est possible de déterminer le nouvel état de déformation obtenu après application d'un incrément de contrainte $d\sigma$. La relation entre le tenseur de contrainte σ , le tenseur de déformation ε et leurs incréments $d\sigma$ et $d\varepsilon$ est appelée loi de comportement (figure 1.1). Pour les sols ; le temps n'intervient pas dans l'expression de la loi de comportement. Sa formulation est obtenue dans le cadre d'une théorie donnée : élasticité, viscoélasticité, élastoplasticité...Elles constituent le but ultime de la description du comportement de sol.

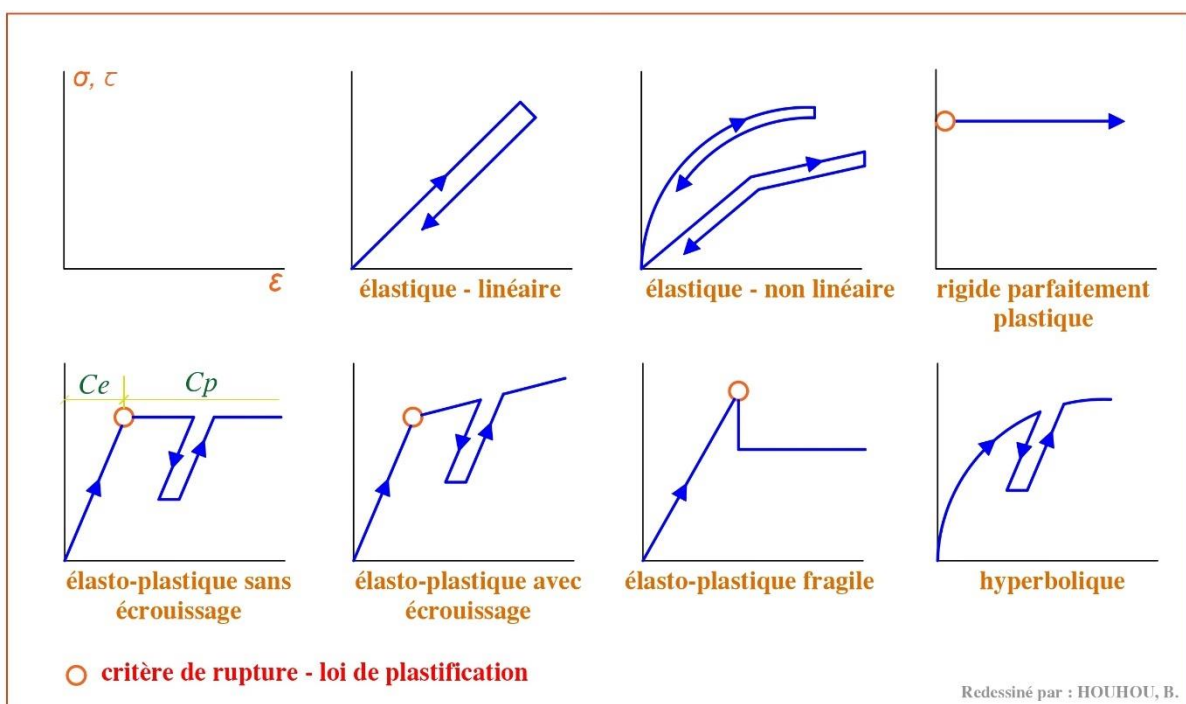


Figure 1.1 : lois de comportement de sol

I.4. Notion sur l'Interaction Sol-Structure (ISS)

Comme nous l'avons mentionné dans le paragraphe précédent, la structure sur sol rigide n'est pas le même que si le sol était souple. En réalité, le sol n'est pas parfaitement rigide ; lors d'un séisme, le sol et la superstructure se mettent à vibrer simultanément et interagissent l'une avec l'autre ; la vibration de la superstructure entraîne des forces sur la fondation qui sont transmises au sol et modifient sa réponse etc. Le phénomène de la modification de la réponse du sol (de la structure) par la présence de la structure (du sol) s'appelle : *Interaction sol – structure*.

L'analyse sismique d'une structure tenant compte des propriétés du sol, diffère de celle considérée encastree à sa base. De ce fait, il est particulièrement important de considérer l'ISS dans les zones sismiques où la réponse dynamique des sols peut changer la réponse des structures soumises à l'excitation sismique [Davidovici, 2013] et [AFPS, 2012]. De plus, les sites meubles (sol mou) recevant des structures rigides et massives peuvent changer les caractéristiques dynamiques de ces dernières de manière significative [Eurocode 8, 1994].

Lors d'un séisme les charges appliquées sur une fondation proviennent des forces d'inertie se développant dans la superstructure et des déformations du sol, provoquées par le passage des ondes sismiques et imposées à la fondation. Ces deux types de chargement sont nommés : Chargement inertiel et Chargement cinématique.

L'importance de ces chargements dépend des caractéristiques de la fondation ainsi que de la nature des ondes sismiques. Le terme générique englobant ces deux phénomènes est appelé Interaction Sol-Structure (ISS). Cependant le plus souvent les ingénieurs emploient ce terme pour désigner le chargement inertiel en ignorant la part du au chargement cinématique. Cela provient du fait que :

- Dans certains cas l'interaction cinématique est négligeable, la plupart des règlements parasismiques, excepté certains dont le code Eurocode 8, ne le mentionne pas, et les effets de l'interaction cinématique sont plus difficiles à évaluer rigoureusement que les effets inertiels. La réponse d'une structure à une action sismique dépend de nombreux paramètres tels que la nature du mouvement sismique, les propriétés dynamiques de l'ouvrage et les propriétés dynamiques du sol.

Il existe donc une interaction entre la structure et le milieu extérieur, c'est l'interaction sol-structure (ISS).

La (figure 1.2) illustre l'aspect fondamental de l'interaction ; cet aspect est présenté ici dans le cas d'une fondation sur pieux, partiellement enterrée dans le sol, mais les conclusions restent applicables à tout type de fondation. Loin de la fondation, dans une région dénommée le champ libre, les couches de sol sont traversées par des ondes sismiques dont la nature peut être complexe : on y rencontre des ondes de volume, compression (P) et cisaillement (S), des ondes de surface (R et L : Rayleigh, Love).

La nature des ondes est dictée par les caractéristiques de la source sismique mais également par la géométrie et les caractéristiques mécaniques des terrains traversés.

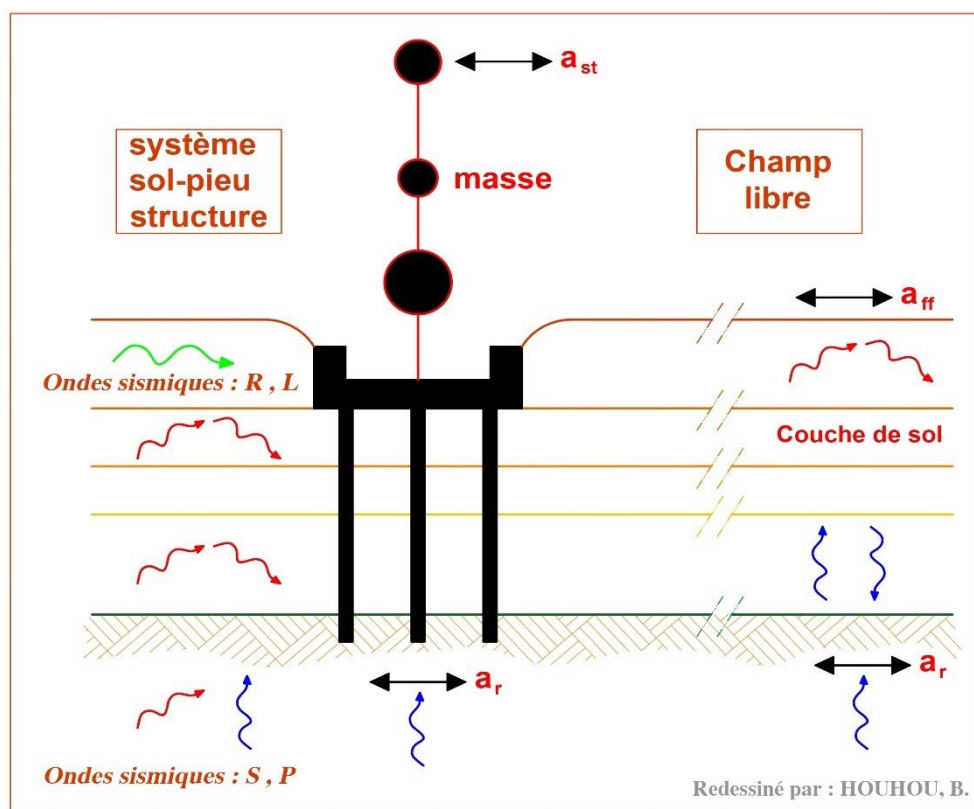


Figure 1.2 : Illustration de l'ISS [A. Pecker, 2007]

I.5. Effet de l'ISS sur le comportement dynamique des structures

Afin d'évaluer les effets de l'ISS sur le comportement dynamique des structures en béton armé, nous présentons le modèle de Wolf (1985) (figure 1.3).

Wolf a pris deux structures identiques avec une base rigide (constitué d'un radier et des murs de soutènement), la première est fondée sur les roches et la deuxième est incorporée dans le sol comme il est montré dans la figure (figure 1.3 a). La première représente les structures à base encastree, tandis que la deuxième représente les structures à base flexible. Le point de contrôle est choisi à la surface libre des roches (point A). D'un point de vue pratique, le mouvement tout au long de la roche est le même (les mouvements en point A et B sont égaux). En générale, pour une même onde sismique, l'excitation à la base de la structure incorporée dans le sol (point O), doit être différent de celle de la structure fondée sur les roches (point B) car on a du sol au-dessus des roches qui va modifier le mouvement sismique. Mais pour simplifier l'analyse on suppose que ces excitations sont les mêmes pour les deux structures.

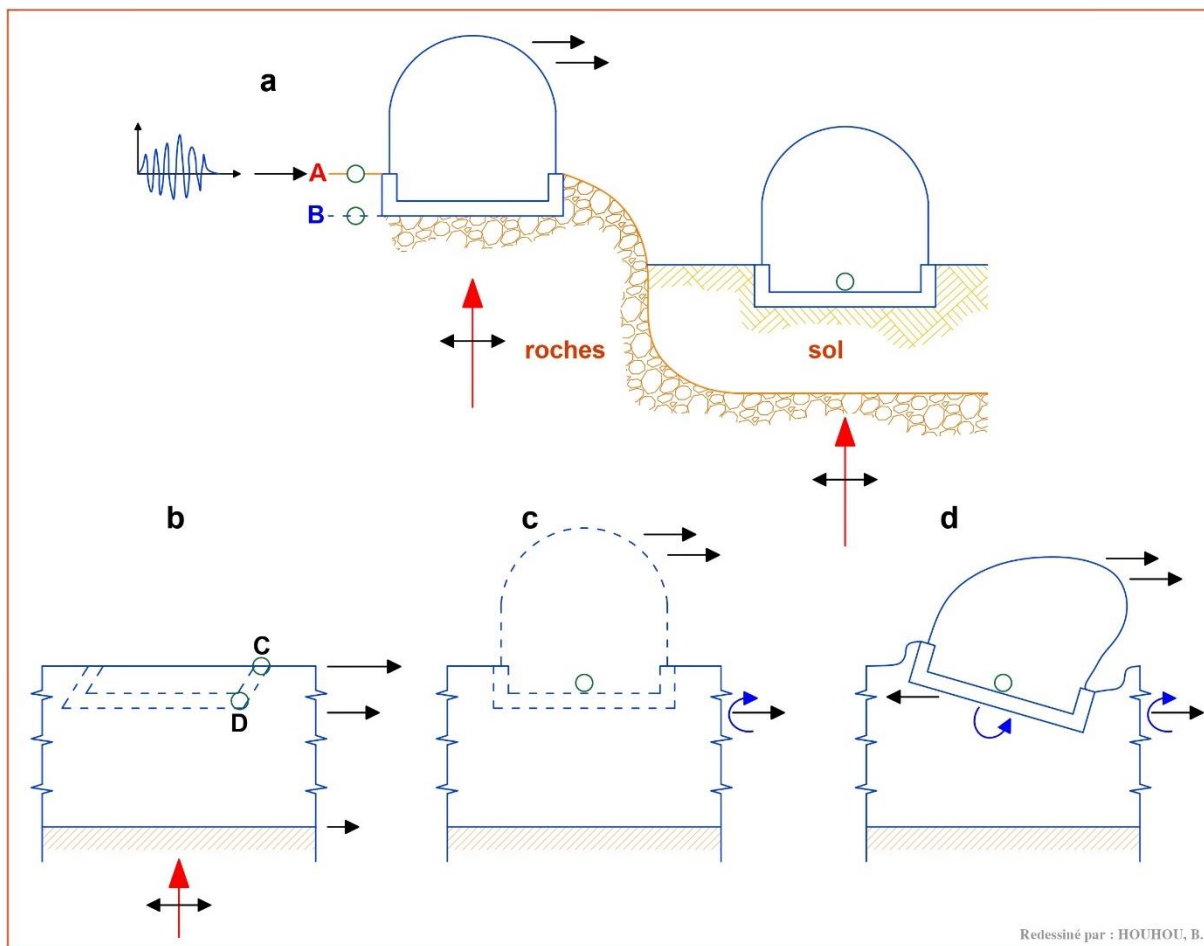


Figure 1.3 : Réponse sismique des structures fondées sur les roches et sur le sol : (a) sites ; (b) champ libre ; (c) interaction cinématique ; (d) interaction inertielle. (Wolf, 1985)

I.5.1. Structure incorporée dans les roches (base encastrée)

Sous l'excitation sismique, la structure incorporée dans le massif de roche (base encastrée) doit avoir un moment de renversement et un effort tranchant transversal à sa base. Mais puisque cette structure est incorporée dans le massif de roche raide, on n'a pas de déformations additionnelles à la base. Le déplacement horizontal résultant est égal au mouvement du point de contrôle (A). Ainsi, pour ce cas, on n'a pas d'ISS et la réponse sismique de la structure dépend seulement des propriétés de cette structure.

I.5.2. Structure incorporée dans le sol (base flexible)

Il existe deux types d'interaction, *cinématique* et *inertielle* dont on doit tenir en compte dans le dimensionnement de la fondation. Généralement, le terme interaction sol-structure ne désigne dans l'esprit des ingénieurs que la part inertielle ; il convient de garder à l'esprit que l'interaction cinématique peut dans certaines configurations être significative, même si parfois elle peut être négligée.

I.6. Interaction cinématique

L'excavation et l'insertion de la base rigide (fondation sans la superstructure, (figure 1.3 c)) vont modifier le mouvement du champ libre (sol sans la fondation et la superstructure ; (figure 1.3 b)). Le fait d'excaver va diminuer le mouvement. De plus, la différence de la rigidité entre la fondation et le sol

va aussi modifier le mouvement puisque les ondes sismiques incidentes doivent être reflétées et diffractées par la fondation. De ce fait, le mouvement total du sol au voisinage de la fondation doit être modifié du mouvement du champ libre. Puisque le sol est flexible, on doit avoir également des déformations additionnelles à la base (déplacement horizontal et balancement) différentes de celles du point de contrôle (A). Ainsi, cette interaction entre la fondation rigide et le sol (Interaction cinématique) modifie le mouvement sismique incident à la base et par suite conduit à des accélérations (forces d'inertie) tout au long de la hauteur de la structure différentes de celles développées dans la structure incorporée dans le massif de roche (base encastrée).

I.7. Interaction inertielle

Les forces d'inertie dans la structure, résultantes de l'interaction cinématique, conduisent à un moment fléchissant et un effort tranchant en point O (figure 1.3 d). Puisque le sol est flexible, cet effort et moment doivent aboutir à des déplacements horizontaux et des rotations à la base. Ainsi le mouvement à la base de la structure est modifié de nouveau. De plus, on doit avoir deux genres d'amortissement qui ont pour fonction la dissipation de l'énergie amenée par le mouvement de la structure : un amortissement hystérétique (*matériel*) dû aux non linéarités qui se présentent dans le sol et un amortissement radiatif dû aux rayonnements des ondes dans le sol où la fondation se manifeste comme une source d'onde. Si on ne prend pas compte des effets d'interaction cinématique (alors on a les mêmes forces d'inertie développées dans les deux structures ; incorporées dans les roches et le sol), l'interaction inertielle doit modifier le comportement dynamique de la structure. En effet, les mouvements et les amortissements qui prennent naissance à la base de la structure incorporée dans le sol (base flexible) aboutissent à l'augmentation de la flexibilité de cette structure par comparaison au cas de la structure incorporée dans les roches (base encastrée).

I.8. Amortissement dans le sol

La résolution dynamique d'un problème d'interaction sol-structure doit prendre en compte l'amortissement dans le sol qui est divisé en deux types : l'amortissement matériel et l'amortissement géométrique ou radiatif.

I.8.1. Amortissement matériel

Ce type d'amortissement correspond à la dissipation sous forme de chaleur dans la structure d'une partie de l'énergie injectée dans cette dernière. Dans la pratique il faut faire une distinction entre l'amortissement interne ou structural qui se produit dans les matériaux à l'occasion des déformations qu'ils subissent, et les amortissements externes qui correspondent à des frottements divers et se résument essentiellement à ceux qui interviennent le long des interfaces de contact entre la structure et les éléments non structuraux lorsqu'il en existe. En fonction de la nature du sol, l'amortissement dépend de la fréquence, de l'amplitude des

déformations, de l'état de contraintes, de la teneur en eau et de l'indice des vides. Pour modéliser l'effet de cet amortissement, le comportement du sol est modélisé par l'un des deux modèles viscoélastiques qui sont : Le solide de Voigt et le modèle à hystérésis constante.

I.8.1.1. Le solide de Voigt

Dans ce modèle, le comportement élastique est représenté par un ressort de rigidité (G') placé en parallèle avec un amortissement de viscosité (η) représentant le comportement visqueux du sol (figure 1.4).

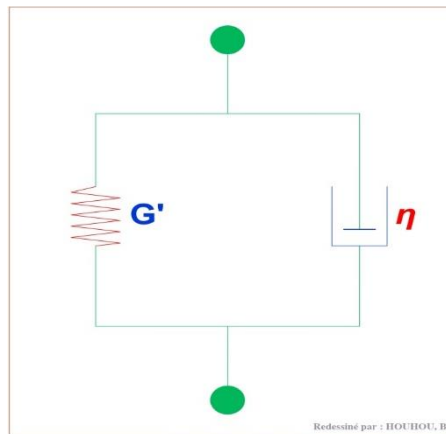


Figure 1.4 : Modèle de Voigt

Contrairement au milieu élastique, le milieu viscoplastique se « souvient » des sollicitations qui lui ont été imposées au cours du temps. La vitesse de déformation joue un rôle important, et l'influence de cette vitesse se traduit par des relations constitutives exprimées sous forme complexes dépendant de la fréquence, reliant les contraintes aux déformations. Pour un milieu unidimensionnel, la relation constitutive qui lie les contraintes (σ) aux déformations (ε), est :

$$\sigma e^{i\omega t} = G' \varepsilon e^{i\omega t} + \eta \frac{\partial}{\partial t} (\varepsilon e^{i\omega t}) \quad (\text{Équation 1.1})$$

Avec : $\eta=2\xi$ et ω représente la fréquence circulaire. A partir de cette relation, la relation constitutive liant les amplitudes des contraintes et des déformations s'écrit simplement :

$$\sigma = G' \varepsilon + i\eta \omega \varepsilon \quad (\text{Équation 1.2})$$

I.8.1.2. Modèle à hystérésis constante

Le coefficient d'amortissement ξ peut être obtenu à partir de courbes expérimentales (courbes d'hystérésis), *HARDIN et RICHARD (1963)*. Celui-ci est alors estimé à partir du coefficient de perte η qui représente le rapport de l'énergie dissipée au cours d'un cycle à l'énergie potentielle maximum multipliée par 2π .

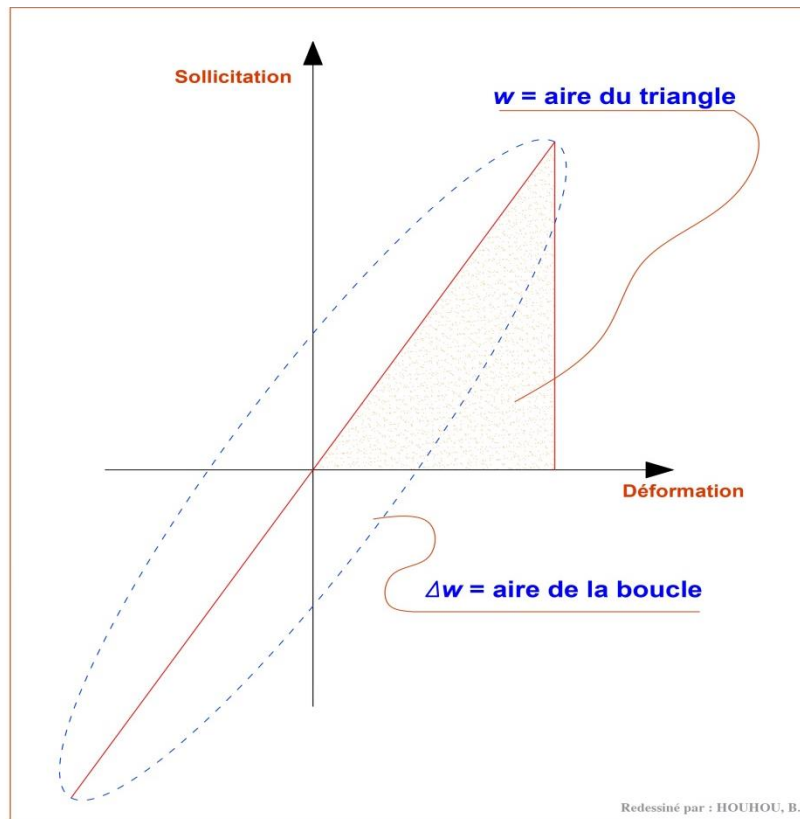


Figure 1.5 : Amortissement interne

En général, les cycles d'hystérésis sont modélisés par des formes elliptiques (figure 1.5), et l'expression de ce coefficient de perte est la suivante :

$$\eta = 2\xi$$

Le facteur d'amortissement de type visqueux, défini pour l'oscillateur simple, est donné par :

$$\xi = \frac{1}{4\pi} \frac{\Delta w}{w}$$

Et le degré d'amortissement est égal à la moitié du coefficient de perte. *HARDIN et al (1969)* ont présenté à partir d'essais une formule empirique donnant le degré d'amortissement pour les sols sans cohésion aux faibles amplitudes (de 10^{-6} à 10^{-4}).

$$\xi = 0.031\gamma^{0.2}\sigma m^{0.5}$$

Où σm est la pression effective moyenne comprise entre 0,025 et 0,15 Mpa, et γ le glissement relatif.

I.8.2. Amortissement géométrique ou radiatif

Une autre source d'amortissement prend naissance par la transmission des vibrations à des distances plus ou moins grandes dans le sol. En effet une partie importante de l'énergie de mouvement se fait évacuer à l'extérieur du système (Structure et sol entourant) à travers les ondes en propagation vers l'infini. Ce type d'amortissement est connu par l'amortissement

radiatif (ou géométrique). Sa prise en compte d'une manière rigoureuse en interaction dynamique sol -structure, nécessite une analyse rationnelle de la propagation d'onde dans le sol. Il est à noter enfin que l'amortissement radiatif est en fonction de la fréquence de vibration. L'amortissement géométrique est directement associable à l'effet de dissipation d'énergie par rayonnement lors de la propagation des ondes dans le sol.

I.9. Ondes dans le sol

Lorsqu'une fondation est soumise à des vibrations cycliques, elle devient une source d'émission d'ondes élastiques harmoniques qui se propagent dans le sol et transportent la perturbation vers les endroits les plus lointains, selon l'énergie communiquée et la capacité du sol à dissiper cette énergie. Nous distinguons plusieurs types d'ondes qui se propagent dans le sol que nous allons définir par la suite.

I.9.1. Ondes de volume

Celles-ci prennent naissance dans le foyer et se propagent à l'intérieur de la terre sous deux formes d'ondes de compression (P) (appelée aussi onde primaire (P) ; de dilatation ou longitudinales) qui se propage avec une vitesse $V_P = 8 \text{ Km/s}$ (figure 1.6) et les ondes de cisaillement S (appelée aussi onde secondaire (S) ou onde de distorsion) elles se propagent perpendiculairement au mouvement avec une vitesse V_s . (figure 1.7). La longueur de ses ondes est de l'ordre de 4 à 6 KM.

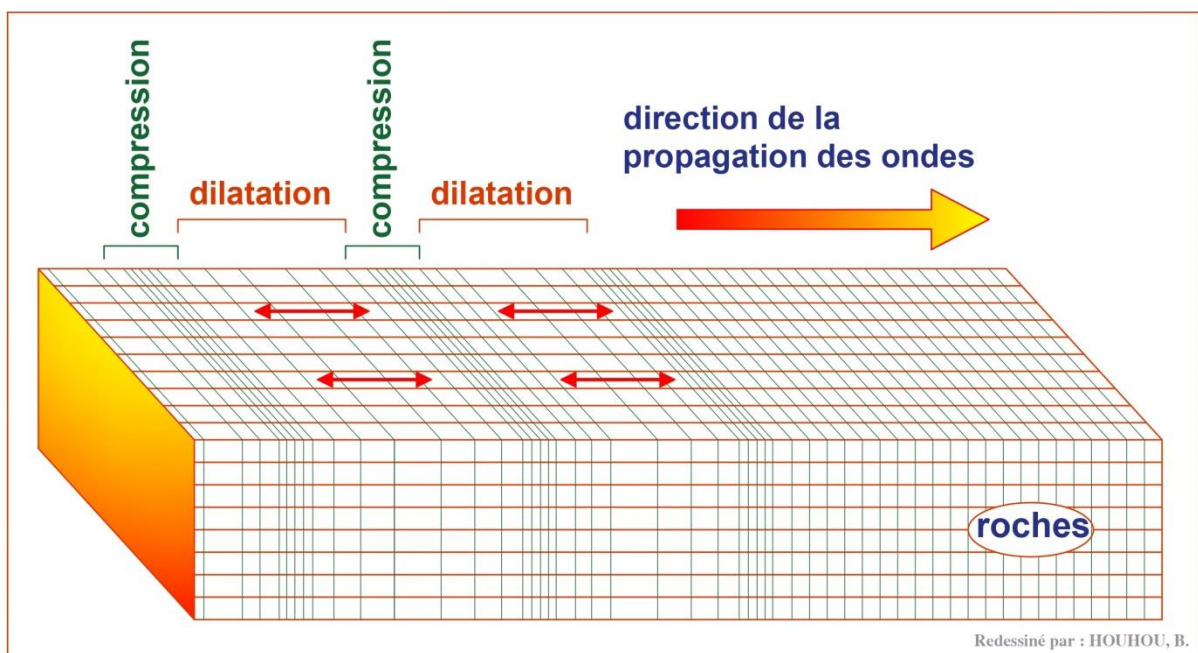


Figure 1.6 : Ondes de compression (P)

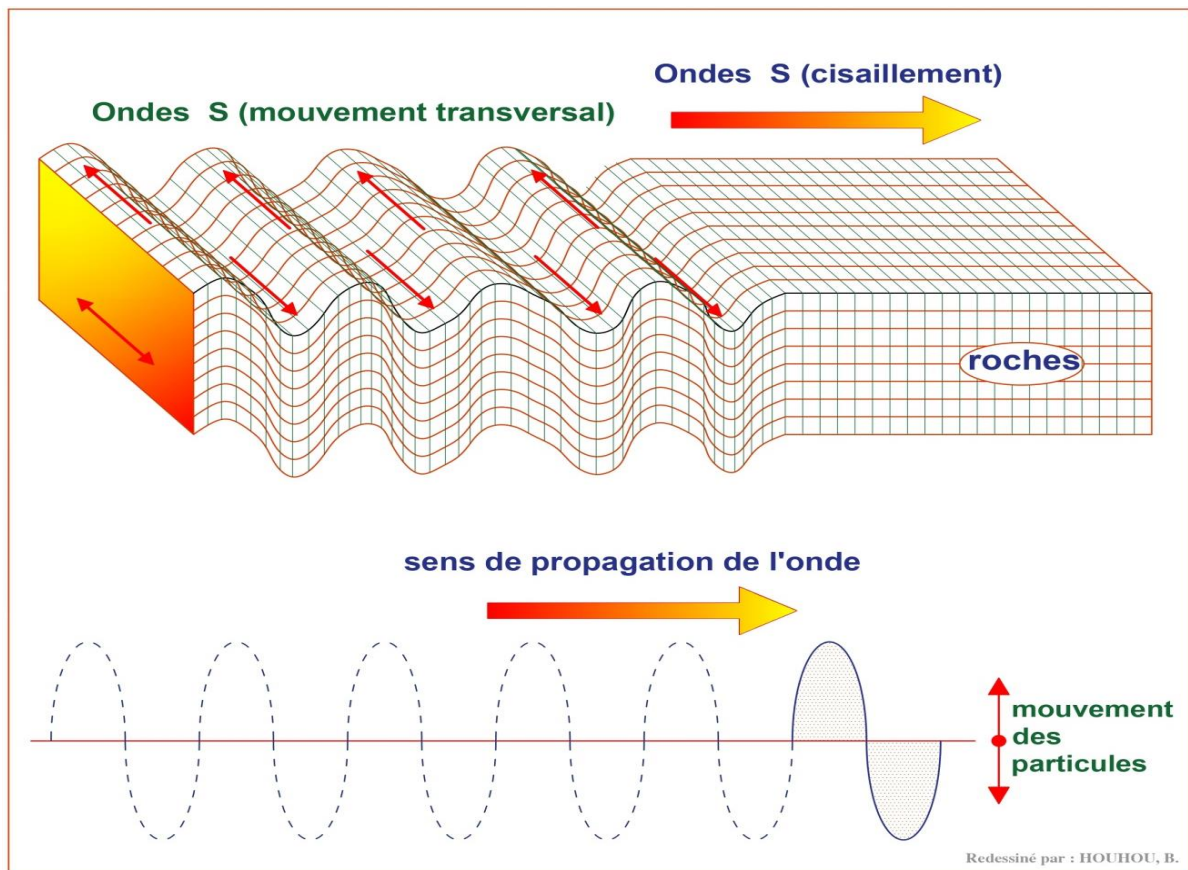


Figure 1.7 : Ondes de cisaillement (S)

I.9.2. Ondes de surfaces

Elles sont générées par l'arrivée des ondes de volume à la surface du globe. Plus le séisme est profond, moins elles sont puissantes. Elles concernent les couches superficielles des sols. Les ondes de Love et de Rayleigh (figure 1.8) ont un contenu fréquentiel qui concerne certaines surfaces, mais leur influence sur les constructions courantes est négligeable car la vitesse est de l'ordre de 1 à 2 KM/S avec une période de 20 S. En ce qui concerne la longueur d'onde, elle est de l'ordre 20 à 40 KM. Les ondes de Love, notées les ondes L, sont des ondes cisaillement, qui oscillent dans un plan horizontal. Elles impriment au sol un mouvement de vibration latéral. Les ondes de Rayleigh ou les ondes R sont assimilables à une vague ; les particules du sol se déplacent selon une ellipse rétrograde, créant une vibration vague qui affecte le sol lors des grands tremblements de terre.

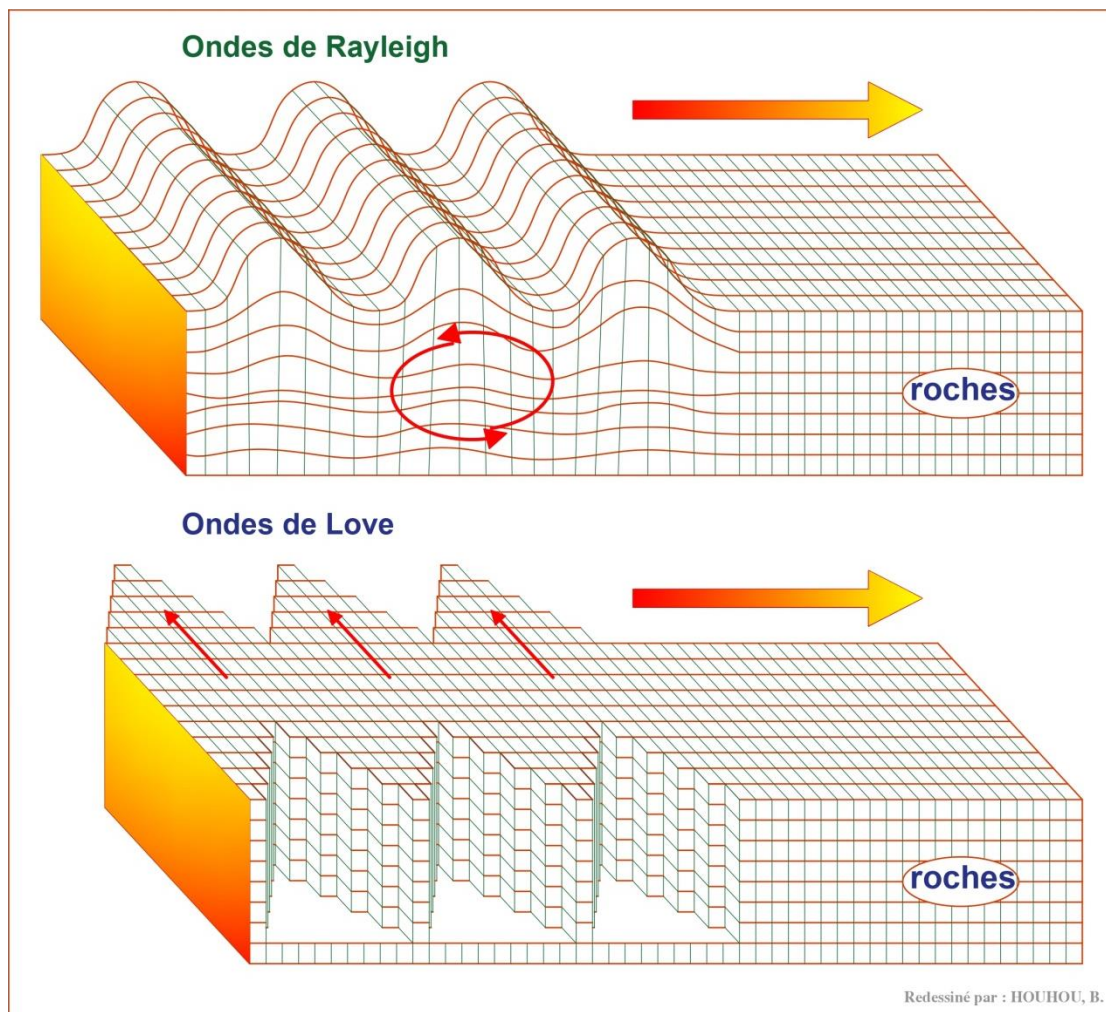


Figure 1.8 : Ondes de surface (R - L)

I.10. La modélisation de l'ISS

La modélisation de l'ISS en génie civil est une méthode de calcul utilisée pour déterminer la réponse d'une structure à des charges appliquées sur le sol sur lequel elle repose. Cette interaction est importante car le sol peut avoir une grande influence sur le comportement de la structure.

La modélisation de l'interaction sol-structure implique généralement la création d'un modèle mathématique qui décrit les caractéristiques physiques et mécaniques du sol et de la structure. Ce modèle permet de simuler les interactions entre la structure et le sol, en prenant en compte les déformations, les contraintes et les forces qui s'exercent sur la structure.

Les méthodes de modélisation de l'interaction sol-structure sont utilisées dans de nombreux domaines du génie civil, notamment pour la conception de fondations de bâtiments et de ponts, ainsi que pour l'analyse des vibrations et de l'impact des tremblements de terre. La modélisation de l'interaction sol-structure permet de s'assurer que les structures sont conçues pour résister aux charges et aux conditions environnementales spécifiques de leur emplacement.

I.11. Méthodes pour modéliser l'interaction sol-structure

La modélisation de l'interaction sol-structure est une étape importante dans la conception et l'analyse des bâtiments et des structures. Elle vise à comprendre comment les charges appliquées à une structure sont transférées dans le sol et comment le sol réagit à ces charges.

Il existe plusieurs méthodes pour modéliser l'interaction sol-structure. Voici quelques-unes des plus courantes :

- **Méthode des éléments finis** : Cette méthode est largement utilisée pour modéliser l'interaction sol-structure, où la structure et le sol sont modélisés comme des éléments finis interconnectés. Cette méthode est basée sur la résolution numérique de l'équation d'équilibre pour la structure et l'équation de la mécanique des sols pour le sol. Les propriétés des éléments finis sont définies en fonction des caractéristiques géométriques, matérielles et de charge de la structure et du sol.
- **Modèles analytiques** : Les modèles analytiques sont basés sur des solutions mathématiques pour l'interaction sol-structure. Les modèles analytiques sont souvent utilisés pour des structures simples et régulières et peuvent fournir des résultats rapides et précis. Les exemples courants de modèles analytiques sont la méthode des ressorts équivalents et la méthode des coefficients de réaction.
- **Méthodes semi-analytiques** : Les méthodes semi-analytiques combinent les avantages des modèles analytiques et numériques. Ils sont basés sur des solutions mathématiques partielles pour certaines parties de la structure, tandis que d'autres parties sont modélisées numériquement. Les méthodes semi-analytiques sont souvent utilisées pour des structures de forme complexe.
- **Modèles physiques** : Les modèles physiques sont des répliques en laboratoire ou en terrain réel de la structure et de son environnement. Les propriétés du sol sont mesurées in situ ou en laboratoire, et les forces sont appliquées à la structure de manière contrôlée. Les modèles physiques peuvent fournir des données précises sur l'interaction sol-structure, mais ils sont coûteux et limités à des échelles réduites.

Chaque méthode a ses avantages et ses inconvénients, et le choix dépendra de la complexité de la structure, des propriétés du sol et de la précision souhaitée pour les résultats. Il est souvent nécessaire d'utiliser plusieurs méthodes pour obtenir une compréhension complète de l'interaction sol-structure.

Dans le paragraphe suivant, nous aborderons en détail les méthodes simplifiées et de leurs noms circulants : nous distinguons trois catégories de méthodes qui sont respectivement les méthodes directes, les méthodes de sous-structures et les méthodes hybrides.

I.11.1. Méthodes directes

Comme la montre (la figure 1.9). Les méthodes directes, appelées aussi méthodes globales, traitent le problème de l'interaction sol-structure dans sa globalité de façon à obtenir les réponses du sol et de la structure simultanément. Elles consistent à résoudre directement l'équation du mouvement dans l'ensemble du système sol-structure :

$$M.\ddot{u} + C.\dot{u} + K.u = F \quad (\text{Équation 1.3})$$

Où M , C et K désignent respectivement les matrices de masse, d'amortissement et de raideur du système, u représente le vecteur de déplacement du système, \dot{u} sa dérivée par rapport au temps dynamique, et F est le vecteur de charge appliquée à la frontière extérieure du système. La résolution directe de ce système d'équation est tellement complexe que le recours aux méthodes numériques, comme les méthodes des éléments finis et des différences finies, est pratiquement inéluctable.

L'un des avantages principaux des méthodes directes est leur capacité d'intégrer dans le modèle numérique les hétérogénéités matérielles du sol et de la structure, les singularités géométriques du problème, et les lois de comportement bien adaptées pour la prise en compte des non linéarités dans le sol ou à l'interface sol-fondation du système. Ces méthodes requièrent une discrétisation plus étendue du massif de sol supportant la fondation afin de minimiser la réflexion numérique sur la frontière qui sollicite une nouvelle fois la structure. A ce propos, des frontières absorbantes peuvent être introduites aux limites du massif de sol pour modéliser l'amortissement radiatif qui, hormis le frottement interne des matériaux, dissipe une partie d'énergie de la structure et du sol, lors de la propagation d'ondes vers l'infini dans la réalité. De plus, la taille maximale des éléments est limitée de manière à modéliser correctement la propagation d'ondes de hautes fréquences. En conséquence, la mise en œuvre de ces méthodes reste une opération généralement coûteuse du point de vue numérique, surtout pour les problèmes tridimensionnels.

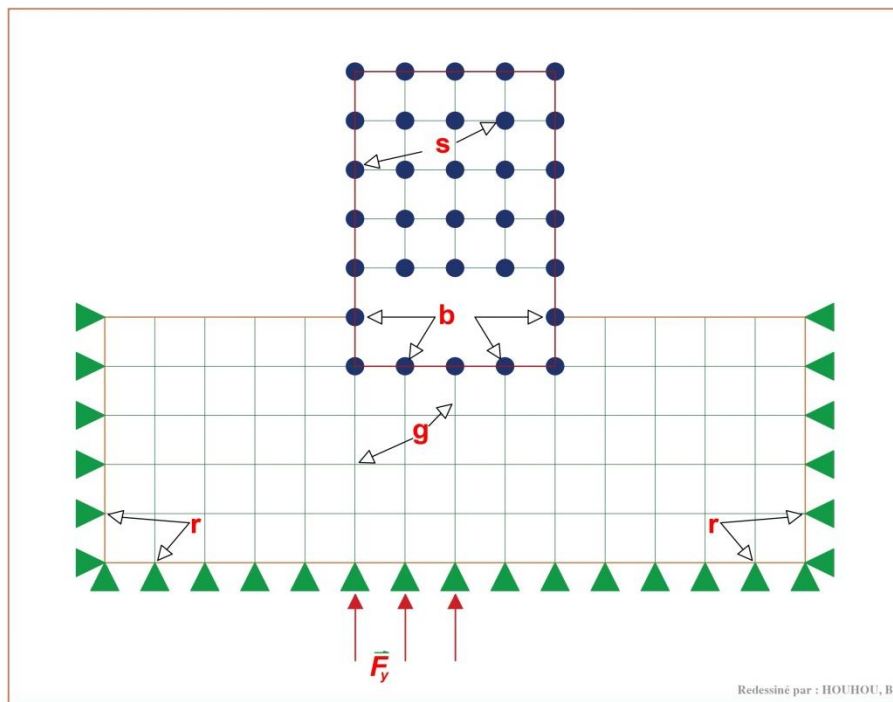


Figure 1.9 : Modelé d'une méthode directe

La démarche de résolution de cette méthode est présentée par la (figure 1.10):

- Connaissant le mouvement sismique en champ libre (à la surface du sol), on calcule le mouvement à la base du modèle. Il faut que cette base soit posée suffisamment loin de la structure pour que la présence de cette dernière n'affecte pas ce mouvement.
- Ce mouvement calculé est appliqué uniformément à la base du modèle sol-structure. La réponse est obtenue par résolution de l'équation (1.1).

La modélisation par la méthode des éléments finis se base sur la discrétisation du milieu étudié pour résoudre les équations différentielles qui régissent son comportement.

La démarche consiste dans un premier temps à construire un maillage prenant en compte les différents éléments du système, puis à choisir les lois de comportement pour chaque matériau et enfin à résoudre le problème numériquement.

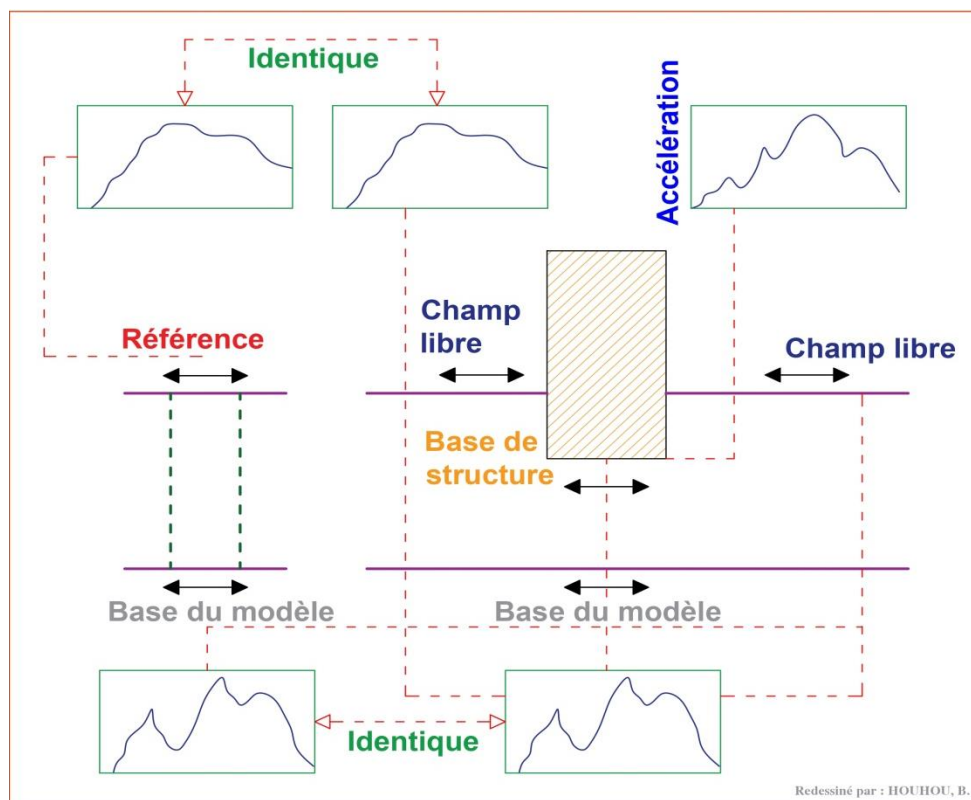


Figure 1.10 : Schématisation d'un problème d'interaction sol-structure en éléments finis (Pecker, 2015)

I.11.1.1. Avantages

Grâce à cette méthode, il est possible d'obtenir une modélisation précise de l'Interaction Sol-Structure (ISS). Le sol est modélisé à l'aide d'éléments finis prenant en compte son comportement non linéaire, ce qui permet de constater avec précision l'effet de l'ISS.

I.11.1.2. Inconvénients

Cette méthode présente plusieurs inconvénients et difficultés d'application :

- * Connaissance des lois de comportement des matériaux (hétérogénéité matérielle du sol ou de la superstructure) et des frontières entre les différentes parties du système. Alors il faut prendre en compte les lois de contacts entre la fondation et le sol pour bien reproduire les différents non linéarités (non linéarité géométrique due au décollement et au glissement d'une fondation superficielle).
- * Un très grand nombre d'éléments (nœuds) est nécessaire pour prendre en compte l'ISS (figure 1.9), ce qui engendre des temps de calculs contraignants.
- * Il est difficile de définir d'une manière précise la frontière extérieure du massif du sol. En effet une onde frappant la frontière fictive extérieure du sol peut numériquement se réfléchir et venir solliciter une nouvelle fois la structure par contre en réalité cette onde part à l'infini et emmène avec elle une partie d'énergie de la structure et du sol (amortissement radiatif).

Cette méthode comporte plusieurs désavantages et défis en termes d'application.

- Tout d'abord, elle nécessite une connaissance approfondie des lois de comportement des matériaux impliqués, notamment la variabilité matérielle du sol et de la superstructure (hétérogénéité matérielle du sol ou de la superstructure), ainsi que les interactions entre la fondation et le sol pour reproduire les non-linéarités telles que la non-linéarité géométrique due au décollement et au glissement d'une fondation superficielle.
- De plus, la prise en compte de l'Interaction Sol-Structure nécessite un très grand nombre d'éléments (nœuds), ce qui entraîne des temps de calculs importants.
- Enfin, la définition précise de la frontière extérieure du massif du sol est difficile, car une onde frappant la frontière fictive extérieure du sol peut se réfléchir numériquement et solliciter à nouveau la structure, alors qu'en réalité, l'onde s'en va à l'infini avec une partie de l'énergie de la structure et du sol (amortissement radiatif).

I.11.2. Méthodes de sous-structures

Les méthodes de sous-structures, contrairement aux méthodes directes, se basent sur la décomposition du problème global en plusieurs sous-problèmes plus simples à traiter avant de faire appel au principe de superposition afin d'obtenir les résultats globaux. Il est à noter que ces méthodes, comme tout problème de superposition, ne sont applicables que pour des problèmes entièrement linéaires.

L'interaction entre le sol et la structure peut être mise en évidence à l'aide d'un modèle simple dans lequel la structure est représentée par une poutre console de raideur équivalente aux voiles ou poteaux sollicités en cisaillement contenant des masses correspondant principalement à celle des planchers.

Ce système a donc plusieurs degrés de liberté. L'interaction avec le sol peut être représentée par des ressorts agissant à la translation ou à la rotation, reliés à une base mobile se déplaçant suivant le mouvement sismique imposé [Seghir, 2011]. (figure 1.11).

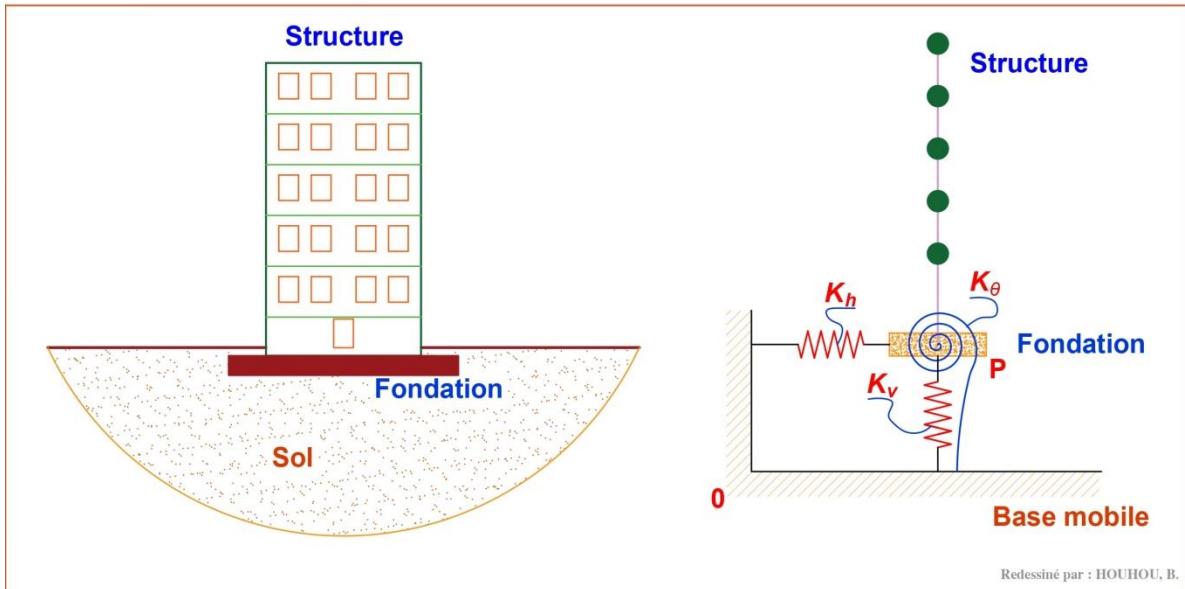


Figure 1.11 : Schématisation de l'interaction sol-structure [A. Seghir, 2011]

Approches : utilisant le principe de superposition [Kausel et al. 1978] pour le cas des fondations solides, et l'approche [NEHRP. 2012] qui expliquent plus en détail ces étapes.

- **a - Approches de [Kausel et al. , 1978]** illustré dans la (figure 1.12) pour le cas des fondations rigides, consiste en trois étapes successives.

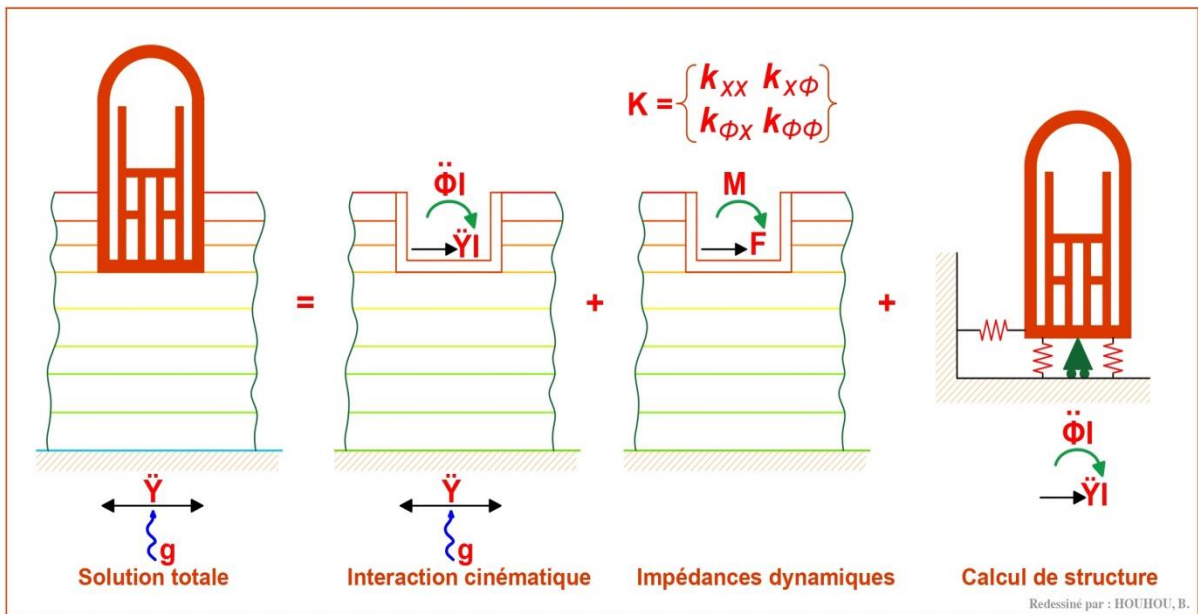


Figure 1.12 : Principe de superposition de Kausel

Premièrement, une analyse de l'interaction cinématique est effectuée en considérant la sous-structure qui comprend le massif de sol et la fondation rigide sans masse [Xiangwei, Z. 2011].

À partir du mouvement sismique à la base du massif de sol, l'accélération au niveau de l'interface sol-fondation est déduite. De nombreuses études ont été réalisées dans la littérature pour proposer des méthodes analytiques et numériques telles que celle des équations intégrales (Aubry, 1986) afin de résoudre ce premier problème.

Deuxièmement, une analyse de l'interaction inertielle est réalisée pour déterminer l'impédance dynamique de la fondation. Cette impédance caractérise les efforts dynamiques imposés à la fondation sans masse lorsqu'elle est soumise à une sollicitation harmonique d'amplitude unitaire. Les fonctions d'impédances complexes sont calculées pour chacun des six degrés de liberté (trois translations et trois rotations) de la fondation et dépendent de la fréquence de la sollicitation appliquée. La partie réelle correspond à la raideur du système sol-fondation, alors que la partie imaginaire représente l'amortissement radiatif. Les méthodes et les résultats pour la détermination des impédances dynamiques pour tout type de fondations sont recueillis dans [Pecker, 1984], [Gazetas, 1991] ou encore [Sieffert et Ceavaer, 1992].

Troisièmement, la réponse dynamique de la structure reliée au massif de sol par l'intermédiaire des ressorts d'impédances calculés dans la deuxième étape et soumise à la sollicitation sismique déduite de la première étape est déterminée. La résolution de ce problème reste classique et utilise souvent la méthode des éléments finis. Bien que les méthodes de sous-structures soient limitées aux problèmes linéaires, de nombreux travaux montrent qu'elles donnent de très bons résultats [Pitilakis et al., 2008].

- **b - Approches de [NEHRP , 2012]** illustré dans la (figure 1.13) pour le cas des fondations rigides et flexibles.

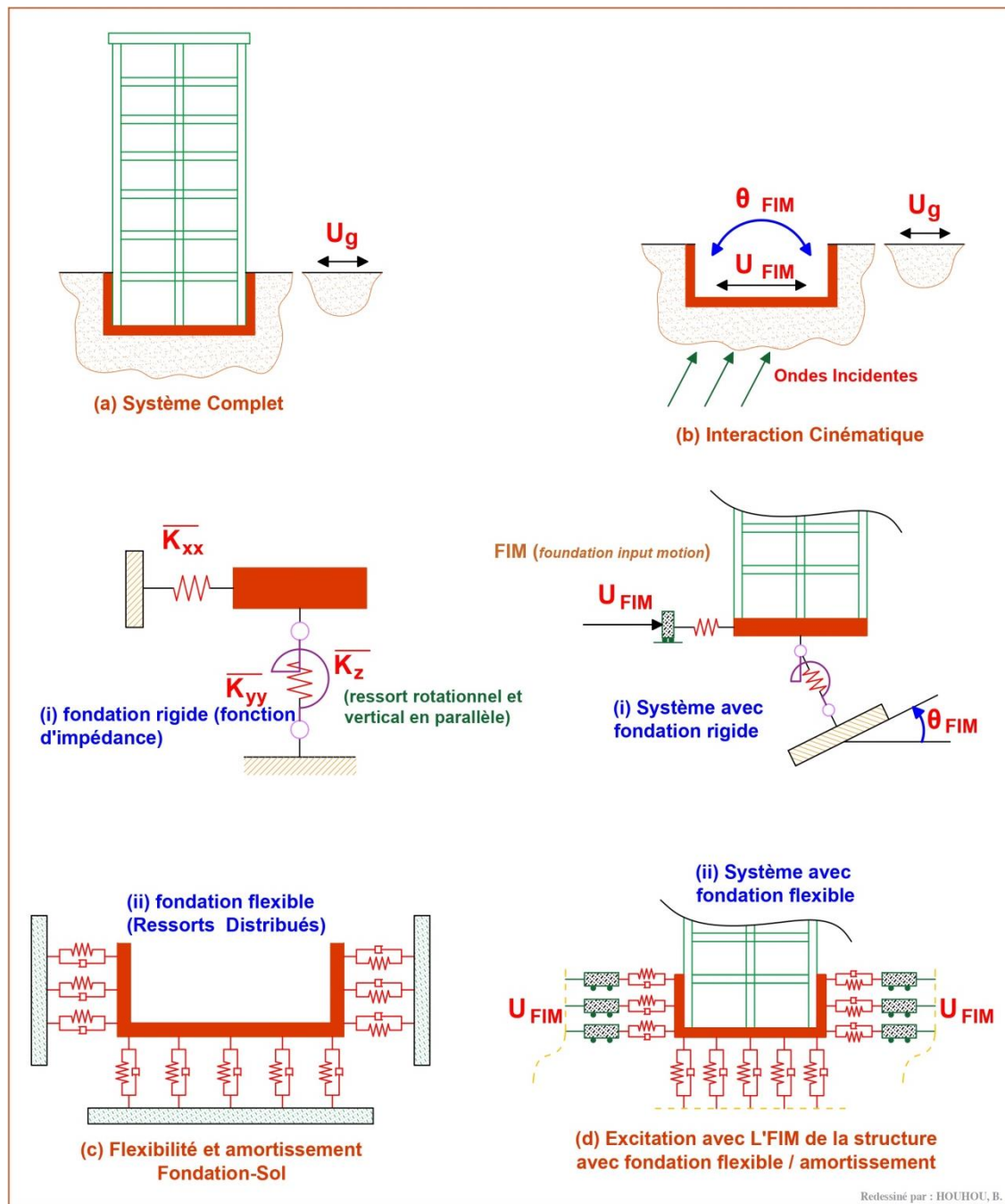


Figure 1.13 : Schématisation d'une approche par sous-structure pour l'analyse de l'interaction sol-structure en utilisant deux configurations de fondation : (i) fondation rigide ; ou (ii) fondation flexibles. (NEHRP, 2012)

Une considération propre des effets d'ISS dans une approche par sous-structure demande :

1. L'évaluation du mouvement du champ libre (en absence de la structure et de la fondation) et des propriétés matérielles du sol.
2. L'évaluation des fonctions de transfert pour convertir les mouvements du champ libre aux mouvements qu'il faut appliquer à la fondation.
3. L'incorporation des ressorts et amortisseurs pour représenter la raideur et l'amortissement à l'interface sol-fondation.

4. L'analyse de la réponse du système combiné (structure-ressort/amortisseur) tout en appliquant le mouvement estimé de l'étape (2) à la fondation.

- Premièrement, il faut définir le mouvement qu'il faut appliquer à la fondation (fondation input motion, FIM) qui prend compte de la raideur et de la géométrie de la fondation. Puisque l'inertie est traitée séparément, ce mouvement est estimé en considérant la fondation et la structure sans masse (figure 1.13b). En général, ce mouvement diffère du mouvement du champ libre. Elle implique à la fois des composants de translation et de rotation et représente la sollicitation sismique appliquée à la fondation et le système structurel. La variation entre le mouvement du champ libre et celle de la fondation est exprimée par la fonction de transfert. Cette dernière représente, dans le domaine fréquentiel, le ratio du mouvement de la fondation par rapport au mouvement du champ libre. Puisque les effets inertiels sont négligés, la fonction de transfert représente les effets de l'interaction cinématique seulement.

Ainsi pour déterminer le mouvement qu'il faut appliquer à la fondation (FIM), il faut au début évaluer la réponse du champ libre du site qui est la variation spatiale et temporelle du mouvement du sol en absence de la structure et de la fondation.

Après avoir établi le mouvement en champ libre, des analyses de propagation des ondes sont réalisées pour estimer le mouvement qu'il faut appliquer à la fondation (FIM) tout au long de l'interface sol-fondation (figure 1.13d).

- Deuxièmement, il faut déterminer les fonctions d'impédance, raideur et amortissement, dépendant de la fréquence et représentant les caractéristiques de l'interaction sol-fondation. Ces raideurs et amortissements sont caractérisés en utilisant des modèles de fonction d'impédance relativement simples pour fondation rigide (figure 1.13c (i)) ou une série de ressorts et amortisseurs distribués autour de la fondation (figure 1.13c (ii)). Le dernier cas de ressorts et amortisseurs distribués sont nécessaires lorsque les éléments de la fondation sont non-rigides, ou lorsque des sollicitations internes sont requises (moments, cisaillement, déformations).
- Troisièmement, la superstructure est modélisée au-dessus de la fondation et le système est excité à travers la fondation en déplaçant les extrémités des ressorts et des amortisseurs tout en utilisant les composants de balancement et de translation du mouvement (FIM) estimé ci-avant. Il faut noter que ce mouvement varie avec la profondeur, alors que dans le cas des ressorts et amortisseurs distribués autour des éléments d'une fondation flexible (figure 1.13d (ii)), des déplacements du sol différentiels doivent être appliqués toute au long de la profondeur.

I.11.2.1. Simplification du problème

Les sous-structures sont constituées d'une part du sol avec l'excavation et d'autre part de la structure (figure 1.14). Alors on présente les équations d'équilibre de chaque sous système, puis

on applique à ces deux équations les conditions de compatibilité à l'interface (continuité du déplacement et du vecteur contrainte).

Comme il est évident dans la (figure 1.14), les déplacements de la structure sont désignés par l'indice B , ceux du sol par l'indice S , et ceux de l'interface sol-structure par l'indice F . Les vecteurs chargements sont désignés avec l'indice F pour l'interface sol-fondation et l'indice R pour les frontières du modèle (inférieure et latérales), le vecteur Q_R ne comporte des valeurs non nulles qu'à ces nœuds.

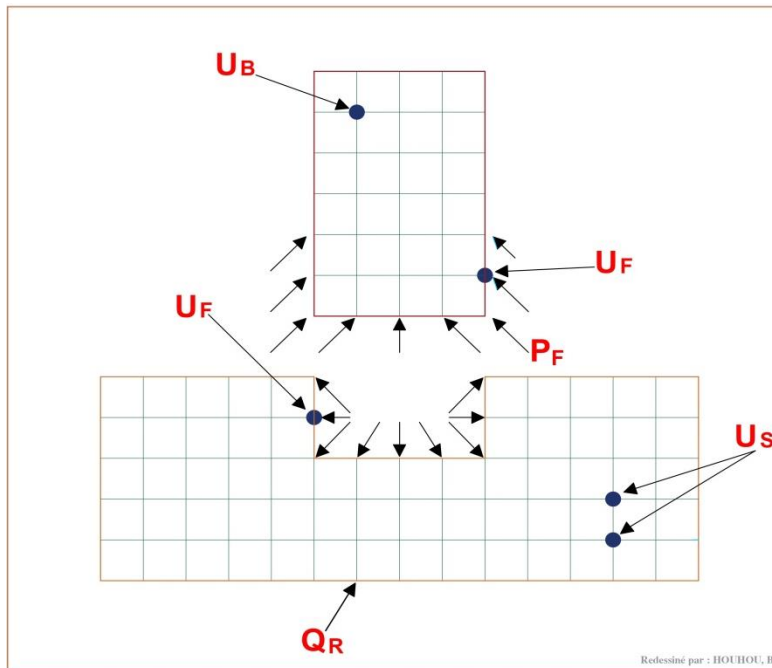


Figure 1.14 : Schématisation d'une méthode de sous-structure. (Pecker, 2015)

L'équation dynamique du mouvement est formulée dans le domaine fréquentiel. Les gradeurs, par exemple le déplacement U , s'expriment sous la forme de leur transformée de Fourier :

$$U = \sum_n \tilde{u}(\omega_n) e^{i\omega_n t} \quad (\text{Équation 1.4})$$

Les transformées de Fourier sont symbolisées avec l'indice \sim au-dessus de la variable et l'indice n sont omis. Chaque équation ci-après s'applique à toute harmonique de la décomposition de Fourier.

La matrice de la raideur dynamique $[S]$ possède l'expression suivante:

$$[S] = [K] + i\omega[C] - \omega^2[M] \quad (\text{Équation 1.5})$$

Où $[K]$; $[C]$ et $[M]$ sont la matrice de la raideur statique, la matrice d'amortissement et la matrice de masse respectivement.

Pour ne pas alourdir la présentation des équations d'équilibre ci-après, les termes d'amortissement sont omis de la matrice de la raideur dynamique $[S]$ [Pecker, 2015], alors, $[S]$ devient:

$$[S] = [K] - \omega^2[M] \quad (\text{Équation 1.6})$$

Les deux sous-structures contribuent aux équations d'équilibre dynamique des nœuds qui se trouvent à l'interface sol-structure. La matrice de raideur dynamique $[S_{FF}]$, des nœuds communs d'interface, est accompagnée par un exposant B ou S pour distinguer entre celle qui désignent le bâtiment ou le sol respectivement ainsi que l'exposant fait référence au déplacement total.

a) Equation du mouvement de la structure

$$\begin{bmatrix} [S_{BB}] & [S_{BF}] \\ [S_{FB}] & [S_{FF}^B] \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \{\widetilde{U}_B^t\} \\ \{\widetilde{U}_F^t\} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \{P_B\} \\ \{P_F\} \end{pmatrix} \quad (\text{Équation 1.7})$$

P_B : Amplitude des charges.

P_F : Amplitude des forces d'interaction avec le sol (figure. 1.14).

Pour une excitation sismique les nœuds B qui ne sont pas en contact avec le sol ne sont pas chargés, alors : $P_B = 0$

D'où l'équation du mouvement de la structure :

$$\begin{bmatrix} [S_{BB}] & [S_{BF}] \\ [S_{FB}] & [S_{FF}^B] \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \{\widetilde{U}_B^t\} \\ \{\widetilde{U}_F^t\} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \{0\} \\ \{P_F\} \end{pmatrix} \quad (\text{Équation 1.8})$$

b) Equation du mouvement du sol

- En présence de la structure :

$$\begin{bmatrix} [S_{FF}^S] & [S_{FS}] \\ [S_{SF}] & [S_{SS}] \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \{\widetilde{U}_F^t\} \\ \{\widetilde{U}_S^t\} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \{-P_F\} \\ \{Q_R\} \end{pmatrix} \quad (\text{Équation 1.9})$$

- En absence de la structure :

Considérant le sous-système sol en absence de la structure, alors les déplacements U sont accompagnés par un exposant S qui présente le déplacement du sol, au lieu de t . Ainsi que la charge P_F d'interaction avec la structure est omis. L'équation sera donc :

$$\begin{bmatrix} [S_{FF}^S] & [S_{FS}] \\ [S_{SF}] & [S_{SS}] \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \{\widetilde{U}_F^S\} \\ \{\widetilde{U}_S^S\} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \{0\} \\ \{Q_R\} \end{pmatrix} \quad (\text{Équation 1.10})$$

Dans l'équation (1.10), (U^S) représente le déplacement d'interaction cinématique.

c) Application des conditions de compatibilité d'interface

Appelant (U^t) le déplacement d'interaction défini par :

$$U^i = U^t - U^s \quad (\text{Équation 1.11})$$

Par soustraction des deux équations du mouvement du sol avec et sans la structure, on obtient:

$$\begin{bmatrix} [S_{FF}^S] & [S_{FS}] \\ [S_{SF}] & [S_{SS}] \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \{\widetilde{U}_F^t\} \\ \{\widetilde{U}_S^t\} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \{-P_F\} \\ \{0\} \end{pmatrix} \quad (\text{Équation 1.12})$$

Dans l'équation (1.12), tous les degrés de liberté qui n'appartiennent pas à l'interface sol-structure sont éliminés. Ce processus est appelé condensation permet de relier les déplacements de l'interface aux réactions en ces nœuds. Alors l'équation (1.12) sera comme suit :

$$\widetilde{S}_{FF}^S(\omega) \widetilde{U}_F^t(\omega) = -\widetilde{P}_F(\omega) \quad (\text{Équation 1.13})$$

Dans l'équation (1.13), la matrice (\widetilde{S}_{FF}^S) s'appelle la matrice d'impédance de la fondation. Cette matrice et les autres termes de l'équation (1.13) dépendent de la fréquence.

Comme $\widetilde{P}_F(\omega)$ est inconnue, alors on rapporte l'équation (1.13) dans l'équation du mouvement de la structure (1.8), et en tenant compte de l'équation (1.11), l'équation d'équilibre de la structure devient :

$$\begin{bmatrix} [S_{BB}] & [S_{BF}] \\ [S_{FB}] & [S_{FF}^B] + [S_{FF}^S] \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \{\widetilde{U}_B^t\} \\ \{\widetilde{U}_F^t\} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \{0\} \\ [S_{FF}^S] \{\widetilde{U}_F^s\} \end{pmatrix} \quad (\text{Équation 1.14})$$

I.11.2.2. Avantages

La méthode de sous-structure diffère de la méthode directe en ce qu'elle utilise des fonctions d'impédances dynamiques (des ressorts) pour représenter les caractéristiques du sol-fondation, plutôt que de modéliser directement le sol à l'aide des éléments finis. Cette approche permet de réduire considérablement le temps de calcul par rapport à la méthode directe. En outre, l'utilisation de l'impédance simplifie les hypothèses de calcul par rapport à celles nécessaires pour un modèle basé sur la méthode directe.

I.11.2.3. Inconvénients

Cette méthode repose sur le concept de superposition, ce qui implique que l'on suppose que le sol et la structure sont linéaires. Toutefois, dans la réalité, cette supposition n'est pas entièrement valide et doit être traitée de manière équivalente.

I.11.3. Méthode hybride

Cette approche résulte de l'intégration de la méthode directe et de la méthode de sous-structure, en capitalisant sur les bénéfices offerts par chacune d'elles.

Le problème est décomposé en deux sous-domaines distincts par cette méthode :

- Le champ lointain est le premier domaine semi-infini qui consiste uniquement en sol. Il est situé à une distance suffisante de la fondation pour éviter toute influence de l'ISS. Ce champ est considéré comme élastique (linéaire) et les méthodes adaptées aux problèmes linéaires (impédance dynamique) sont utilisées pour sa modélisation. C'est donc dans ce champ que les dissipations d'énergie résultant de l'amortissement radiatif peuvent être prises en compte.
- Le champ proche est le deuxième domaine fini qui se compose d'une fondation superficielle et d'un volume limité de sol en dessous. Ce champ englobe toutes les variations et les écarts non linéaires du système, qui sont divisés en deux parties : les non-linéarités matérielles, telles que la plasticité du sol, et les non-linéarités géométriques, telles que le détachement potentiel de la fondation. Il est inclus dans le modèle de la superstructure et peut être analysé directement à l'aide de la méthode des éléments finis, ainsi qu'avec le concept de macro-éléments.

Le défi consiste à déterminer les coefficients de la matrice du champ lointain, et à établir la frontière entre le champ proche et le champ lointain. Les problèmes linéaires, tels que les impédances dynamiques, peuvent être utilisés pour traiter le champ lointain, tandis que le champ proche peut être incorporé dans le modèle de la superstructure et traité directement. Cependant, la définition de la frontière est complexe et doit être déterminée en fonction du problème traité.

En plus de la méthode classique des éléments finis, une nouvelle méthode basée sur les macro-éléments a été développée pour prendre en compte les non-linéarités dans le champ proche. Cette méthode consiste à considérer la fondation et le sol comme un seul élément dans un domaine fini, permettant de prendre en compte toutes les non-linéarités du système de manière globale. Les chargements et les déplacements de la fondation sont modélisés en variables généralisées et concentrés en un point représentatif, tandis que les non-linéarités sont prises en compte pour calculer les efforts associés. Le reste du sol en dehors de l'élément constitue le champ lointain, où aucune non-linéarité n'est présente et le sol se comporte de manière élastique. La méthode hybride, utilisant le concept de macro-éléments, permet donc de concevoir des structures basées sur les déplacements, tout en prenant en compte les dissipations d'énergie dues à l'amortissement radiatif dans le champ lointain. Cette méthode a été décrite dans des études antérieures, notamment par [Lu et al. 2016] et [Pecker 2010] (figure 1.15).

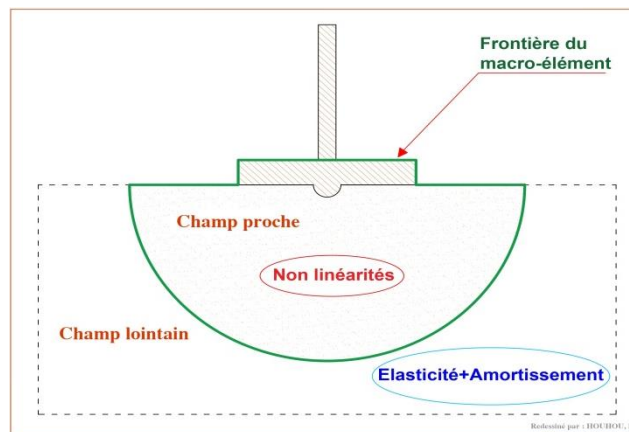


Figure 1.15 : Décomposition en champ proche et champ lointain pour la définition de la frontière du macro-élément d'ISS. (Grange, 2008)

I.12. Modélisation du comportement du sol par éléments ressort

La modélisation du sol par éléments ressorts est une méthode couramment utilisée pour représenter le comportement mécanique des sols dans les analyses de structure et de fondation. Elle repose sur l'hypothèse que le sol peut être considéré comme un ensemble de ressorts interconnectés, qui transmettent des charges et des déformations entre eux.

Dans cette méthode, chaque élément de sol est représenté par un ou plusieurs ressorts, qui sont caractérisés par leur raideur et leur capacité à absorber les déformations. Les éléments ressorts sont ensuite connectés les uns aux autres pour former un modèle global du sol. 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 lesquelles nous citons les plus connues :

- *Formules de Newmark-Rosenblueth*, (1971).
- *Formules de Pais et Kausel* (1988) ; *Gazetas* (1991), *Mylonakis et al.* (2006).
- *Guide de SETRA pour les ponts en zones sismique.*
- *Méthode simplifiée de Veletsos.*
- *Les formules de la norme NF P 94-261 Fondations superficielles.*
- *Méthode de Deleuze.*
- *Module de réaction du sol : K_s par : Joseph E. Bowles* (1997)

La méthode des ressorts de sol est basée sur une réaction élastique on ne tient pas compte de la masse de sol participant au mouvement

Cependant, il convient de noter que la modélisation du comportement du sol par éléments ressort est une méthode simplifiée qui ne tient pas compte de tous les aspects du comportement réel du sol, tels que la plasticité et la rupture. Par conséquent, cette méthode doit être utilisée avec prudence et les résultats doivent être interprétés avec soin.

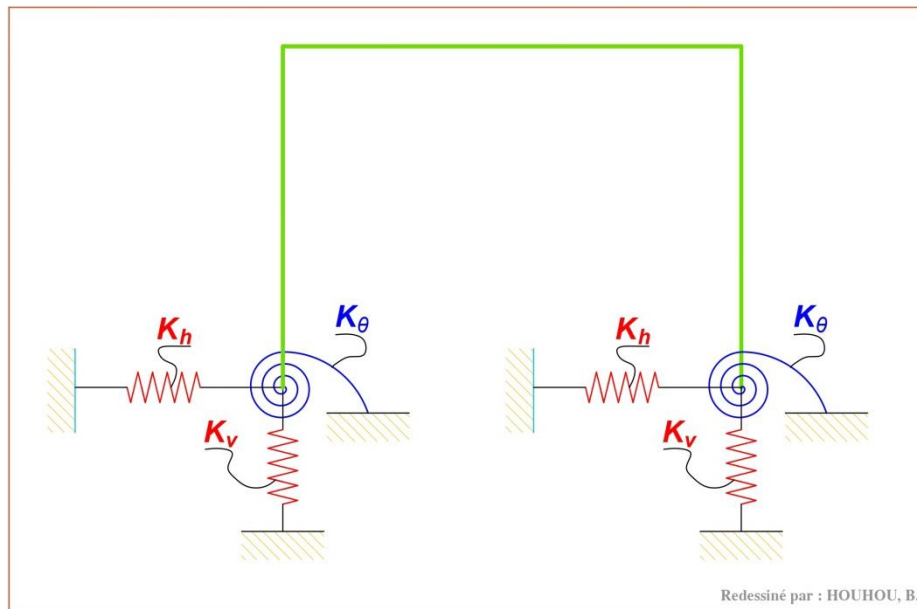


Figure 1.16 : Modèle de modélisation du sol par éléments ressorts

I.12.1. Formules de Newmark-Rosenblueth

La méthode de Newmark-Rosenblueth est une méthode numérique utilisée pour modéliser la réponse dynamique des structures aux séismes. Cette méthode a été développée dans les années 1950 par les ingénieurs américains Nathan M. Newmark et Ernest O. Rosenblueth.

La méthode de Newmark-Rosenblueth est basée sur l'hypothèse que la réponse d'une structure à un séisme peut être décrite comme une somme des réponses à des oscillations harmoniques. Elle est également indépendante de la fréquence de la structure, ce qui permet d'estimer et de contrôler les valeurs de raideurs et d'amortissements du sol.

La méthode de Newmark-Rosenblueth utilise également une masse virtuelle de sol, qui est liée à la fondation du bâtiment. Cette masse virtuelle de sol est introduite afin d'obtenir un meilleur ajustement dans la bande des basses et moyennes fréquences, qui sont celles présentant le plus d'intérêt en cas de séismes.

L'ajout de cette masse virtuelle de sol ne modifie pas radicalement la réponse dynamique de la structure, mais permet de mieux prendre en compte les effets du sol sur la réponse de la structure aux séismes.

En résumé, la méthode de Newmark-Rosenblueth est une méthode numérique qui permet de modéliser la réponse dynamique des structures aux séismes. Elle est indépendante de la fréquence de la structure et utilise une masse virtuelle de sol pour obtenir un meilleur ajustement dans la bande des basses et moyennes fréquences. Cette méthode est largement utilisée dans la conception sismique des structures.

Les raideurs du sol ainsi que les amortissements sont données par le Tableau 1.1

Mouvement	Hauteur du prisme de sol H	Amortissement relatif ou critique η	Raideurs K	
			Fondation circulaire	Fondation rectangulaire
Vertical	$0.27\sqrt{A}$	$2.71 \sqrt{\frac{\rho H^3}{M_b + M_s}}$	$K_v = \frac{4G \cdot r_0}{1 - \nu}$	$K_v = \frac{G}{1 - \nu} \beta_z \sqrt{A}$
Horizontal	$0.05\sqrt{A}$	$20.55 \sqrt{\frac{\rho H^3}{M_b + M_s}}$	$K_h = \frac{32(1 - \nu)G \cdot r_0}{7 - 8\nu}$	$K_h = 2(1 + \nu)G\beta_x \sqrt{A}$
Balancement	$0.35\sqrt{A}$	$0.485 \sqrt{\frac{\rho H^5}{I_b + I_s}}$	$K_\Phi = \frac{8G \cdot r_0^3}{3(1 - \nu)}$	$K_\Phi = \frac{G}{1 - \nu} \beta_\phi a^2 b$
Rotation autour de l'axe vertical	$0.25\sqrt{A}$	$1.88 \sqrt{\frac{\rho H^5}{J_b + J_s}}$	$K_\theta = \frac{16G \cdot r_0^3}{3}$	$K_\theta = \frac{1 + \nu}{4} G\beta_x (a^2 + b^2)\sqrt{A}$

Tableau 1-1 : Formules de Newmark-Rosenblueth des raideurs statiques d'une fondation circulaire surfacique et fondation rectangulaire surfacique

Avec :

- A : aire de la fondation
- a : dimension parallèle à la direction du séisme
- b : dimension perpendiculaire à la direction du séisme
- M_b : masse du bâtiment
- $M_s = A \cdot H \cdot \rho$: masse de sol additionnelle ayant même aire que la fondation du bâtiment
- H : hauteur du prisme de sol
- I_b, J_b : inerties massiques du bâtiment par rapport à la fondation
- I_s, J_s : inerties massiques de la masse additionnelle de sol par rapport à la fondation
- r_0 : rayon d'une fondation circulaire
- ν : coefficient de poisson
- $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$: module de cisaillement dynamique du sol
- β_z, β_x et β_Φ sont donnés par des abaques (figure 1.17)

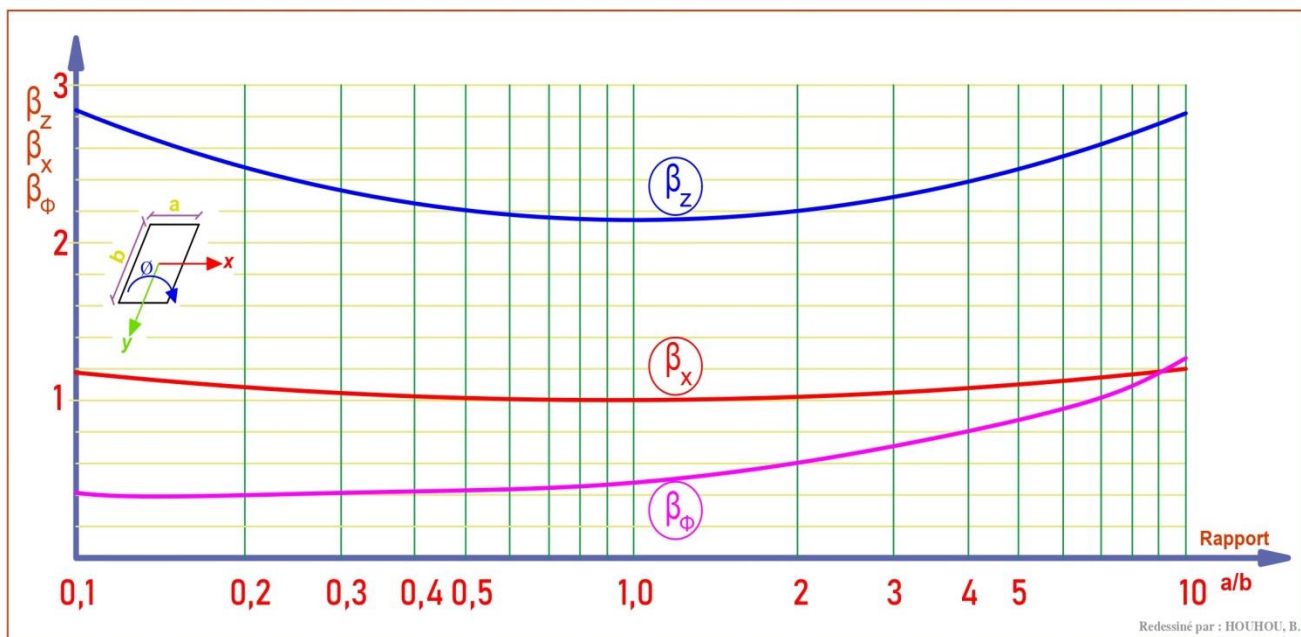


Figure 1.17 : Abaques donnant les coefficients de Newmark β_z , β_x et β_Φ

I.12.2. Formules de Pais et Kausel (1988) ; Gazetas (1991), Mylonakis et al. (2006).

Le tableau 1-2 répertorie les expressions de raideur statique des fondations, K_j pour trois degrés de libertés de translation et trois degrés de liberté en rotation pour une semelle rectangulaire rigide reposant à la superficie de sol. Ces équations sont similaires pour

Pais et Kausel (1988), Gazetas(1991), et Mylonakis et al. (2006).

Degré de liberté	Raideur statique K	
	Pais et Kausel (1988)	Gazetas (1991), Mylonakis et al. (2006)
Translation suivant l'axe Z	$K_Z = \frac{G B}{1 - \nu} \left[3,1 \left(\frac{L}{B} \right)^{0,75} + 1,6 \right]$	$K_Z = \frac{2 G L}{1 - \nu} \left[0,73 + 1,54 \left(\frac{B}{L} \right)^{0,75} \right]$
Translation suivant l'axe Y	$K_Y = \frac{G B}{2 - \nu} \left[6,8 \left(\frac{L}{B} \right)^{0,65} + 0,8 \left(\frac{L}{B} \right) + 1,6 \right]$	$K_Y = \frac{2 G L}{2 - \nu} \left[2 + 2,5 \left(\frac{B}{L} \right)^{0,85} \right]$
Translation suivant l'axe X	$K_X = \frac{G B}{2 - \nu} \left[6,8 \left(\frac{L}{B} \right)^{0,65} + 2,4 \right]$	$K_X = K_Y - \frac{0,2}{0,75 - \nu} G L \left(1 - \frac{B}{L} \right)$
Torsion autour de l'axe Z	$K_{ZZ} = G B^3 \left[4,25 \left(\frac{L}{B} \right)^{2,45} + 4,06 \right]$	$K_{ZZ} = G J_t^{0,75} \left[4 + 11 \left(1 - \frac{B}{L} \right)^{10} \right]$
Balancement autour de l'axe Y	$K_{YY} = \frac{G B^3}{1 - \nu} \left[3,73 \left(\frac{L}{B} \right)^{2,40} + 0,27 \right]$	$K_{YY} = \frac{G}{1 - \nu} (I_y)^{0,75} \left[3 \left(\frac{L}{B} \right)^{0,15} \right]$
Balancement autour de l'axe X	$K_{XX} = \frac{G B^3}{1 - \nu} \left[3,2 \left(\frac{L}{B} \right) + 0,8 \right]$	$K_{XX} = \frac{G}{1 - \nu} (I_x)^{0,75} \left(\frac{L}{B} \right)^{0,25} \left[2,4 + 0,5 \left(\frac{B}{L} \right) \right]$

Notes :

- Les axes doivent être orientés tel que : $L \geq B$
- L : Demi-longueur
- B : Demi-largeur

Avec :

- G : module de cisaillement dynamique du sol
- ν : coefficient de poisson
- I_x, I_y : les moments d'inertie du radier autour des axes X et Y respectivement
- $J_t = I_x + I_y$: moment d'inertie polaire

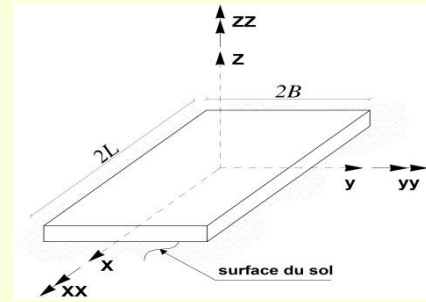


Tableau 1-2 : Formules de Pais et Kausel (1988) ; Gazetas(1991), et Mylonakis et al. (2006) des raideurs statiques d'une fondation rectangulaire surfacique

I.12.3. Guide de SETRA pour les ponts en zones sismique

Selon [Buchi, 2013], le guide SETRA (norme Eurocode 8-5) fournit des raideurs adaptées aux semelles superficielles dans le cas de structures simples à faible degré de liberté et de sols présentant une stratigraphie régulière. Ces raideurs sont évaluées pour une fondation circulaire reposant sur un demi-espace élastique.

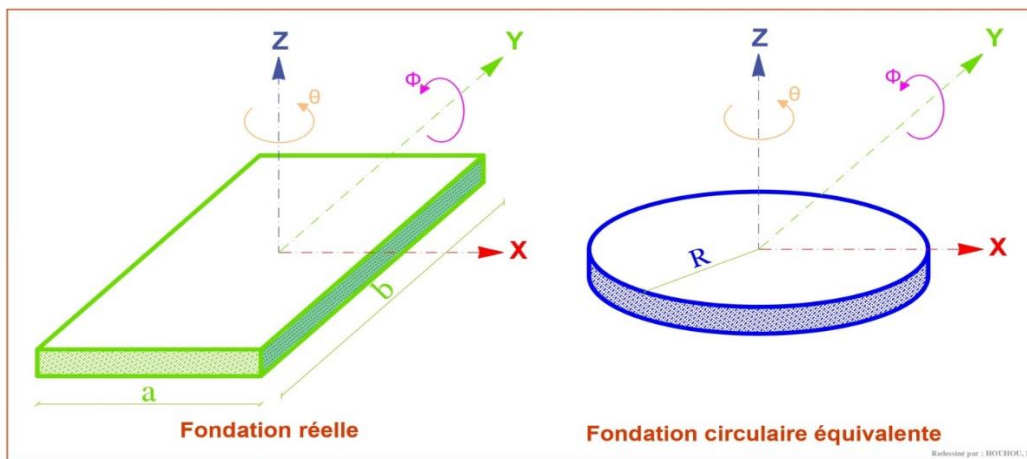


Figure 1.18 : Définition des paramètres utilisés dans les formules du guide SETRA

Les expressions de calcul sont données dans le tableau 1-3 [Buchi, 2013].

Degré de liberté	Raideur statique K
Translation vertical	$K_v = \frac{4}{1 - \nu} G R$
Translation horizontal	$K_h = \frac{8}{2 - \nu} G R$
Balancement	$K_\phi = \frac{8}{3(1 - \nu)} G R^3$
Rotation autour de l'axe vertical	$K_\theta = \frac{16 G R^3}{3}$

Tableau 1-3 : Formules issues du guide de SETRA pour les raideurs statiques d'une fondation circulaire surfacique. (Buchi, 2013)

Avec :

- R : rayon de la fondation
- ν : coefficient de poisson
- $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$: module de cisaillement dynamique du sol

I.12.4. Méthode simplifiée de Veletsos

Veletsos donne les mêmes formules que le guide du SETRA (Eurocode 8) pour les raideurs en surface. Il apporte néanmoins des correctifs pour les fondations encastrees : [Buchi, 2013].

Degré de liberté	Raideur statique K
Translation vertical	$K_v = \frac{4 G R}{1 - \nu} \left(1 + \frac{2D}{5R} \right)$
Translation horizontal	$K_h = \frac{8 G R}{2 - \nu} \left(1 + \frac{2D}{3R} \right)$
Balancement	$K_\Phi = \frac{8G R^3}{3(1 - \nu)} \left(1 + \frac{2D}{R} \right)$

Tableau 1-4 : Formules de Veletsos

Avec :

- G : le module de cisaillement
- ν : le coefficient de poisson
- R : le rayon de la fondation circulaire ou le rayon équivalent
- D : la profondeur d'encastrement de la fondation

I.12.5. Les formules de la norme NF P 94-261 Fondations superficielles

Dans la norme d'application française de l'Eurocode 7-Fondations superficielles

(NF P 94-261) différents types de raideurs sont définis :

- Raideur verticale : $K_v = V_d/S_v$
- Raideur en translation selon une direction parallèle à la largeur de la fondation :
 $K_B = H_{d;B}/S_{h;B}$
- Raideur en translation selon une direction parallèle à la longueur de la fondation :
 $K_L = H_{d;L}/S_{h;L}$
- Raideur en rotation autour de l'axe parallèle à la largeur de la fondation :
 $K_{\theta;B} = M_{\theta;B}/\theta_B$
- Raideur en rotation autour de l'axe parallèle à la longueur de la fondation :
 $K_{\theta;L} = M_{\theta;L}/\theta_L$

Avec :

- S_v le tassement à la force verticale V_d appliquée à la fondation
- $S_{h;B}$ et $S_{h;L}$ les déplacements horizontaux à la force horizontale H_d dans les directions parallèle à la largeur et à la longueur de la fondation
- θ_B et θ_L les rotations au moment fléchissant M_D autour de l'axe parallèle à la largeur et à la longueur de la fondation.
- B et L désignent respectivement la largeur et la longueur de la fondation. Pour une fondation circulaire, B désigne son diamètre.

		Raideurs K		
Forme de Fondation	Degré de liberté	Circulaire (B)	Rectangulaire (L > B)	Filante (B) (par unité de longueur)
Translation vertical	$K_v = \frac{EB}{1-\nu^2}$		$K_v = \frac{E}{2(1-\nu^2)} \beta_v \sqrt{BL}$	$K_v \approx \frac{0,73E}{2(1-\nu^2)}$
			$\beta_v = 1,55 \left(\frac{L}{B}\right)^{0,25} + 0,8 \left(\frac{B}{L}\right)^{0,5}$	
Translation horizontal	$K_B = K_L = \frac{4EB}{(2-\nu)(1+\nu)}$		$K_B = \frac{E}{2(2-\nu)(1+\nu)} \beta_B \sqrt{BL}$	$K_B \approx \frac{E}{(2-\nu)(1+\nu)}$
			$\beta_B = 3,4 \left(\frac{L}{B}\right)^{0,15} + 1,2 \left(\frac{B}{L}\right)^{0,5}$	
			$K_L = \frac{E}{2(2-\nu)(1+\nu)} \beta_L \sqrt{BL}$	
			$\beta_L = 3,4 \left(\frac{L}{B}\right)^{0,15} + 0,4 \left(\frac{L}{B}\right)^{0,5} + 0,8 \left(\frac{B}{L}\right)^{0,5}$	
Rotation autour de l'axe vertical	$K_{\theta;B} = K_{\theta;L} = \frac{B^2}{6} K_v$		$K_{\theta;B} \approx B^2 \frac{0,4 \left(\frac{L}{B}\right)^{0,5} + 0,1 \left(\frac{B}{L}\right)^{0,5}}{\beta_v(L/B)} K_v$	-----
			$K_{\theta;L} \approx B^2 \frac{0,4 \left(\frac{L}{B}\right)^{1,9} + 0,034 \left(\frac{B}{L}\right)^{0,5}}{\beta_v(L/B)} K_v$	$K_{\theta;L} \approx 2,15 B^2 K_v$

*Note : au vu d'un comparatif avec les autres formules il semble que pour les raideurs en translation d'une fondation circulaire, B représente le rayon et non pas le diamètre.

Tableau 1-5 : Formules de raideurs Verticales ; Horizontales et en Rotation selon la norme NF P 94-261

I.12.6. Méthode de Deleuze

Si les fondations sont de forme circulaire ou assimilée à une forme circulaire et qu'elles sont suffisamment rigides et superficielles, cette méthode peut être utilisée. Contrairement à la méthode de Newmark-Rosenblueth, cette méthode prend en compte la fréquence du mode fondamental de la structure. Pour modéliser l'interaction sol-structure (ISS), il y a deux approches possibles :

- La modélisation par ressorts concentrés, qui est plus simple pour l'analyse dynamique globale (hypothèse du radier rigide), mais nécessite une modélisation spécifique du radier ;
- Et la modélisation par ressorts répartis, qui est plus complexe mais fournit des efforts directement utilisables pour la conception du radier.

Cette représentation est valable lorsque le sol sous les fondations est homogène à l'échelle de ses dimensions en plan, c'est-à-dire lorsqu'il s'agit d'un sol stratifié avec des contrastes faibles de module G. Deleuze a développé des tableaux de coefficients de transmittance

f_V (translation verticale), f_H (translation horizontale) et f_Φ (rotation autour d'un axe horizontal) pour cette représentation.

Pour établir ces coefficients, Deleuze a posé certaines hypothèses :

- Notamment que le sol est un solide semi-infini, élastique, homogène, isotrope et limité par un plan.
- De plus, la réaction du sol sous la fondation est considérée comme linéaire, ce qui donne une surface d'appui non plane, elle est donnée par la résolution du second problème de Boussinesq. Les déplacements du nœud de la fondation sont assimilés à ceux du centre d'inertie de la fondation, et la rotation de la fondation correspond à celle du plan moyen de la surface d'appui.
- L'amortissement géométrique correspond au rayonnement des ondes dans le sol.

Si les valeurs numériques des paramètres ne figurent pas dans les tableaux, une interpolation linéaire est effectuée à partir des valeurs les plus proches.

Le tableau 1.6 fournit les coefficients de raideur et les amortissements géométriques en fonction des coefficients de transmittance f.

	Raideurs	Amortissements géométriques
Translation vertical	$K_v = G r_0 \frac{f_{V1}}{f_{V1}^2 + f_{V2}^2}$	$\eta_V = -\frac{1}{2} \frac{f_{V2}}{f_{V1}}$
Translation horizontal	$K_h = G r_0 \frac{f_{H1}}{f_{H1}^2 + f_{H2}^2}$	$\eta_H = -\frac{1}{2} \frac{f_{H2}}{f_{H1}}$
Balancement	$K_\Phi = G r_0^3 \frac{f_{R1}}{f_{R1}^2 + f_{R2}^2}$	$\eta_\Phi = -\frac{1}{2} \frac{f_{R2}}{f_{R1}}$

Tableau 1-6 : Formules de Deleuze [Buchi, 2013]

Avec :

- r_0 : rayon du cercle équivalent d'une fondation circulaire ; il est calculé comme suit :

- Pour les raideurs en translation : l'aire du cercle équivalent est égale à l'aire de la

$$\text{surface d'appui : } r_0 = \sqrt{\frac{ba^2}{\pi}}$$

- Pour les raideurs en rotations (balancement) : le moment d'inertie de la surface du cercle équivalent est égal au moment d'inertie de la surface d'appui de la fondation, rapporté à l'axe perpendiculaire à la composante passant par le centre de gravité de la surface, soit :

$$** \text{ en balancement : } r_0 = \sqrt[4]{\frac{ba^3}{3\pi}} \quad ** \text{ en torsion : } r_0 = \sqrt[4]{\frac{ba(b^2+a^2)}{6\pi}}$$

- a : dimension parallèle à la direction du séisme
- b : dimension perpendiculaire à la direction du séisme
- $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$: module de cisaillement dynamique du sol
- f : fréquence du mode de vibration fondamental dans la direction de séisme considérée, déterminée à l'aide d'un calcul modal préliminaire avec les coefficients et masses de sol de Rosenblueth
- $a_0 = 2\pi f r_0 \sqrt{\frac{\rho}{G}}$: paramètre utilisé dans les tableaux des coefficients de transmittance,

Avec ρ : masse volumique du sol

En pratique cette méthode est applicable si $a_0 < 2$ Celle-ci n'est applicable que si le rayon de fondation est suffisamment petit devant la longueur d'onde dans le sol.

L'amortissement s'obtient avec les formules suivantes :

- Vertical: $\xi_V = \frac{1}{2}\eta_V + 5\% \leq 30\%$
- Horizontal : $\xi_V = \frac{1}{2}\eta_H + 5\% \leq 30\%$
- Rotation: $\xi_\Phi = \frac{1}{2}\eta_\Phi + 5\% \leq 30\%$

Ces équations permettent de calculer les valeurs de raideurs et d'amortissements réduits pour un ressort unique. Lorsqu'on utilise le modèle d'interaction Sol-Structure avec des ressorts répartis, les valeurs de raideur correspondantes sont déterminées en priorisant les directions horizontale et verticale. Ces directions sont obtenues en effectuant une rotation et fournissent les déplacements nécessaires pour le calcul des valeurs de raideur.

$$** \text{ direction Horizontale : } \frac{K_H}{S} \quad ** \text{ direction Verticale : } \frac{K_\Phi}{I}$$

Avec : S : surface de la fondation et I : l'inertie de la fondation

a_0	$\nu=0.01$		$\nu=0.25$		$\nu=0.5$	
	f_{V1}	f_{V2}	f_{V1}	f_{V2}	f_{V1}	f_{V2}
0.00	0.2675	0.0000	0.2026	0.0000	0.1351	0.0000
0.25	0.2533	-0.0518	0.1928	-0.0365	0.1285	-0.0258
0.50	0.2356	-0.0985	0.1818	-0.0698	0.1211	-0.0495
0.75	0.2032	-0.1355	0.1604	-0.0971	0.1066	-0.0695
1.00	0.1629	-0.0160	0.1332	-0.1165	0.0878	-0.0888
1.50	0.1202	-0.1709	0.1034	-0.1270	0.0669	-0.0935
1.25	0.0799	-0.1691	0.0743	-0.1290	0.0457	-0.0969
1.75	0.0459	-0.1570	0.0484	-0.1236	0.0259	-0.0949
2.00	0.0206	-0.1381	0.0274	-0.1128	0.0090	-0.0887

Tableau 1-6a : Coefficients de transmittance verticale fv du sol

a_0	$\nu=0.01$		$\nu=0.25$		$\nu=0.4$		$\nu=0.5$	
	f_{H1}	f_{H2}	f_{H1}	f_{H2}	f_{H1}	f_{H2}	f_{H1}	f_{H2}
0.00	0.2688	0.0000	0.2364	0.0000	0.2161	0.0000	0.2026	0.0000
0.25	0.2636	-0.0404	0.2324	-0.0323	0.2127	-0.0281	0.1995	-0.0259
0.50	0.2491	-0.0779	0.2215	-0.0625	0.2034	-0.0546	0.1910	-0.0502
0.75	0.2267	-0.1099	0.2045	-0.0890	0.1889	-0.0780	0.1778	-0.0718
1.00	0.1988	-0.1346	0.1833	-0.1103	0.1707	-0.0971	0.1610	-0.0894
1.25	0.1684	-0.1520	0.1597	-0.1257	0.1504	-0.1112	0.1424	-0.1025
1.50	0.1377	-0.1590	0.1354	-0.1349	0.1294	-0.1200	0.1231	-0.1108
1.75	0.1087	-0.1596	0.1118	-0.1384	0.1089	-0.1240	0.1043	-0.1146
2.00	0.0829	-0.1542	0.0899	-0.1369	0.0997	-0.1236	0.0866	-0.1144

Tableau 1-6b : Coefficients de transmittance Horizontale fH du sol

a_0	$\nu=0.01$		$\nu=0.25$		$\nu=0.4$		$\nu=0.5$	
	f_{R1}	f_{R2}	f_{R1}	f_{R2}	f_{R1}	f_{R2}	f_{R1}	f_{R2}
0.00	0.4280	0.0000	0.3242	0.0000	0.2594	0.0000	0.2161	0.0000
0.25	0.4361	-0.0018	0.3295	-0.0001	0.2635	-0.0008	0.2197	-0.0007
0.50	0.4587	-0.0137	0.3445	-0.0085	0.2752	-0.0063	0.2299	-0.0053
0.75	0.4874	-0.0435	0.3642	-0.0270	0.2908	-0.0202	0.2437	-0.0170
1.00	0.5128	-0.0941	0.3831	-0.0590	0.9064	-0.0445	0.2577	-0.0376
1.25	0.5252	-0.1632	0.3952	-0.1039	0.3174	-0.0788	0.2683	-0.0670
1.50	0.5160	-0.2434	0.3949	-0.1578	0.3196	-0.1208	0.2719	-0.1033
1.75	0.4801	-0.3240	0.3782	-0.2147	0.3098	-0.1664	0.2655	-0.1434
2.00	0.4177	-0.3931	0.3439	-0.2674	0.2863	-0.2102	0.2477	-0.1829

Tableau 1-6c : Coefficients de transmittance en Rotation fR du sol

I.12.7. Module de réaction du sol : K_s par : Joseph E. Bowles

Le module de réaction du sol de fondation est une relation conceptuelle entre la pression du sol et fléchissement qui est largement utilisé dans l'analyse structurale des éléments de fondation. Il est utilisé pour les semelles continues, les radiers et divers types de pile.

Et l'équation de base lors de l'utilisation des données d'essai de charge de plaque est :

$$K_s = \frac{q}{\delta} \quad (\text{Équation 1.15})$$

Il est difficile de faire un test de charge de plaque sauf pour de très petites plaques à cause de la réaction charge nécessaire. Même avec de petites assiettes de, disons, 450, 600 et 750 mm de diamètre, il est difficile pour obtenir δ car la plaque a tendance à être moins que rigide de sorte qu'une déviation constante à travers la plaque (et la définition de K_s) est difficile à obtenir. Empiler les petites plaques concentriques avec les plus grands ont tendance à augmenter la rigidité, mais dans tous les cas, la parcelle est de charge divisée par surface de contact de la plaque (P/A nominal) et la flèche moyenne mesurée. [Joseph E. Bowles, 1997]

- Pour le centre de la semelle :

$$K_s = \frac{1}{DE_s' I_s I_F} \quad (\text{Équation 1.16})$$

- Pour le coin de la semelle :

$$K_s = \frac{1}{BE_s' I_s I_F} \quad (\text{Équation 1.17})$$

Avec :

- D : profondeur d'encrage de la semelle
- $E_s' = \frac{1-\nu^2}{E_s}$ Avec E_s module d'élasticité du sol
- I_s : facteur d'influence de *Steinbrenner* avec : $I_s = I_1 + \frac{1-2\nu}{1-\nu} \cdot I_2$
- I_1 et I_2 : facteur influence (Joseph E. Bowles (1997) foundation analysis and design. Tab 5-2, P304-305)
- I_F : facteur de profondeur (Joseph E. Bowles (1997) foundation analysis and design. Fig 5-7, P303)
- B : la largeur de la semelle

D'autres approximations sont utiles et souvent tout à fait satisfaisantes si la flèche calculée (dépendant directement de K_s) peut être tolérée pour toute valeur raisonnable. Il a été constaté que les moments de flexion et la pression du sol calculée ne sont pas très sensibles à ce qui est utilisé pour K_s parce que la rigidité de l'élément structurel est généralement de 10 fois ou plus aussi grande que la rigidité du sol telle que définie par K_s .

Conscient de cela, l'auteur a proposé ce qui suit pour approximer K_s de la capacité portante admissible q_a fournie par le consultant géotechnique : (Joseph E. Bowles (1997) *foundation analysis and design*. P503)

$$K_s = 40 * SF * q_c \quad (\text{Équation 1.18})$$

Ou

$$K_s = 40 * q_a \quad (\text{Équation 1.19})$$

Avec :

- q_c : contrainte admissible du sol ($\overline{\sigma}_{sol}$)
- q_a : capacité portante du sol Q_{ulim}

Et en ce qui concerne l'élasticité tangentiel K_x et K_y :

$$K_x = \frac{K_s}{10} \quad \text{Et} \quad K_y = \frac{K_s}{10}$$

Le facteur 40 peut être ajusté à 160, 83, 50, etc. ; 40 est raisonnablement conservateur, mais des déplacements supposés plus petits peuvent toujours être utilisés

Avec :

- SF : facteur de sécurité
 $SF=2$ à l'ELU et $SF=3$ à l'ELS

Clarification

A travers cette formule : (Joseph E. Bowles (1997) *foundation analysis and design*. P503)

$$K_s = 40 * SF * q_a$$

- q_c : contrainte admissible en (ELU ou ELS) Selon les données géotechniques

Lorsque le rapport géotechnique indique que la contrainte du sol est **Admissible** est :

$$1- q_c = q_{ELU} \text{-----} > K_s = 40 * 2 * q_c \quad (ELU)$$

$$2- q_c = q_{ELS} \text{-----} > K_s = 40 * 3 * q_c \quad (ELS)$$

Lorsque le rapport géotechnique indique que la contrainte du sol est **Ultime** :

$$1- q_a = Q_{ulim} = (q_c * SF) \text{-----} > K_s = 40 * q_a$$

I.13. Comparaison des formules

D'après les recherches menées par [Buchi, 2013], les formules de raideur proposées par les guides SETRA et Newmark-Rosenblueth pour une fondation superficielle circulaire reposant sur une monocouche homogène donnent des résultats similaires. En comparant les résultats des formules de raideur pour une monocouche et une bicouche (proposées par Gazetas), Buchi a observé que les valeurs de raideur calculées pour une couche reposant sur un lit rocheux sont les plus élevées. De plus, il a noté que plus le module de cisaillement est élevé, plus les caractéristiques du sol se rapprochent d'un sol rocheux et plus les résultats des formules de Gazetas pour un sol sur un lit rocheux et pour une couche plus rigide sont proches. Enfin, Buchi a constaté que les formules de type bicouche de Gazetas sont cohérentes avec celles de type

monocouche (proposées par SETRA et Newmark-Rosenblueth), car il a trouvé que si la valeur de la couche supérieure est proche de celle de la couche inférieure, les valeurs de raideur obtenues sont identiques à celles pour une monocouche.

Et pour notre projet, nous nous appuyerons sur la dernière équation, dont nous avons remarqué qu'elle donne des résultats satisfaisants de manière simple, contrairement à d'autres équations qui étaient basées sur des fondations isolées, alors que l'équation qui était mentionnée dans le livre de (Joseph E. Bowles, 1997) prenait en compte la fondation type radier général qui est l'objet de notre étude et son interaction directe avec le sol.

Cette formule est couramment utilisée par les ingénieurs et les géotechniciens pour l'analyse des bâtiments à l'aide de logiciels tels qu'ETABS, Robot, SAFE, SAP2000 et autres.

I.14. Conclusion

Le premier chapitre a mis en évidence les deux composantes fondamentales de l'Interaction Sol-Structure (ISS) : l'interaction cinématique et l'interaction inertielle, qui influencent la flexibilité et l'amortissement sismique des bâtiments. Il nous a aussi montré à travers cette étude bibliographique l'importance de l'interaction sol-structures dans son impact sur le bâti. Et combien les ingénieurs se sont intéressés depuis longtemps à cette question qui a beaucoup évolué en raison de son importance. Les différentes méthodes présentées ont montré que la méthode de sous-structure est la plus simple pour modéliser un phénomène d'ISS. Cette méthode consiste simplement à déterminer les impédances dynamiques de la fondation, représentées par des ressorts élastiques lors de l'analyse. Cependant, il est important de noter que toutes les formules sont basées sur l'hypothèse que le sol est un milieu élastique et homogène, ce qui n'est pas toujours le cas dans la réalité. Le sol peut présenter un certain pendage et être généralement hétérogène, avec des caractéristiques dynamiques qui varient au cours d'un séisme. Par conséquent, les résultats doivent être interprétés avec prudence.

Chapitre II

MODÉLISATION DU PROBLÈME

II.1. Introduction

Afin d'assurer la stabilité et la durabilité d'une structure, nous devons assurer la condition de résistance des éléments porteurs de cette structure en termes de répartition de la charge vers le sol. Dans le premier chapitre, nous avons identifié l'importance de l'interaction entre le sol et la structure sur lequel il est construit, en particulier en ce qui concerne la qualité du sol, sa résistance et sa capacité à supporter le bâtiment dans diverses conditions normales, ainsi que lors d'un séisme, qui peut influencer le comportement du bâtiment et du sol.

Dans ce chapitre, nous allons étudier l'effet du débordement du radier au-delà des limites d'un bâtiment à grande hauteur sur le comportement dynamique des éléments porteurs.

Nous allons donc mener une étude sur un bâtiment R+13 avec un radier débordé de 20 cm comme point de départ de notre étude, en utilisant cela comme référence pour les études ultérieures et nous augmenterons progressivement ce débordement et comparerons les résultats en prenant en compte la raideur des ressorts dans tous les calculs.

Nous allons également procéder à une étude préliminaire de ce bâtiment, en tenant compte de sa construction sur des fondations isolées et encastées, dans le but de vérifier les prédimensionnements des éléments.

Avant d'entrer dans la présentation du bâtiment, nous allons aborder brièvement les différents types de sols qui accueilleront notre projet :

Sol rocheux : il s'agit d'un sol qui contient une grande quantité de roches ou de fragments de roches. Ce type de sol peut être très résistant et difficile à forer ou à excaver, car il nécessite souvent des outils de forage ou d'excavation spéciaux pour être travaillé. Les sols rocheux peuvent être constitués de différents types de roches, tels que le granite, le calcaire ou le schiste.

Sol ferme : il s'agit d'un sol qui est compact et qui offre une résistance modérée lorsqu'il est excaver ou travaillé. Les sols fermes peuvent être constitués de différents types de sols, tels que le sable, l'argile ou les graviers. Ce type de sol est souvent utilisé pour la construction de fondations de bâtiments ou d'infrastructures.

Sol meuble : il s'agit d'un sol qui est facilement déformable ou compressible lorsqu'il est soumis à une charge ou à une pression. Les sols meubles sont généralement constitués de sable, de limon ou d'argile non consolidée. Ce type de sol peut poser des problèmes pour la construction de fondations, car il peut nécessiter des techniques de consolidation pour renforcer sa résistance et sa stabilité.

II.2. Présentation de l'ouvrage

Dans le cadre de notre recherche, nous envisageons hypothétiquement l'implantation de ce bâtiment dans la commune de M'sila, qui est classée sismique dans la région **IIa** (selon le règlement parasismique algérien RPA99 V.2003) sur trois sites différents (**sol rocheux, sol ferme et sol meuble**). En tenant compte de l'interaction sol-structure, cette démarche nous permettra de comparer l'impact du type de sol sur notre sujet d'étude (avec et sans ISS).

Le bâtiment est un immeuble à usage mixte ; commerce et habitation de R+13 Selon les règles RPA, il est classé comme : Ouvrages de grande importance **Groupe 1B**, sa structure est constituée de portiques en béton armé contreventé par des voiles en BA.

L'infrastructure du projet consiste en un radier général en béton armé qui assure les fonctions suivantes :

- Transmission des charges verticales au sol d'assise de la structure.
- Limitation des tassements différentiels.
- Encastrement de la structure dans le sol.

Notre étude satisfait aux exigences réglementaires suivantes :

- Conformément au règlement technique de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé, selon la méthode des états limites (**BAEL 91 révisées en 99**).
- Conformément au règlement de conception et de calcul des structures en béton armé (**CBA93**).
- Conformément au règlement parasismique (**RPA 99 version 2003**).

II.2.1. Caractéristiques géométriques du bâtiment :

		Hauteur (m)	Longueur (m)	Largeur (m)	Usage
Dimension en élévation	RDC	4.08			Dépôts
	1 ^{er} étage	4.08			Commerce
	Du 2 ^{ème} étage au 12 ^{ème} étage	3.06			Habitation
	H - Total	48.54			
Dimensions en plan	Lx		25.55		
	Ly			14.85	

Tableau 2-1 : Caractéristiques géométriques du bâtiment

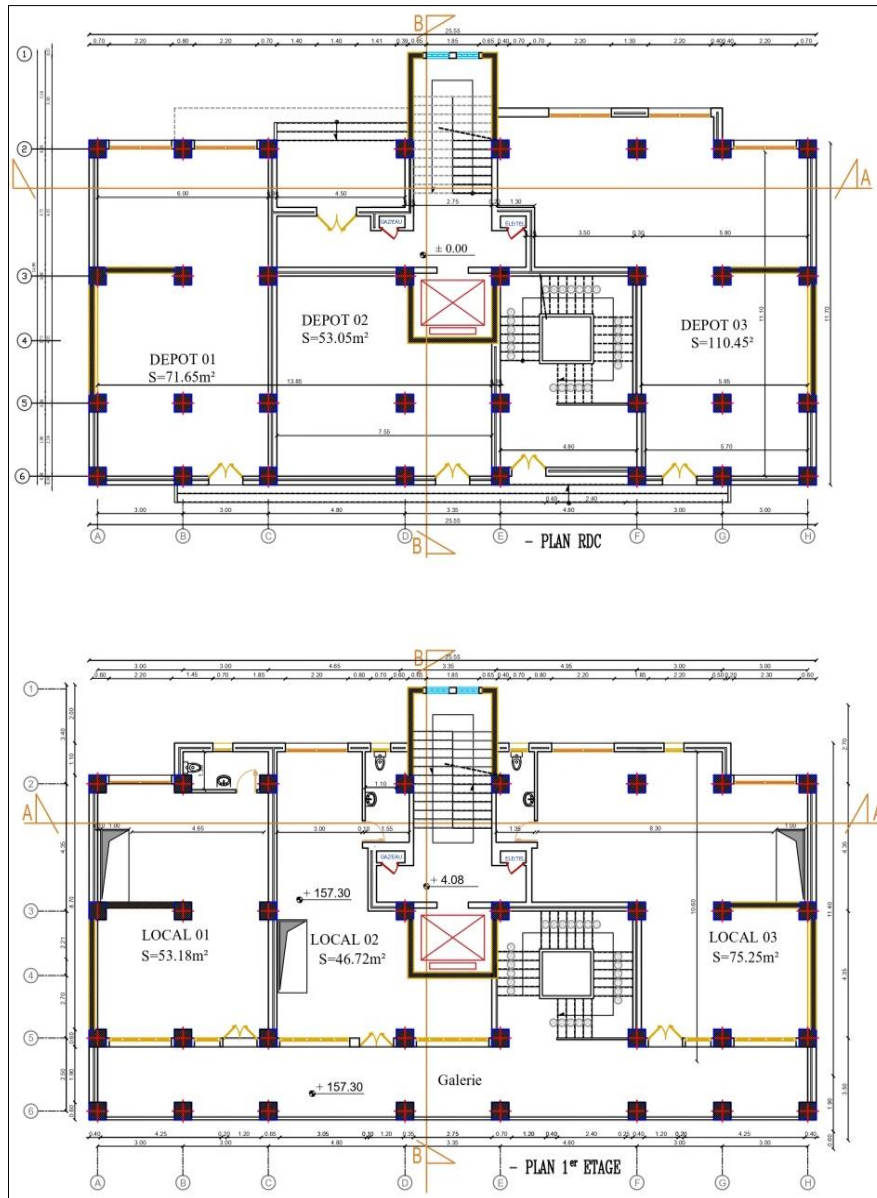


Figure 2.1a : Vues en plan (plan RDC et plan 1er étage)

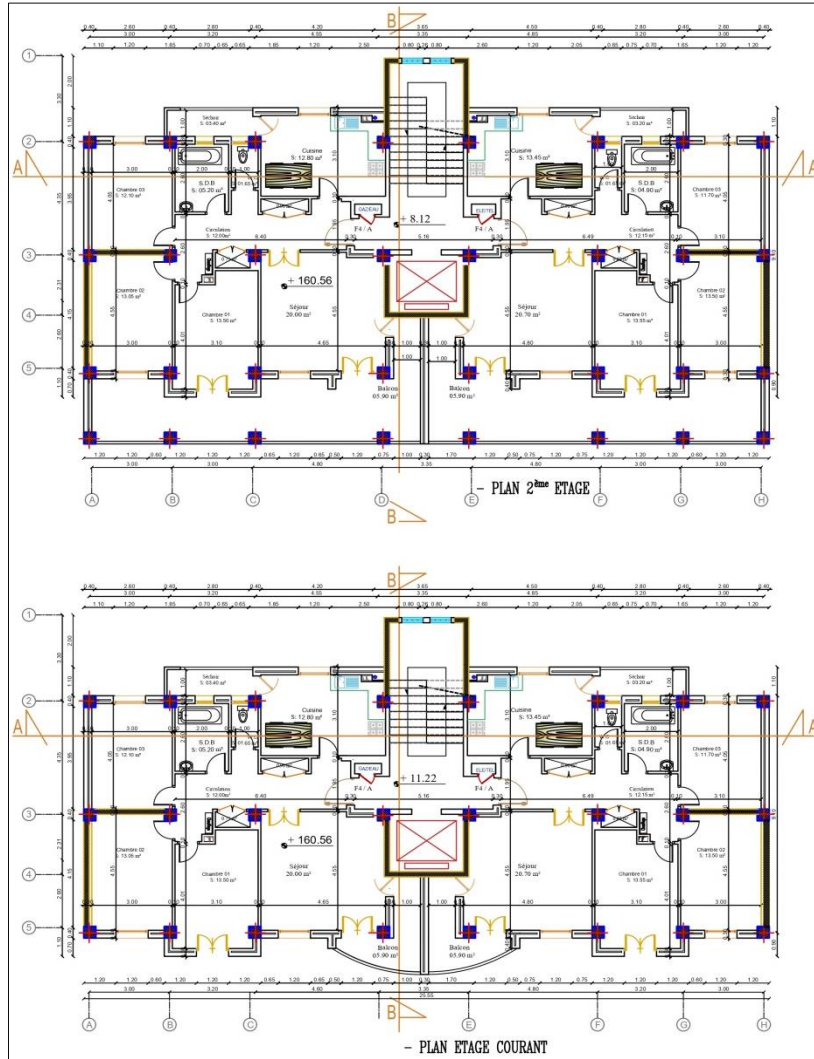


Figure 2.1b : Vues en plan (plan 2ème étage et plan étage courant)



Figure 2.1c : Vues en plan (façade principale ; façade postérieure ; Coupe A-A et coupe B-B)

II.2.2. Données du site :

			Raideurs K		
	q_c ou $\overline{\sigma}_{sol}$		K_V ou K_S	K_X	K_Y
Nature de sol	<i>bar</i>	KN/m^2	$KN/m^2/m$	$KN/m^2/m$	$KN/m^2/m$
<i>Rocheux</i>	4,7	470	56400,00	5640,00	5640,00
<i>Ferme</i>	2,5	250	30000,00	3000,00	3000,00
<i>Meuble</i>	1,3	130	15600,00	1560,00	1560,00

Tableau 2-2 : Valeurs des raideurs (K) du sol

Principe de calcul :

$$K_V = K_S = 40 * SF * q_c$$

$q_c = q_{ELS}$ -----> $K_S = 40 * 3 * q_c$ (avec q_c est la contrainte admissible du sol)

II.2. Les hypothèses de calcul

Les hypothèses de calcul reposent sur la notion d'états limites. Il existe deux types d'états limites à considérer :

A) Les états limites ultimes (E.L.U) : Ces états limites correspondent aux limites suivantes :

- L'équilibre statique,
- La résistance des matériaux (béton et acier),
- La stabilité de forme (flambement).

B) Les états limites de service (E.L.S) : Ces états limites correspondent aux limites suivantes :

- La compression du béton,
- L'ouverture des fissures,
- Les déformations.

Les formules pour les états limites sont les suivantes :

- État limite ultime (E.L.U) = $1.35 * G + 1.5 * Q$

État limite de service (E.L.S) = $G + Q$ Où :

G : représente la charge permanente et Q : représente la charge d'exploitation.

II.3. Méthodes de calcul

- Règles BAEL 91 v 99 et CBA 93.
- Règles parasismiques algérienne RPA 99 V 2003.
- Le calcul des forces sismique se fait par la méthode dynamique modale spectrale.

II.4. Les combinaisons d'action

Les combinaisons d'actions sont des ensembles d'actions qui doivent être prises en compte simultanément, et elles représentent une étape indispensable dans la détermination des sollicitations revenant aux éléments.

Les combinaisons d'actions à prendre en considération sont les suivantes :

1. Combinaison de RPA99/V2003 :

ELA : $G+Q+E$

$0.8G+E$

$G+Q+1.2E$

2. Combinaison du BAEL 91 :

ELU : $1.35G+1.5Q$

ELS : $G+Q$

II.5. Logiciel de calcul

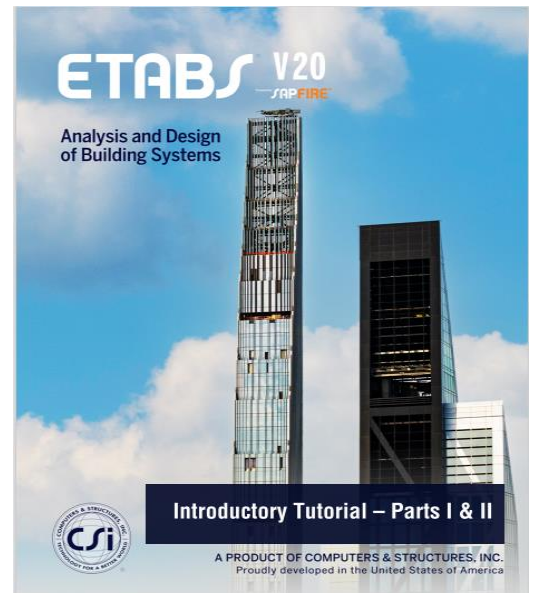
Dans le cadre de notre étude, nous avons opté pour la sélection du logiciel **ETABS** version **20.0.0**, en raison de sa capacité remarquable en termes de modélisation et d'analyse des résultats. **ETABS** se distingue par sa puissance considérable et sa précision élevée, ce qui confère aux ingénieurs en structure un ensemble d'outils inégalé. Ce logiciel permet la conception de bâtiments, qu'ils soient de simples structures à un étage ou des gratte-ciel commerciaux parmi les plus élevés.

II.5.1. Présentation du logiciel ETABS

ETABS, acronyme de "Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems", est un logiciel développé par la compagnie "Computers and Structures Inc." basée à Berkeley, en Californie, aux États-Unis. Sa première version remonte à 1984, et depuis lors, il a subi plusieurs améliorations. La version considérée dans cette présentation est ETABS Nonlinear 9.7.0, publiée en 2010.

ETABS est spécialement conçu pour la conception et l'analyse des structures des ouvrages de génie civil de la catégorie bâtiments. Il offre la possibilité de modéliser des structures en béton armé, en acier ou tout autre matériau choisi par l'utilisateur.

Les premières versions d'ETABS utilisaient des techniques d'analyse de structures et de dimensionnement conformes aux règlements américains tels que l'UBC (Uniform Building Code) et l'ACI (American Concrete Institute). Cependant, les versions récentes, notamment la version 20.0.0 utilisée dans notre étude, ont apporté des améliorations significatives.



Ainsi, ETABS est un logiciel puissant et polyvalent, offrant une large gamme de fonctionnalités pour la modélisation, la conception et l'analyse des structures de bâtiments, en prenant en compte les différents règlements internationaux applicables.

II.6. Caractéristiques des matériaux

Le matériau employé dans notre projet est le béton armé, dont la résistance du béton à la compression à l'âge de 28 jours est de 25 MPa.

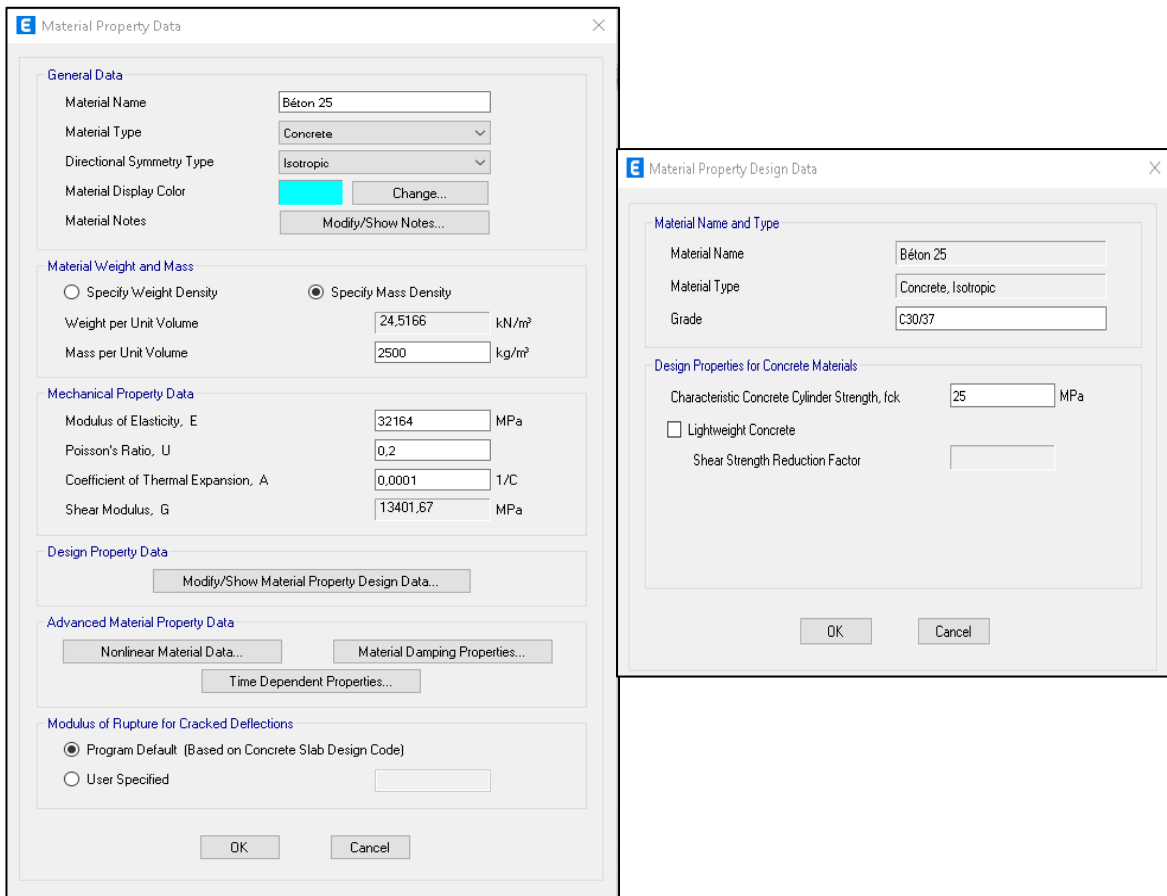


Figure 2.2 : Caractéristiques du béton utilisé dans l'étude

II.7. Spectre de réponse de calcul

1- Site Rocheux :

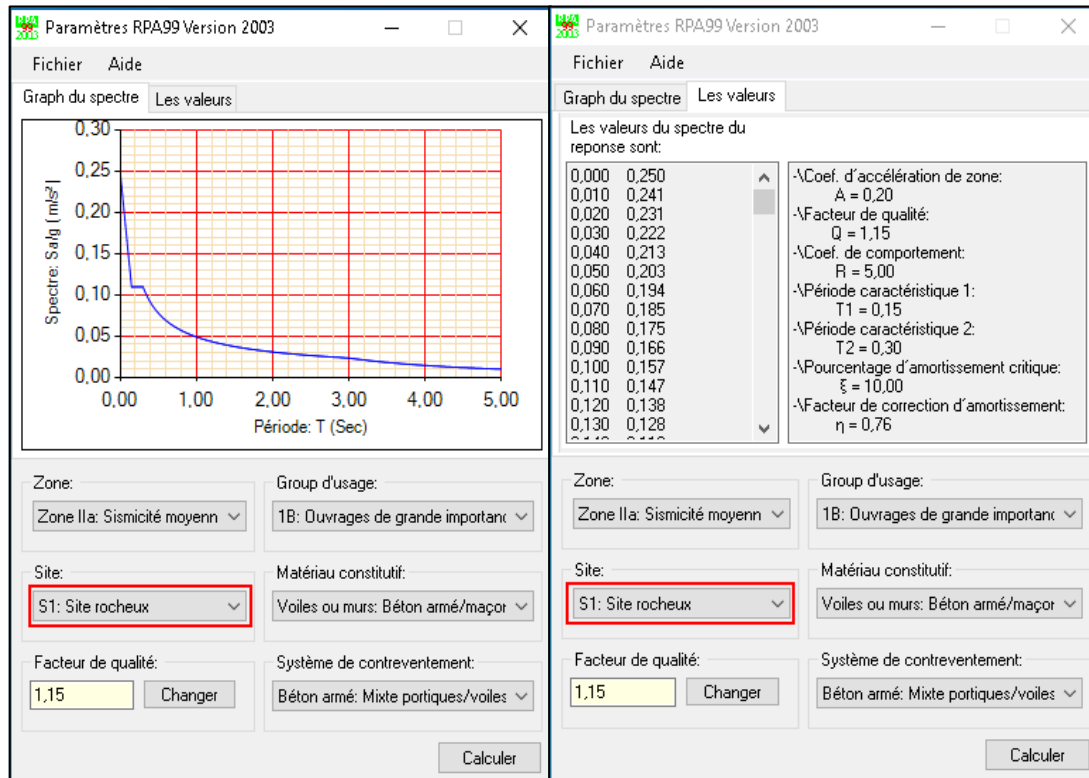


Figure 2.3a : Spectre de réponse (site rocheux)

2- Site Ferme :

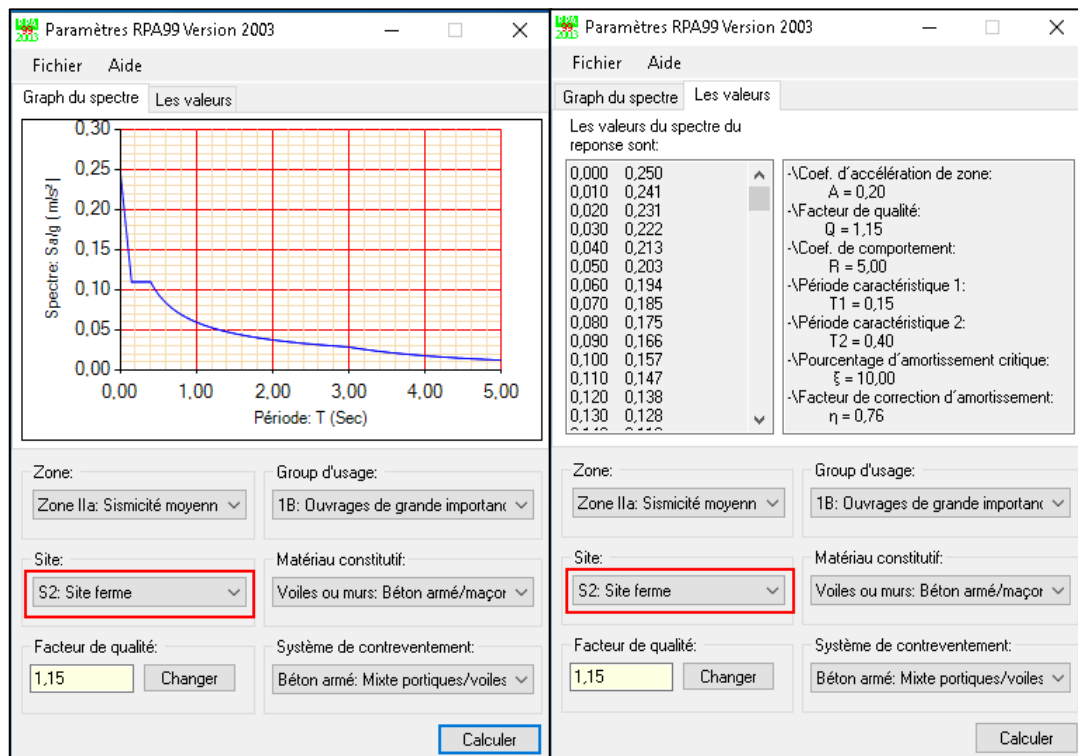


Figure 2.3b : Spectre de réponse (site ferme)

3- Site Meuble :

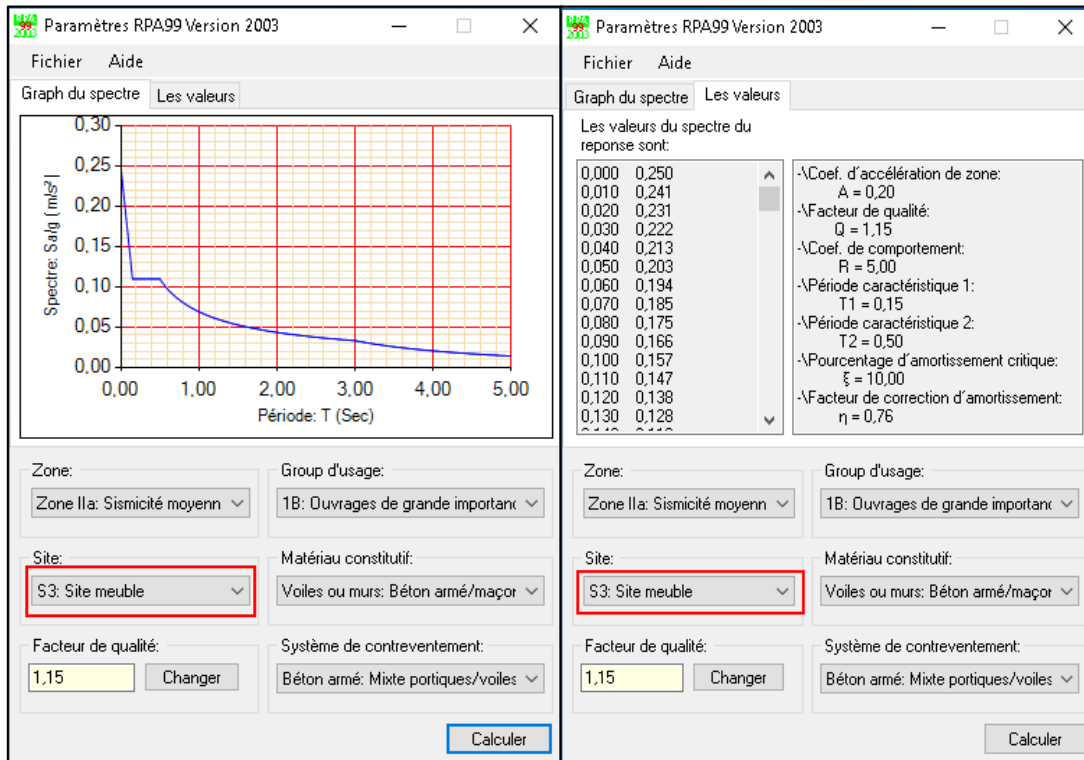


Figure 2.3c : Spectre de réponse (site meuble)

II.8. Charges et sur charges

Selon le DTR 2.2. [DTR. 1988]

II.8.1. Plancher terrasse inaccessible en corps creux :

Matériaux	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)
Forme de pente (10cm)	2,20	
Étanchéité multicouches (36s) 2cm	0,12	
Gravillon pour protection de l'étanchéité (5cm)	1,00	
Isolation thermique (polystyrène)	0,10	
Plancher nervurer à poutrelles coulées sur place avec entrevous (corps creux) en béton, entre axe 60 cm, montage avec table de compression. 16+4	2,85	
Enduit au mortier de liant hydraulique (2cm)	0,36	
Somme Total	6,63	1,00

Tableau 2-3a : Charges (G) et charges (Q) (plancher terrasse inaccessible)

II.8.2. Plancher étage courant en corps creux

Matériaux	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	
		Commerce	Habitation
Carrelages scellés, y compris la couche de mortier de pose de 2 cm	2,20		
Lit de sable (2 cm)	0,12		
Enduit au mortier de liant hydraulique (2 cm)	1,00		
Cloison intérieures (10 cm)	0,10		
Plancher nervuré à poutrelles coulées sur place avec entrevous (corps creux) en béton, entre axe 60 cm, montage avec table de compression. 16+4	2,85		
Somme Total	5,07	5,00	1,50
Escalier			
Paillasse en BA	6,76	2,50	2,50
Palier de repos / arrivée	4,79	2,50	2,50

Tableau 2-3b : Charges (G) et charges (Q) (plancher étage courant)

II.9. Prédimensionnement

II.9.1. Poutres :

• II.9.1.1. Poutres principales :

- D'après le règlement BAEL 91 : $h = (1/12 ; 1/10)L_{max}$ on a : $L_{max} = 480$ cm

$$\frac{L}{12} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 40,00 \leq h \leq 48,00 \text{ Nous optons pour la valeur : } \mathbf{h = 40} \text{ cm}$$

$$\frac{h}{3} \leq b \leq \frac{h}{2} \Rightarrow 13,33 \leq h \leq 20,00 \text{ Nous optons pour la valeur : } \mathbf{b = 30} \text{ cm}$$

- D'après le règlement RPA 99 : ($h \geq 30$ cm ; $b \geq 20$ cm) et $h/b \leq 4$

$$h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 40 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ vérifié}$$

$$b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ vérifié}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow 1,33 < 4 \dots \dots \dots \text{ vérifié}$$

• II.9.1.2. Poutres secondaires :

- D'après le règlement BAEL 91 : $h = (1/12 ; 1/10)L_{max}$ on a : $L_{max} = 435$ cm

$$\frac{L}{12} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 36,25 \leq h \leq 43,50 \text{ Nous optons pour la valeur : } \mathbf{h = 40} \text{ cm}$$

$$\frac{h}{3} \leq b \leq \frac{h}{2} \Rightarrow 13,33 \leq h \leq 20,00 \text{ Nous optons pour la valeur : } \mathbf{b = 30} \text{ cm}$$

- D'après le règlement RPA 99 : ($h \geq 30$ cm ; $b \geq 20$ cm) et $h/b \leq 4$

$$h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 40 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ vérifié}$$

$$b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ vérifié}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow 1,33 < 4 \dots \dots \dots \text{ vérifié}$$

II.9.2. Poteaux :

- D'après le règlement RPA 99 Art 7.4.1 : $\min(b_1 ; h_1) \geq 25$ cm en zone I et II

Et $1/4 < b_1/h_1 < 4$

$b_1 = h_1 = 40$ cm (dernier 3 niveaux) > 25 cm vérifié

$b_1 = h_1 = 60$ cm (premier 3 niveaux) > 25 cm vérifié

$\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4 \Rightarrow 0,25 < 1 < 4$ vérifié

II.9.3. Voile :

- D'après le règlement RPA 99 Art 7.7.1 : $L \geq 4e$; $e \geq \max(15\text{cm} ; h_e/25 ; h_e/22 ; h_e/20)$

Avec : L : porté du voile et

e : épaisseur du voile

h_e : la hauteur libre d'étage

dans notre cas : $h_e = 4.08 - 0.4 = 3.68$ m (RDC + 1^{er}) et $h_e = 3.06 - 0.4 = 2.66$ m (étages courants)

$e \geq \max(15\text{cm} ; 14.72 ; 16.72 ; 18.40)$ (RDC + 1^{er}) ----- On adopte : **a = 20 cm**

$e \geq \max(15\text{cm} ; 10.64 ; 12.10 ; 13.30)$ (étages courants) ----- On adopte : **a = 20 cm**

II.9.4. Plancher :

- D'après le règlement BAEL 91, Art B6.8.4.2.4 : $\frac{h_t}{L_{max}} \geq \frac{1}{22,5} \Leftrightarrow h_t \geq \frac{L_{max}}{22,5}$

Avec : h_t : hauteur totale (corps creux + dalle de compression)

L_{max} : La plus grande portée de la poutre entre nu d'appui $L_{max} = 395$ cm

$h_t \geq \frac{395}{22,5} \Rightarrow h_t \geq 17,55$ cm

$\frac{h_t}{L_{max}} \geq \frac{M_t}{20M_0}$ avec : M_0 : moment isostatique et M_t : moment max en travée

$M_t = 0,85M_0 \Rightarrow h_t \geq L_{max} \cdot \frac{0,85}{20} \Rightarrow h_t \geq 16,57$ cm donc en prend $h = 20$ cm (16+4)

Condition de la flèche	Condition de résistance	Condition de déformabilité
$\frac{L_{max}}{50} \leq H_1 \leq \frac{L_{max}}{40}$	$\frac{L_x}{L_y} > 0,4$	$\frac{H_2}{L_x} \geq \frac{M_t}{20.M_0}$
8,30 ≤ H₁ ≤ 10,37	$\frac{440}{395} = 1,11 > 0,4$	$H_2^{rive} = 16,78$ et $H_2^{intm} = 14,81$
Condition vérifié	Condition vérifié	Condition vérifié

Tableau 2-4 : Directives à suivre des planchers

II.10. Modélisation sur ETABS

II.10.1. Choix des unités et matériaux

Dans notre étude, nous sélectionnons soigneusement les unités appropriées, en optant pour les kilonewtons pour les forces et les mètres pour les dimensions, et pour les matériaux ; Nous avons déjà abordé les propriétés des matériaux précédemment (figure 2.2)

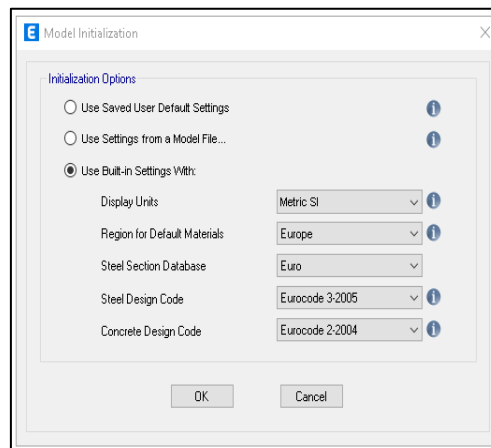


Figure 2.4a : Choix des unités et matériaux

II.10.2. Définition des sections des éléments structuraux

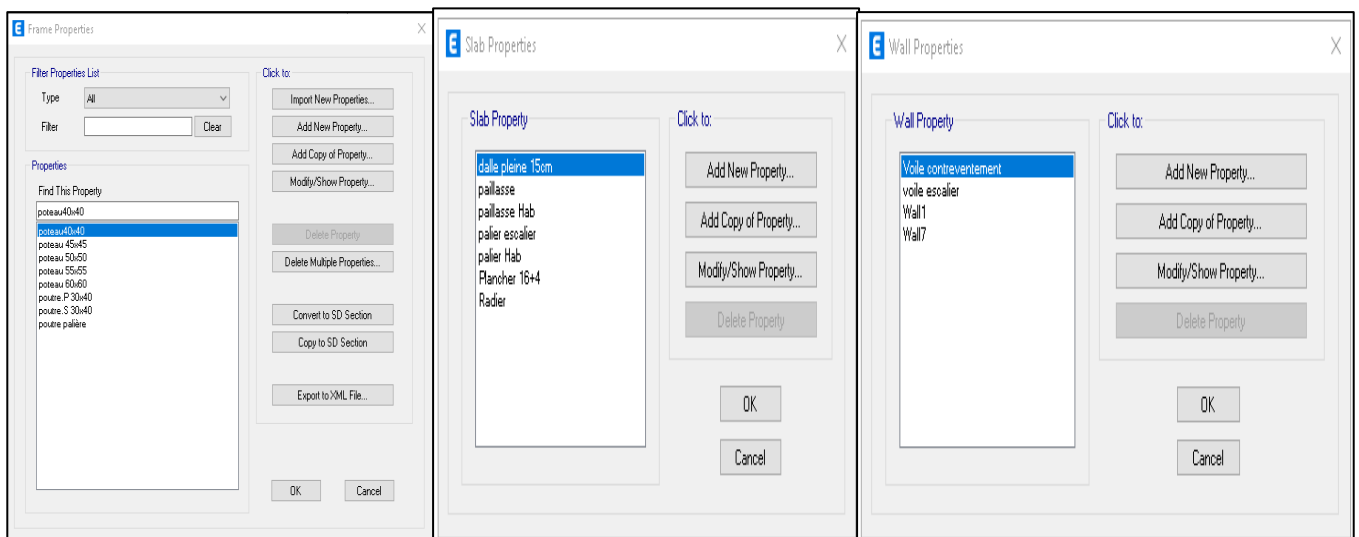


Figure 2.4b : Sections des éléments structuraux

II.10.2.1. Récapitulatif des dimensions des éléments structuraux

	Niveau	Section Poteau (Cm ²)	Section poutre Cm ²		Plancher (Cm)	Dalle pleine (Cm)	Escalier (Cm)	Voile
			P. Principale	P. Secondaire			Paillasse / Palier	
Commerce	4,08	60x60	30x40	30x40	16+4	15.00	15.00	20.00
	8,16	60x60	30x40	30x40	16+4	15.00	15.00	20.00
Habitation	11,22	60x60	30x40	30x40	16+4	15.00	15.00	20.00
	14,28	55x55	30x40	30x40	16+4	15.00	15.00	20.00
	17,34	55x55	30x40	30x40	16+4	15.00	15.00	20.00
	20,40	55x55	30x40	30x40	16+4	15.00	15.00	20.00
	23,46	50x50	30x40	30x40	16+4	15.00	15.00	20.00
	26,52	50x50	30x40	30x40	16+4	15.00	15.00	20.00
	29,58	50x50	30x40	30x40	16+4	15.00	15.00	20.00
	32,64	45x45	30x40	30x40	16+4	15.00	15.00	20.00
	35,70	45x45	30x40	30x40	16+4	15.00	15.00	20.00
	38,76	45x45	30x40	30x40	16+4	15.00	15.00	20.00
	41,82	40x40	30x40	30x40	16+4	15.00	15.00	20.00
44,88	40x40	30x40	30x40	16+4	15.00	15.00	20.00	
Terrasse inaccessible	48,54	40x40	30x40	30x40	16+4	15.00	15.00	20.00

Tableau 2-5 : Dimensions des éléments structuraux

II.10.3. Définition de type de charge et le spectre de réponse :

Les charges permanentes sont désignées par l'abréviation "G", tandis que l'abréviation "Q" est utilisée pour les charges d'exploitation.

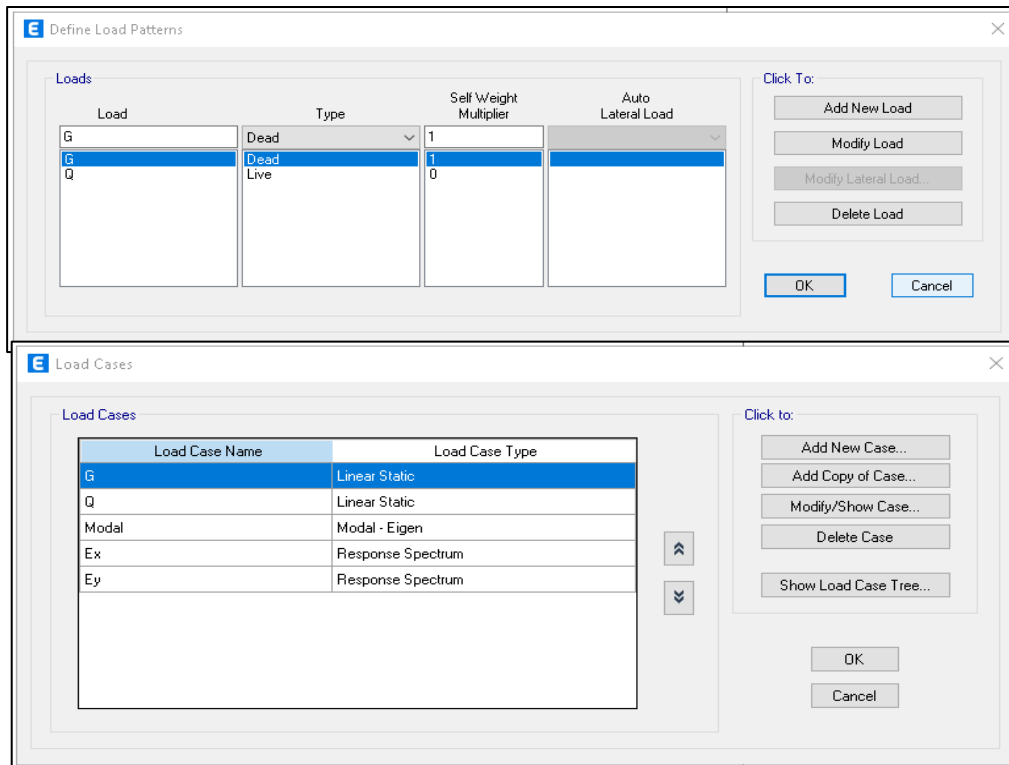


Figure 2.4c : Types des charges

Dans notre étude, nous avons pris en compte les données et les conditions du règlement parasismique algérien, connu sous le nom de RPA 2003, pour établir le spectre de réponse. Nous l'avons aussi nommé par le même nom : RPA2003.

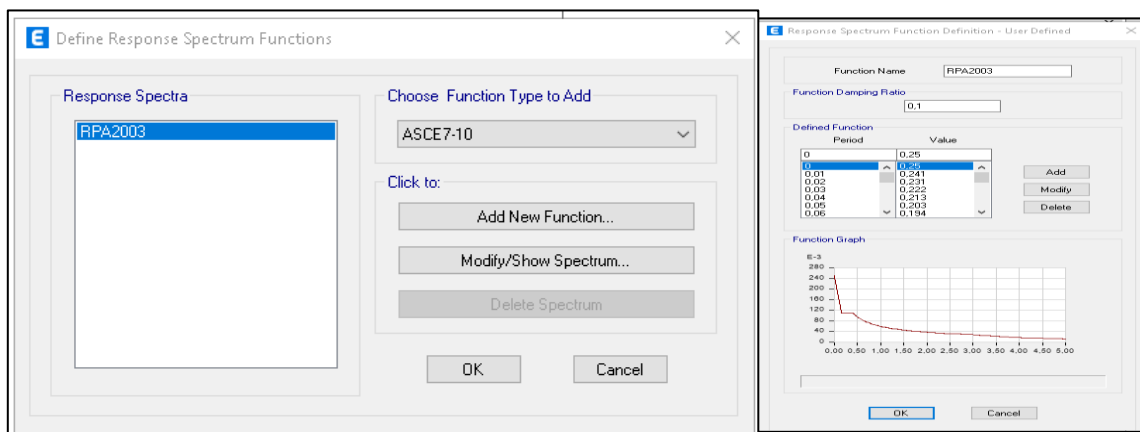


Figure 2.4d : Spectre de réponse

II.10.4. définition des combinaisons

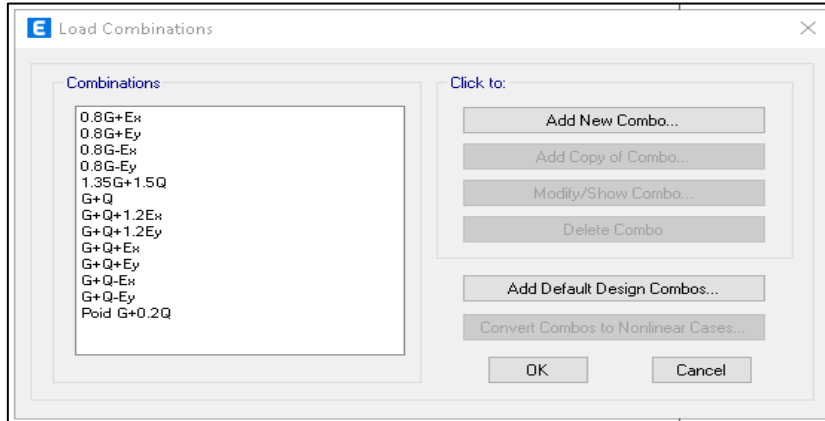


Figure 2.4e : Les combinaisons d'action

II.10.5. affectations des charges et surcharges et désignation de types des semelles

Dans le cadre du premier modèle, nous procéderons à la distribution des charges et surcharges préalablement calculées sur les planchers, les dalles pleines et éventuellement sur quelques poutres (comme la charge des murs extérieurs). Le poids propre de tous les éléments sera automatiquement calculé par le programme. En ce qui concerne les fondations, nous nous baserons sur des fondations isolées de type appuis encastrement, conformément au modèle de référence.

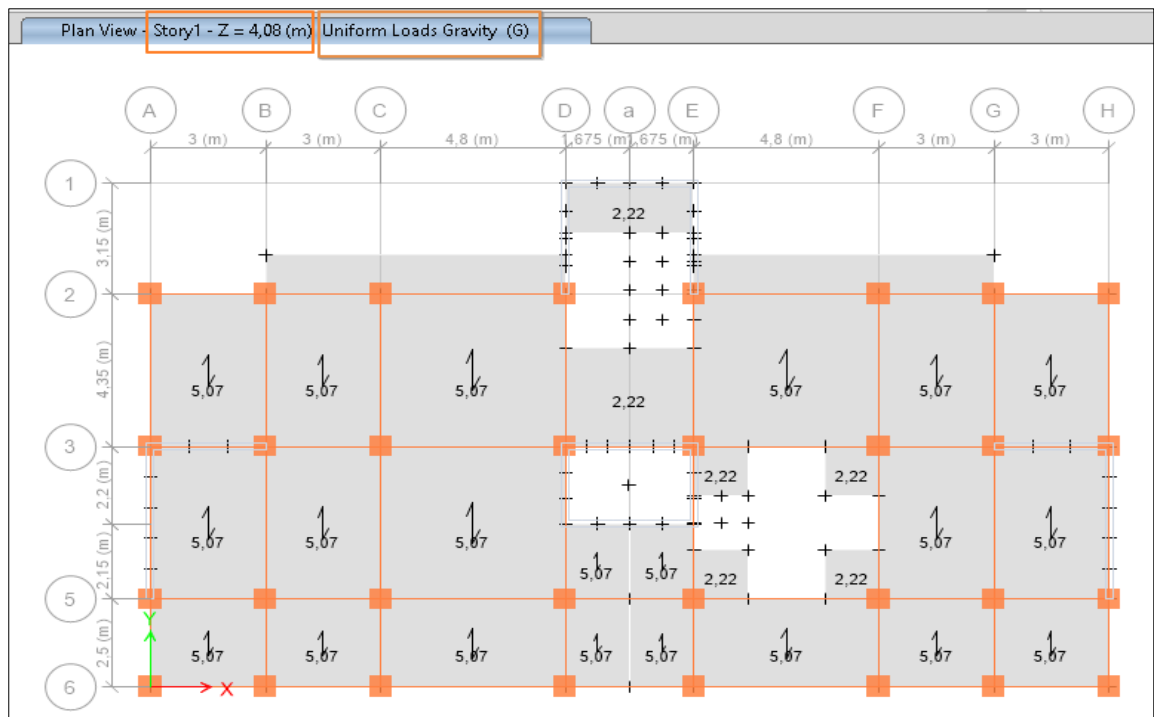


Figure 2.5a : Valeurs des charges permanentes (G) niveau 4.08m (commerce)

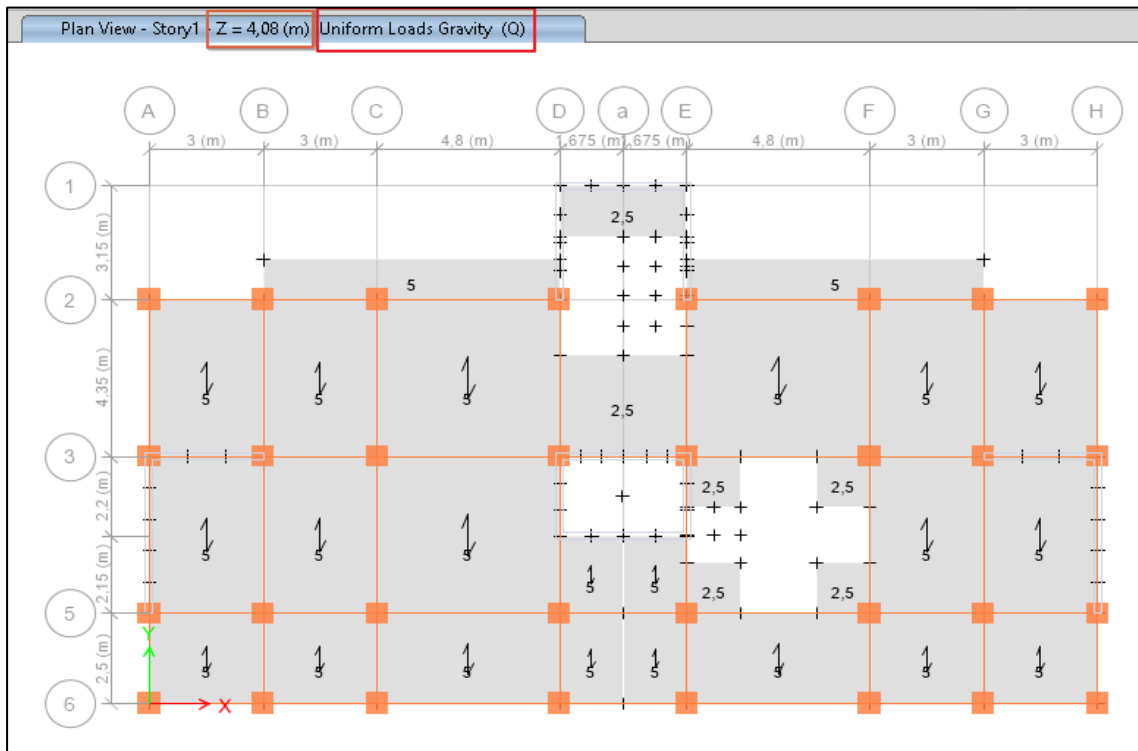


Figure 2.5b : valeurs des charges d'exploitations (Q) niveau 4.08m (commerce)

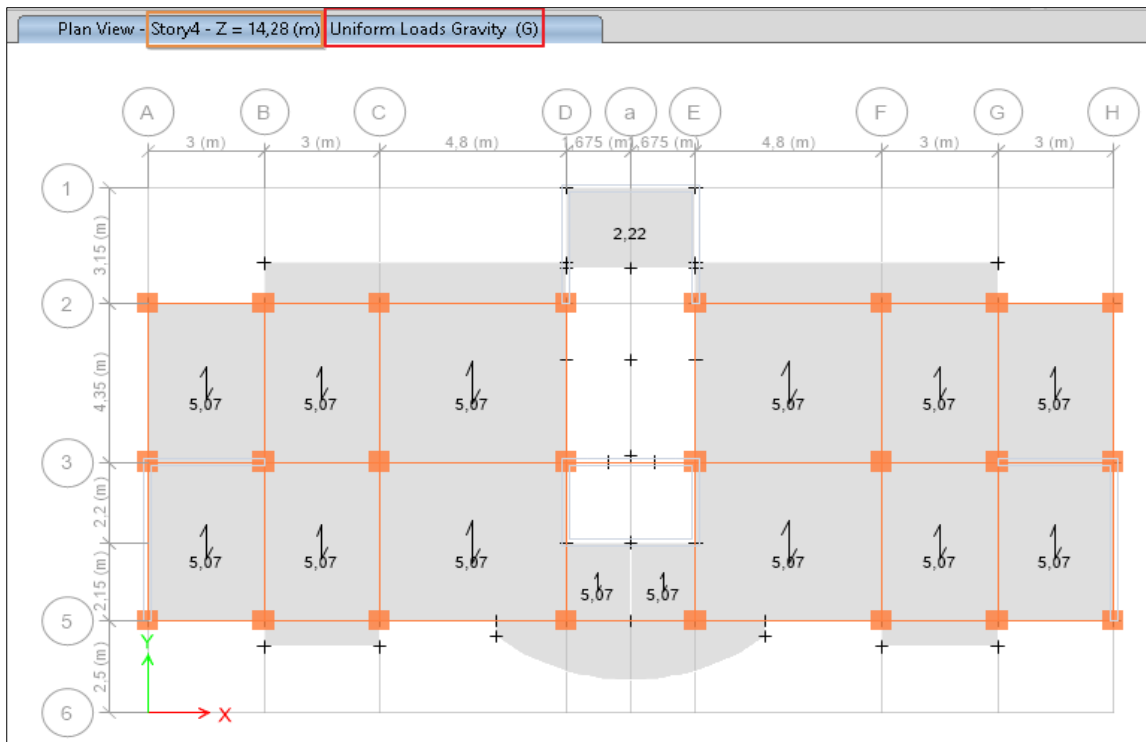


Figure 2.5c : valeurs des charges permanentes (G) niveau 14.28m (habitation)

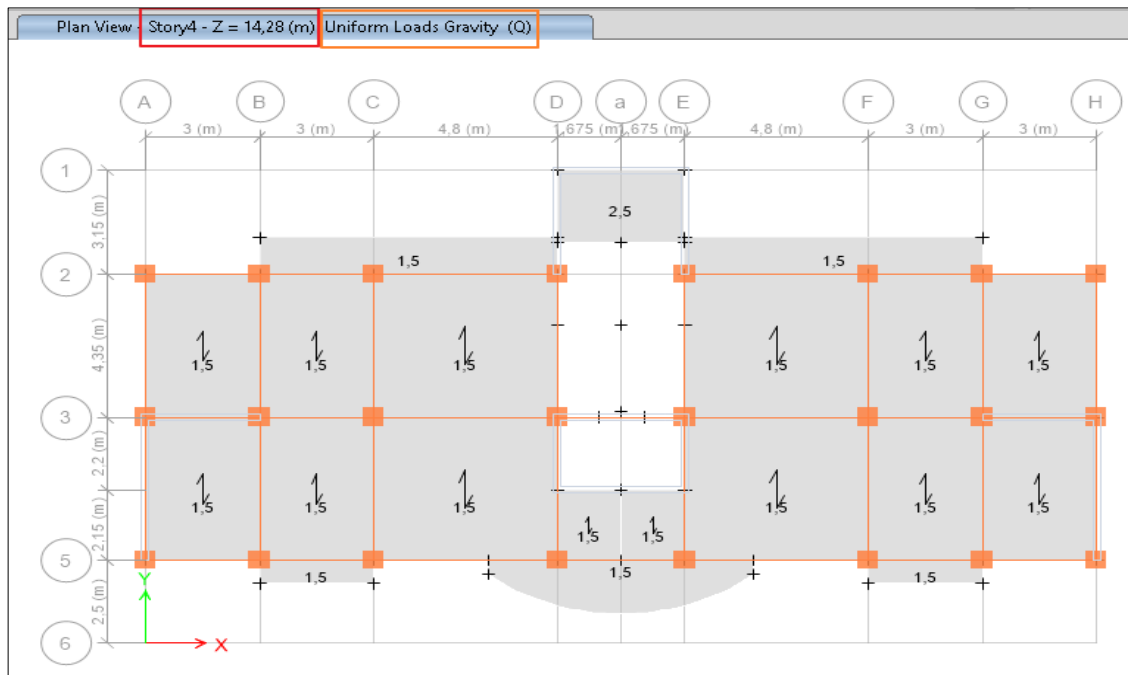


Figure 2.5d : valeurs des charges d'exploitations (Q) niveau 14.28m (habitation)

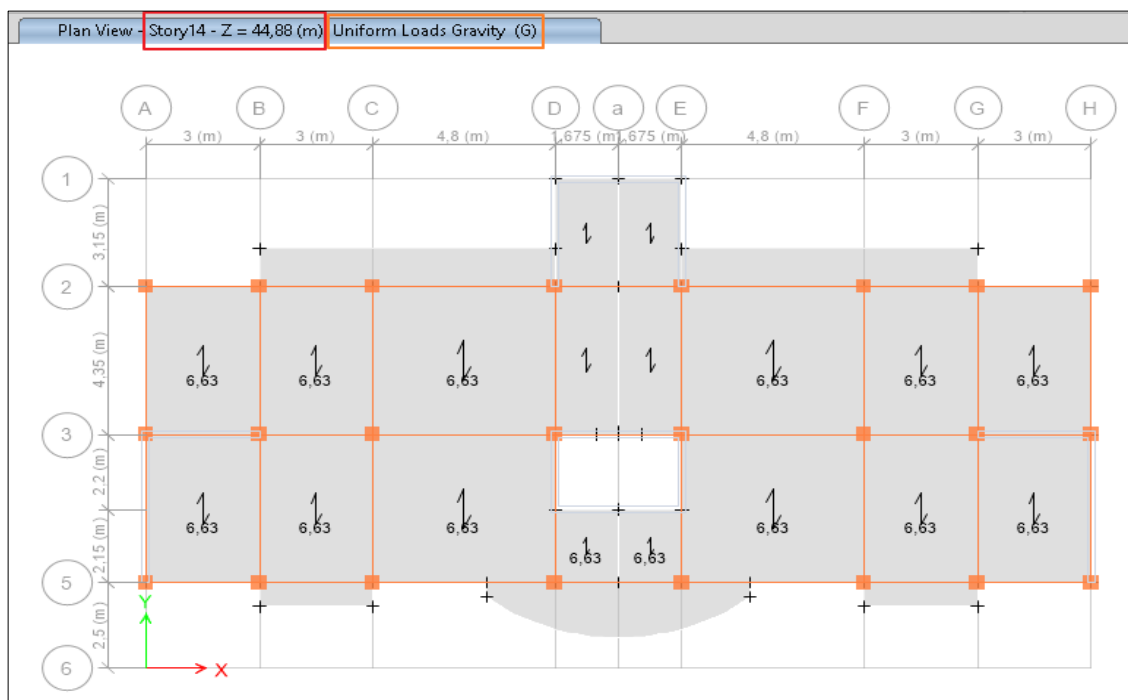


Figure 2.5e : valeurs des charges permanentes (G) niveau 44.88m (terrasse inaccessible)

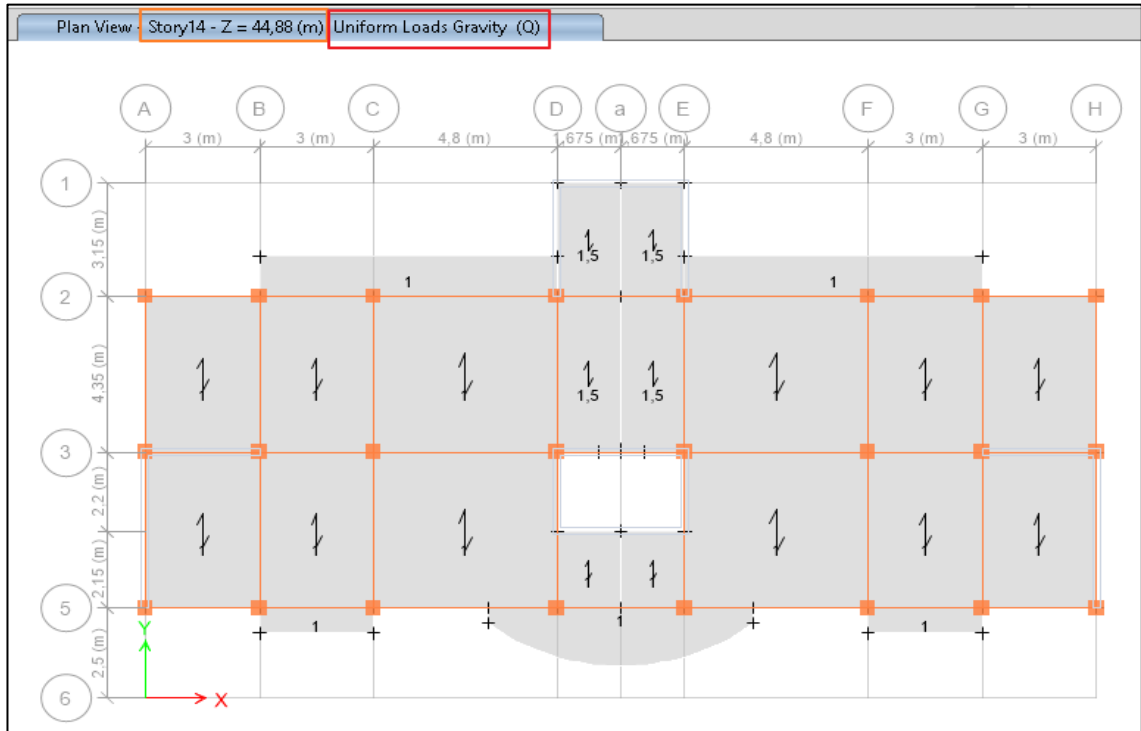


Figure 2.5f : valeurs des charges d’exploitations (Q) niveau 44.88m (terrasse inaccessible)

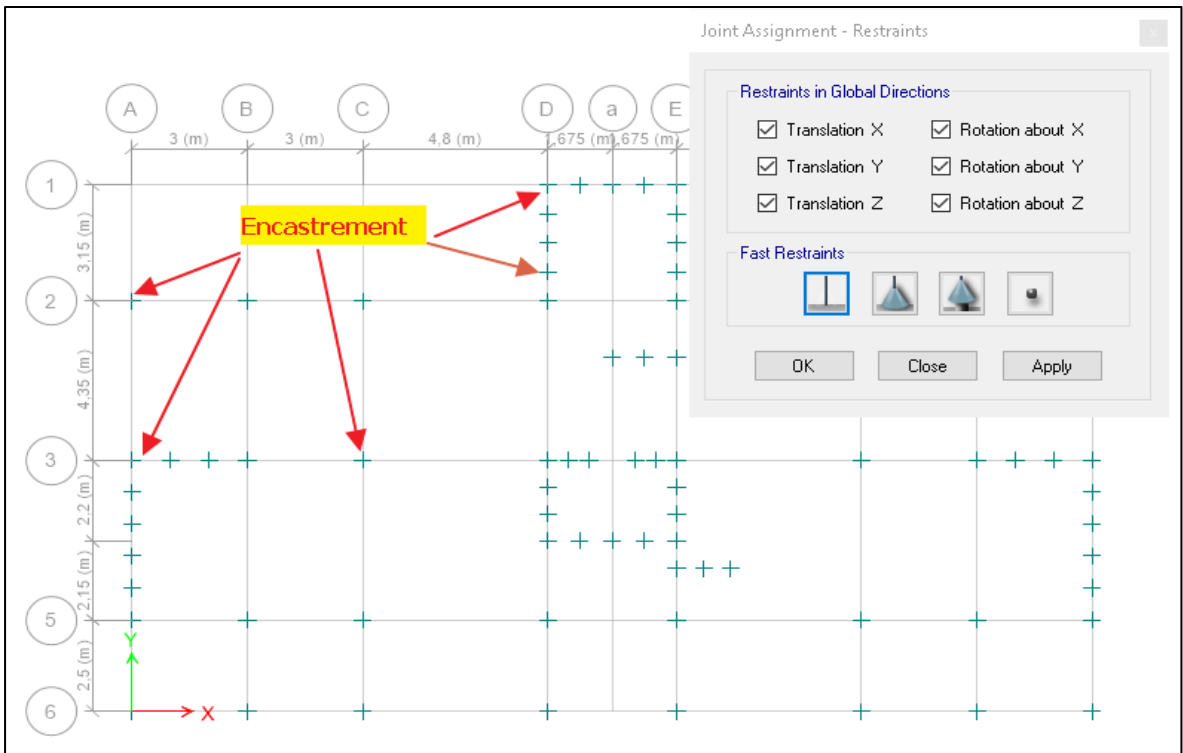



Figure 2.6 : système des appuis a la base (encastrement)

II.10.6. Vérification des erreurs de modélisation

Avant d'exécuter la commande d'analyse selon le programme, il est nécessaire de procéder à une vérification afin de s'assurer de l'absence d'erreurs dans la modélisation de la structure ou dans les données, en utilisant la commande : **Analyse -> Check Model**

Si aucun message d'erreur n'est affiché, nous pourrions procéder à l'initiation de l'analyse à partir de l'icône : 

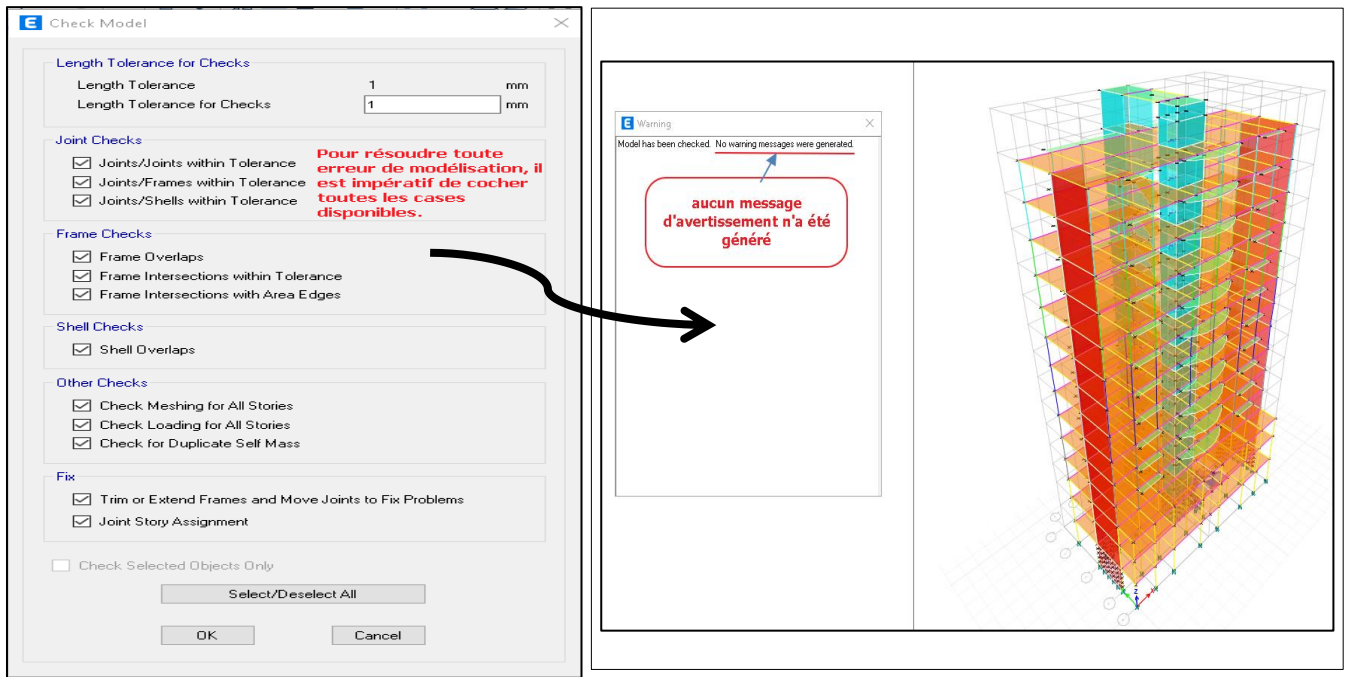


Figure 2.7 : Vérification des erreurs de modélisation avant de lancement de l'analyse

Après l'apparition du message confirmant qu'il n'y a pas d'erreur, nous pouvons maintenant lancer l'analyse avec l'icône que nous avons indiquée dans le paragraphe précédent.

Une fois que le programme a achevé les calculs et les analyses, il nous fournira une corrélation concernant la configuration de la structure qui a subi une déformation due à l'impact des charges permanentes (G). Il enregistrera également dans le coin inférieur gauche les valeurs maximale et minimale du déplacement dans n'importe quelle direction. À partir de là, nous examinerons la cohérence de nos données en fonction de la magnitude de ces déplacements. Nous pourrions ainsi visualiser tous les résultats et tableaux nécessaires pour notre étude.

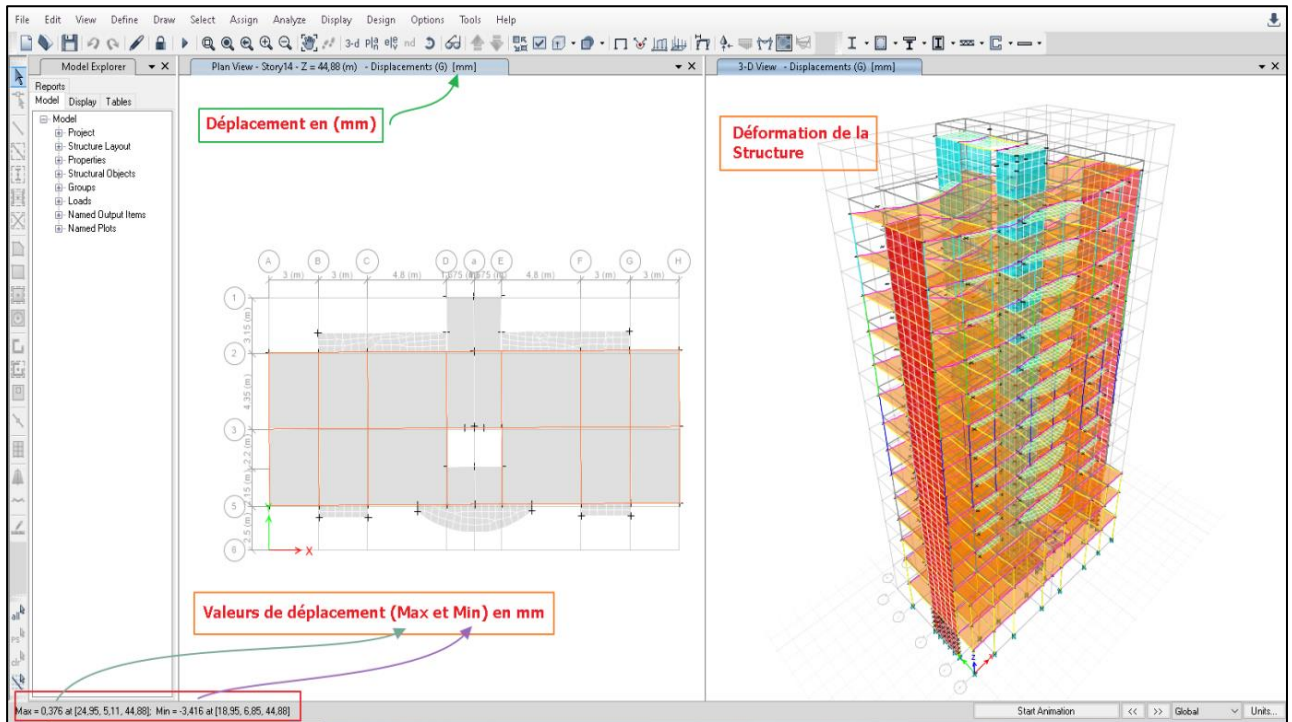


Figure 2.8 : La première fenêtre après le processus d'analyse

II.11. Évaluation dimensionnelle et résistancielle des poteaux par descente des charges

Dans le cadre de notre recherche, nous procéderons à la sélection de trois poteaux les plus sollicités situés au rez-de-chaussée d'une structure donnée : un poteau d'angle, un poteau de rive et un poteau central, à partir des résultats de logiciel ETABS, nous analyserons les charges maximales appliquées à ces poteaux afin d'évaluer leur capacité de résistance et de vérifier si les dimensions initialement choisies sont adéquates.

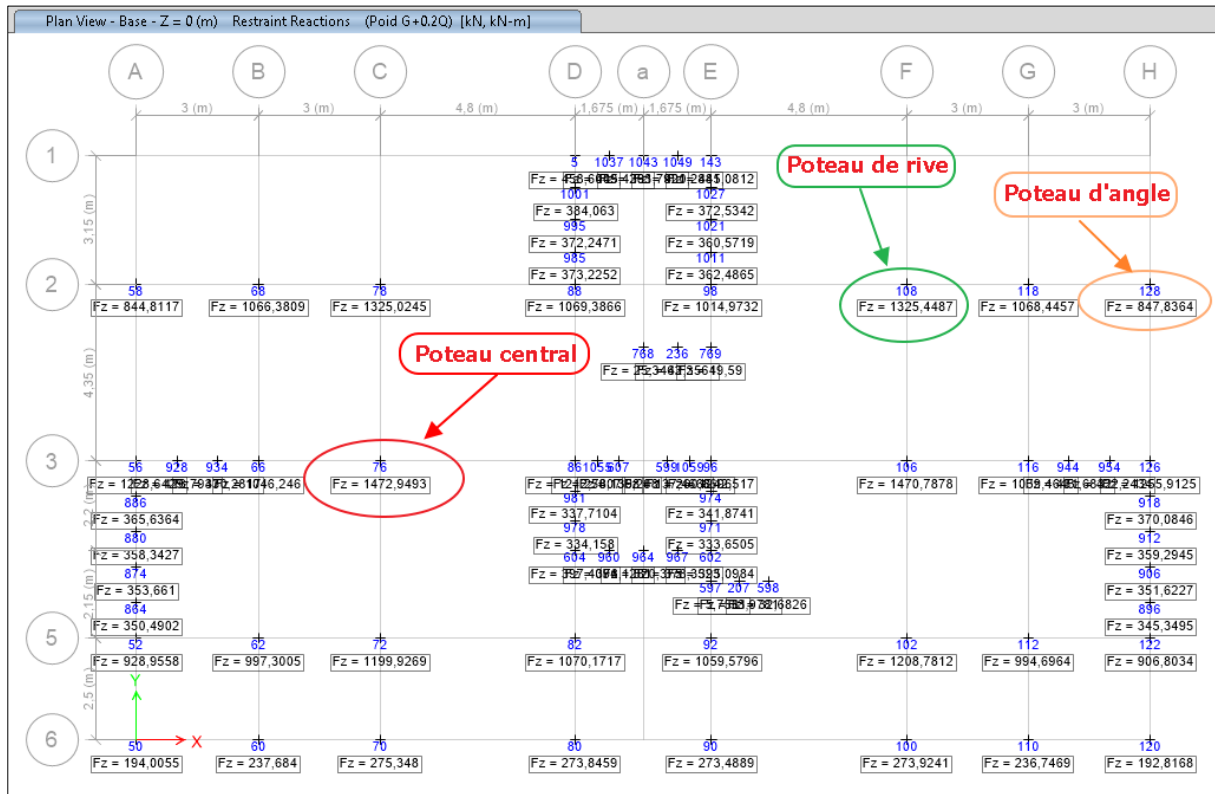


Figure 2.9 : Restreinte Réactions des poteaux a la base

- D'après le règlement CBA 93, (Art B.8.4.1) : $N_u \leq N_{ulim} = \alpha \left[\frac{B_r * f_{c28}}{0,9 * \gamma_b} + A * \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$

N_u : l'effort normal agissant ultime d'un poteau.

A : la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

B_r : la section réduite du poteau obtenu en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie. $B_r = (b-2cm)(h-2cm)$

$\gamma_b = 1,5$ et $\gamma_s = 1,15$

α : coefficient fonction de l'élançement mécanique λ qui prend les valeurs :

$$\alpha = \frac{0,85}{1+0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \text{ pour } \lambda \leq 50 \quad \text{et} \quad \alpha = 0,60 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \text{ pour } 5 < \lambda \leq 70$$

$$\lambda = \sqrt{12} \frac{L_f}{b}; L_f = 0,7L_0 \text{ avec } L_f = 2,80 \text{ m} \Rightarrow \alpha = 0,814$$

Dans notre cas : $L_f =$

$$A = \max (A_{min}^{BAEL}; A_{min}^{RPA})$$

$$A_{min}^{BAEL} = \max (4 \text{ cm}^2; 0,2\%B) \Rightarrow A_{min}^{BAEL} = \max (40 \text{ mm}^2; \frac{0,2 \cdot 36 \cdot 10^4}{100})$$

$$\Rightarrow A_{min}^{BAEL} = \max (40 \text{ mm}^2; 720 \text{ mm}^2)$$

$$A_{min}^{RPA} = 0,8\%B \text{ (zone II)} \Rightarrow A_{min}^{RPA} = 0,008 * 36 * 10^4 = 2880 \text{ mm}^2$$

$$A = \max (720 \text{ mm}^2; 2880 \text{ mm}^2)$$

$$B_r = (h-2)(b-2) = (60-2)(60-2) = 3364 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } N_{ulim} = 0,814 \left[\frac{33,64 \cdot 10^4 \cdot 25}{0,9 \cdot 1,5} + 2880 * \frac{400}{1,15} \right] = 7231,37 \text{ KN}$$

- Poteau d'angle (2-H) : $N_u = 847,83\text{KN} < N_{ulim} = 7231.37\text{ KN}$ (vérifié)
- Poteau de rive (2-F) : $N_u = 1325,45\text{KN} < N_{ulim} = 7231.37\text{ KN}$ (vérifié)
- Poteau central (3-C) : $N_u = 1472,95\text{KN} < N_{ulim} = 7231.37\text{ KN}$ (vérifié)

Vérification vis-à-vis du RPA 99 (Art : 7.4.3.4) :

$$V = \frac{N_d}{B_c f_{c25}} \leq 0,30 \quad \text{avec : } N_d = N_{ser} \quad (N_{ser} = 1717,25\text{ KN d'après résultat du ETABS})$$

où

$N_d = N_{ser}$: désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton ;

B_c : l'aire (section brute) de cette dernière

f_{cj} : la résistance caractéristique du béton

$$V = \frac{N_d}{B_c f_{c25}} \leq 0,30 \Rightarrow V = \frac{1717,25 \cdot 10^3}{600 \cdot 600 \cdot 25} = 0,19 < 0,30 \quad (\text{Vérifié})$$

II.12. Vérifications exigées par le RPA99 v2003

Avant de procéder au ferrailage des éléments constructifs de la structure ou d'entamer l'étape suivante, (qui est au cœur de notre recherche visant à analyser l'effet de débordement du radier au-delà des limites sur le comportement dynamique des éléments porteurs d'un bâtiment à grande hauteur en tenant compte de l'interaction sol-structure), il est impératif de s'assurer de la résistance de la structure face aux séismes. Par conséquent, il est nécessaire de vérifier les cinq plus importants critères imposés par le RPA.

NB : Prenons l'exemple des résultats obtenus à partir d'un sol rocheux, tandis que les autres types ont également satisfait à toutes les conditions.

- Le 1^{er} Critère : Vérification de l'article 4.3.4 RPA99 v 2003.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios							
Case	Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
		sec					
Modal	1	1,034	0,6242	0,0000264	0,6242	0,0000264	0,0258
Modal	2	0,945	0,0000244	0,6444	0,6243	0,6444	0,00001
Modal	3	0,678	0,0304	3,317E-06	0,6547	0,6444	0,6205
Modal	4	0,27	0,1705	5,355E-07	0,8252	0,6444	0,0156
Modal	5	0,23	0	0,1972	0,8252	0,8416	0,00001009
Modal	6	0,171	0,0168	2,536E-06	0,842	0,8416	0,1844
Modal	7	0,123	0,0709	1,061E-06	0,9129	0,8416	0,0096
Modal	8	0,102	9,684E-07	0,0783	0,9129	0,92	2,489E-06
Modal	9	0,079	0,0019	0	0,9148	0,92	0,0744
Modal	10	0,073	0,0366	2,995E-06	0,9513	0,92	0,00003023
Modal	11	0,061	3,839E-06	0,0344	0,9513	0,9544	0
Modal	12	0,05	0,0083	3,632E-06	0,9597	0,9544	0,0137

Tableau 2-6 : Périodes et participation modale

Vérifié

4.3.4. Nombre de modes à considérer

a) Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.

- ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

- Le 2^{ème} Critère : Vérification de l'article 4.3.6 RPA99 v 2003.

TABLE: Base Reactions					
Output Case	Case Type	Step Type	FX	FY	FZ
			kN	kN	kN
Ex	LinRespSpec	Max	1802,5181	6,6836	0
Ey	LinRespSpec	Max	6,6836	1976,9255	0
Poid G+0.2Q	Combination		0	0	41974,518

Tableau 2-6a : Valeurs de la force sismique à la base dans les deux directions

VERIFICATION EFFORTS TRANCHANTS

EX Max	1802,5181	6,6836	0	Dx	Dy	Tx	Ty
EY Max	6,6836	1976,9255	0	1,02	1,08	1,020	0,933
W	0	0	41974,518				
D	A	Q	W	R	Vmse	0.8Vmse	Vdyn
1,080	0,200	1,150	41 974,518	5,000	2 085,294	1 668,235	1976,925
							Vérifié

Tableau 2-6b : Vérification de la force sismique dynamique par la force sismique par la méthode statique équivalente

V_{dyn} >= 0,8 V_{MSE}

RPA99 V2003

4.3.6. Résultante des forces sismiques de calcul

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80 %** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée

- **Le 3^{ème} Critère : Vérification de l'article 5.10 RPA99 v 2003.**

Vérification de déplacement inter étages

Hk	ΔK_x	Δk_y	1% Hk
m	m	m	
3,06	0,00055	0,008415	0,0306
3,06	0,000612	0,0093636	0,0306
3,06	0,000625	0,0095625	0,0306
3,06	0,000634	0,0097002	0,0306
3,06	0,000641	0,0098073	0,0306
3,06	0,000643	0,0098379	0,0306
3,06	0,000635	0,0097155	0,0306
3,06	0,000621	0,0095013	0,0306
3,06	0,000597	0,0091341	0,0306
3,06	0,00056	0,008568	0,0306
3,06	0,000514	0,0078642	0,0306
3,06	0,000451	0,0069003	0,0306
3,06	0,000369	0,0056457	0,0306
3,06	0,000278	0,0042534	0,0306
4,08	0,000127	0,0025908	0,0408

conditions vérifiées

Tableau 2-7 : Déplacements latéraux inter étages

RPA99 V2003

5.10. JUSTIFICATION VIS À VIS DES DÉFORMATIONS

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, et tels que calculés selon le paragraphe 4.2.10, ne doivent pas dépasser **1.0%** de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré

- **Le 4^{ème} Critère : Vérification de l'article 5.9 RPA99 v 2003.**

	Hk	Pk	Ex	ΔK_x	Ey	Δk_y
Story15	3,06	675,2204	71,3795	0,025152	94,3522	0,022261
Story14	3,06	3357,1949	359,0932	0,024703	422,2615	0,02253
Story13	3,06	5902,0308	568,8855	0,022819	650,2182	0,020684
Story12	3,06	8518,0923	732,5745	0,02088	819,5114	0,018802
Story11	3,06	11134,1539	869,9501	0,018903	962,5976	0,016893
Story10	3,06	13750,2154	986,5381	0,016876	1092,0137	0,014962
Story9	3,06	16446,5051	1088,807	0,01481	1208,1543	0,013023
Story8	3,06	19142,7949	1185,3689	0,012741	1313,9465	0,011103
Story7	3,06	21839,0846	1280,0286	0,010682	1415,7695	0,009222

Story6	3,06	24624,6051	1373,4556	0,008666	1516,0437	0,007412
Story5	3,06	27410,1256	1461,3395	0,006744	1608,6136	0,005711
Story4	3,06	30195,646	1539,2149	0,004947	1691,5099	0,004149
Story3	3,06	33670,3762	1630,0202	0,003564	1790,954	0,002776
Story2	3,06	37699,1005	1736,1068	0,002134	1907,2524	0,00165
Story1	4,08	41974,5175	1802,5181	0,00066	1976,9255	0,000518

Pk*ΔKx	Pk*Δky	Ex*Hk	Ey*Hk	θx	θy	conditions vérifiées
16,9831435	15,0310813	218,42127	288,717732	0,07775407	0,05206151	
82,9327856	74,4189393	1098,82519	1292,12019	0,07547405	0,05759444	
134,678441	120,112229	1740,78963	1989,66769	0,07736629	0,06036798	
177,857767	157,567671	2241,67797	2507,70488	0,07934135	0,06283342	
210,468911	185,049638	2662,04731	2945,54866	0,0790628	0,06282349	
232,048635	202,38942	3018,80659	3341,56192	0,07686767	0,06056731	
243,572741	210,696177	3331,74942	3696,95216	0,07310656	0,05699186	
243,89835	209,077606	3627,22883	4020,67629	0,06724096	0,05200061	
233,285102	198,102336	3916,88752	4332,25467	0,0595588	0,04572731	
213,396828	179,513371	4202,77414	4639,09372	0,05077523	0,03869578	
184,853887	153,962675	4471,69887	4922,35762	0,04133863	0,03127824	
149,377861	123,198236	4709,99759	5176,02029	0,03171506	0,02380173	
120,001221	91,8864566	4987,86181	5480,31924	0,02405865	0,01676662	
80,4498805	61,1856401	5312,48681	5836,19234	0,01514354	0,01048383	
27,7031816	21,3650294	7354,27385	8065,85604	0,00376695	0,00264882	

Tableau 2-8 : les valeurs θ selon les deux directions (effet P-Δ)

RPA99 V2003

5.9. JUSTIFICATION VIS À VIS DE L'EFFET P-Δ Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ)

peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition

suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0,10$$

- Le 5^{ème} Critère : Vérification de l'article 3.5 RPA99 v 2003.

TABLE: Centers Of Mass And Rigidity											
Story	Diaph	XCCM	YCCM	XCR	YCR	Lxx	Lyy	15% Lxx	15% Lyy	RPA 99	RPA 99
		m	m	m	m	m	m	m	m	selon XX	selon YY
Story15	D1	12,475	9,3455	12,4952	9,5056	25,55	14,95	3,83	2,24	C, Vérifiée	C, Vérifiée
Story14	D1	12,475	7,3314	12,493	9,4799	25,55	14,95	3,83	2,24	C, Vérifiée	C, Vérifiée
Story13	D1	12,474	7,1736	12,49	9,5068	25,55	14,95	3,83	2,24	C, Vérifiée	C, Vérifiée
Story12	D1	12,475	7,1305	12,4837	9,574	25,55	14,95	3,83	2,24	C, Vérifiée	C, Vérifiée
Story11	D1	12,476	7,1069	12,4807	9,6687	25,55	14,95	3,83	2,24	C, Vérifiée	C, Vérifiée
Story10	D1	12,477	7,0926	12,4786	9,7762	25,55	14,95	3,83	2,24	C, Vérifiée	C, Vérifiée
Story9	D1	12,477	7,0824	12,4774	9,8861	25,55	14,95	3,83	2,24	C, Vérifiée	C, Vérifiée
Story8	D1	12,477	7,0744	12,477	9,9934	25,55	14,95	3,83	2,24	C, Vérifiée	C, Vérifiée
Story7	D1	12,478	7,0685	12,4772	10,089	25,55	14,95	3,83	2,24	C, Vérifiée	C, Vérifiée
Story6	D1	12,478	7,0635	12,4785	10,157	25,55	14,95	3,83	2,24	C, Vérifiée	C, Vérifiée
Story5	D1	12,478	7,0591	12,4809	10,183	25,55	14,95	3,83	2,24	C, Vérifiée	C, Vérifiée

Story4	D1	12,478	7,0555	12,4849	10,136	25,55	14,95	3,83	2,24	C, Vérifiée	C, Vérifiée
Story3	D1	12,478	6,9427	12,4917	9,9566	25,55	14,95	3,83	2,24	C, Vérifiée	C, Vérifiée
Story2	D1	12,478	6,8147	12,5034	9,5931	25,55	14,95	3,83	2,24	C, Vérifiée	C, Vérifiée
Story1	D1	12,473	6,6982	12,5325	8,4441	25,55	14,95	3,83	2,24	C, Vérifiée	C, Vérifiée
										XCCM - XCR	YCCM - YCR

Tableau 2-9 : Distances entre le centre de gravité et le centre de rigidité

RPA99 V2003

3.5. CLASSIFICATION DES OUVRAGES SELON LEUR CONFIGURATION

a2. A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépassent pas **15%** de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

II.13. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présenté une description exhaustive du projet, englobant le prédimensionnement des éléments susceptibles de varier dans le prochain chapitre en fonction des données et des résultats de calcul, la vérification des conditions établies par le RPA, ainsi que le calcul des raideurs du sol et la modélisation ultérieure à l'aide du logiciel ETABS.

La modélisation et l'étude des bâtiments de grande hauteur à l'aide du programme ETABS offrent des avantages significatifs dans le domaine de l'ingénierie structurale. Grâce à la puissance de ce logiciel spécialisé, les ingénieurs peuvent simuler avec précision le comportement des structures face aux charges sismiques et gravitationnelles, ainsi qu'analyser les déformations, les contraintes et les vibrations induites par ces forces. L'utilisation d'ETABS permet également d'optimiser la conception des bâtiments, en permettant des itérations rapides pour atteindre des solutions plus efficaces et sécuritaires. De plus, la fonctionnalité avancée de modélisation en trois dimensions offre une visualisation réaliste des structures, facilitant ainsi la communication avec les parties prenantes du projet. Cependant, il est important de souligner que la modélisation et l'étude des bâtiments de grande hauteur doivent toujours être accompagnées d'une expertise approfondie et d'une validation expérimentale pour garantir des résultats fiables et conformes aux normes de sécurité. En définitive, l'utilisation d'ETABS représente un outil essentiel pour les ingénieurs dans la conception et l'analyse des bâtiments de grande hauteur, contribuant ainsi à l'avancement de l'industrie de la construction et à la réalisation de structures plus résistantes et durables.

Chapitre III

ÉTUDE NUMÉRIQUE

III.1. Introduction

En comparant l'interaction sol-structure à une étude de bâtiment sans prendre en compte cette relation, nous approchons de près l'effet de l'ISS. Étant donné que notre recherche porte sur l'analyse de l'effet de débordement du radier au-delà des limites sur le comportement dynamique des éléments porteurs d'un bâtiment à grande hauteur, en considérant l'interaction sol-structure, nous ne pouvons pas aborder directement l'étude numérique du radier sans d'abord comparer notre modèle initial, basé sur des semelles isolées, avec un modèle similaire, mais incluant l'interaction sol-structure. Cela nous permettra de comprendre la différence entre une étude avec et sans interaction sol-structure. Ensuite, nous pourrons passer à la modélisation du radier général, qui dépendra de l'introduction de l'interaction sol-structure dans différents types de sites.

III.2. Comparaisons des résultats du model de référence

III.2.1. Avec et sans ISS

Nous allons procéder à une comparaison des résultats des analyses effectuées par le logiciel ETABS, en utilisant le modèle de référence (*structure avec semelles isolées*), en mettant en évidence la différence entre le modèle prenant en compte l'interaction sol-structure (**ISS**) et celui qui ne la prend pas en compte. Ceci afin de connaître l'effet de l'interaction sol-structure sur les résultats et la réponse dynamique de la structure à travers les éléments porteurs et résistants. Et nous avons choisi le premier site (**Sol Rocheux**) pour faire la comparaison. Puis nous passerons après ces comparaisons au deuxième modèle, qui est la structure appuyée sur un radier général.

a- Effort tranchant à la base :

Avec interaction Sol-Structure

Effort tranchant à la base

TABLE: Base Reactions / Sol Rocheux (avec ISS) sens Ex - Ey				
Output Case	Case Type	Step Type	FX	FY
Ex	LinRespSpec	Max	1555,3224	36,0926
Ey	LinRespSpec	Max	36,0926	1533,7754

Sans interaction Sol-Structure

Effort tranchant à la base

TABLE: Base Reactions / Sol Rocheux (sans ISS) sens Ex - Ey				
Output Case	Case Type	Step Type	FX	FY
Ex	LinRespSpec	Max	1802,5181	6,6836
Ey	LinRespSpec	Max	6,6836	1976,9255

Tableau 3-1 : valeurs de la sismique à la base (avec/sans ISS)

b- Participation modale et périodes :

Avec interaction Sol-Structure

Participation modale

TABLE: Modal Participating Mass Ratios / Sol Rocheux (avec ISS)

Case	Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
		sec	(mm)	(mm)			
Modal	1	1,963	0,0014	0,7864	0,0014	0,7864	0
Modal	2	1,783	0,8044	0,0014	0,8057	0,7877	0,0012
Modal	3	1,269	0,0023	0	0,808	0,7877	0,8599
Modal	4	0,442	0,1554	0,0003	0,9634	0,788	0,013
Modal	5	0,418	0,0003	0,1921	0,9638	0,9801	9,706E-06
Modal	6	0,349	0,0118	0,0002	0,9756	0,9803	0,1154
Modal	7	0,194	0,0189	2,252E-06	0,9944	0,9803	0,002
Modal	8	0,171	0	0,0164	0,9944	0,9968	3,106E-06
Modal	9	0,134	0,0006	0,00000129	0,9951	0,9968	0,0057
Modal	10	0,104	0,0029	0	0,998	0,9968	0,0004
Modal	11	0,089	0	0,0022	0,998	0,999	1,155E-06
Modal	12	0,08	0	1,506E-06	0,998	0,999	0,0001

Sans interaction Sol-Structure

Participation modale

TABLE: Modal Participating Mass Ratios / Sol Rocheux (sans ISS)

Case	Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
		sec	(mm)	(mm)			
Modal	1	1,034	0,6242	0,0000264	0,6242	0,0000264	0,0258
Modal	2	0,945	0,0000244	0,6444	0,6243	0,6444	0,00001
Modal	3	0,678	0,0304	3,317E-06	0,6547	0,6444	0,6205
Modal	4	0,27	0,1705	5,355E-07	0,8252	0,6444	0,0156
Modal	5	0,23	0	0,1972	0,8252	0,8416	0,00001009
Modal	6	0,171	0,0168	2,536E-06	0,842	0,8416	0,1844
Modal	7	0,123	0,0709	1,061E-06	0,9129	0,8416	0,0096
Modal	8	0,102	9,684E-07	0,0783	0,9129	0,92	2,489E-06
Modal	9	0,079	0,0019	0	0,9148	0,92	0,0744
Modal	10	0,073	0,0366	2,995E-06	0,9513	0,92	0,00003023
Modal	11	0,061	3,839E-06	0,0344	0,9513	0,9544	0
Modal	12	0,05	0,0083	3,632E-06	0,9597	0,9544	0,0137

Tableau 3-2 : Périodes et participation modale (avec/sans ISS)

c- Déplacement du plancher induit par la force sismique Ex ; Ey :

Avec interaction Sol-Structure

Déplacement du plancher (mm)

TABLE: Story Max Over Avg Displacements (Sol rocheux avec ISS) Ex						
Story	Output Case	Step Type	Direction	Maximum	Average	Ratio
Story15	Ex	Max	X	49,923	48,773	1,024
Story14	Ex	Max	X	48,33	46,695	1,035
Story13	Ex	Max	X	45,671	44,101	1,036
Story12	Ex	Max	X	42,956	41,459	1,036
Story11	Ex	Max	X	40,193	38,776	1,037
Story10	Ex	Max	X	37,357	36,031	1,037
Story9	Ex	Max	X	34,444	33,22	1,037
Story8	Ex	Max	X	31,474	30,36	1,037
Story7	Ex	Max	X	28,44	27,444	1,036
Story6	Ex	Max	X	25,348	24,478	1,036
Story5	Ex	Max	X	22,226	21,488	1,034
Story4	Ex	Max	X	19,075	18,471	1,033
Story3	Ex	Max	X	16,334	15,656	1,043
Story2	Ex	Max	X	13,15	12,635	1,041
Story1	Ex	Max	X	8,841	8,532	1,036

TABLE: Story Max Over Avg Displacements (Sol rocheux avec ISS) Ey						
Story	Output Case	Step Type	Direction	Maximum	Average	Ratio
Story15	Ey	Max	Y	56,674	56,476	1,004
Story14	Ey	Max	Y	57,153	55,109	1,037
Story13	Ey	Max	Y	53,695	51,661	1,039
Story12	Ey	Max	Y	50,2	48,277	1,04
Story11	Ey	Max	Y	46,668	44,859	1,04
Story10	Ey	Max	Y	43,093	41,4	1,041
Story9	Ey	Max	Y	39,475	37,903	1,041
Story8	Ey	Max	Y	35,839	34,384	1,042
Story7	Ey	Max	Y	32,197	30,853	1,044
Story6	Ey	Max	Y	28,541	27,309	1,045
Story5	Ey	Max	Y	24,889	23,769	1,047
Story4	Ey	Max	Y	21,25	20,243	1,05
Story3	Ey	Max	Y	17,645	16,752	1,053
Story2	Ey	Max	Y	14,126	13,344	1,059
Story1	Ey	Max	Y	9,454	8,828	1,071

Sans interaction Sol-Structure

Déplacement du plancher (mm)

TABLE: Story Max Over Avg Displacements (Sol rocheux sans ISS) Ex						
Story	Output Case	Step Type	Direction	Maximum	Average	Ratio
Story15	Ex	Max	X	25,152	22,535	1,116
Story14	Ex	Max	X	24,703	21,548	1,146
Story13	Ex	Max	X	22,819	19,866	1,149
Story12	Ex	Max	X	20,88	18,142	1,151
Story11	Ex	Max	X	18,903	16,39	1,153
Story10	Ex	Max	X	16,876	14,602	1,156
Story9	Ex	Max	X	14,81	12,789	1,158
Story8	Ex	Max	X	12,741	10,982	1,16
Story7	Ex	Max	X	10,682	9,192	1,162
Story6	Ex	Max	X	8,666	7,447	1,164
Story5	Ex	Max	X	6,744	5,79	1,165
Story4	Ex	Max	X	4,947	4,246	1,165
Story3	Ex	Max	X	3,564	2,978	1,197
Story2	Ex	Max	X	2,134	1,779	1,199
Story1	Ex	Max	X	0,66	0,554	1,191

TABLE: Story Max Over Avg Displacements (Sol rocheux sans ISS) Ey						
Story	Output Case	Step Type	Direction	Maximum	Average	Ratio
Story15	Ey	Max	Y	22,261	22,153	1,005
Story14	Ey	Max	Y	22,53	21,464	1,05
Story13	Ey	Max	Y	20,684	19,657	1,052
Story12	Ey	Max	Y	18,802	17,864	1,053
Story11	Ey	Max	Y	16,893	16,047	1,053
Story10	Ey	Max	Y	14,962	14,208	1,053
Story9	Ey	Max	Y	13,023	12,363	1,053
Story8	Ey	Max	Y	11,103	10,537	1,054
Story7	Ey	Max	Y	9,222	8,749	1,054
Story6	Ey	Max	Y	7,412	7,029	1,054
Story5	Ey	Max	Y	5,711	5,413	1,055
Story4	Ey	Max	Y	4,149	3,93	1,056
Story3	Ey	Max	Y	2,776	2,627	1,057
Story2	Ey	Max	Y	1,65	1,559	1,058
Story1	Ey	Max	Y	0,518	0,487	1,063

Tableau 3-3 : Déplacements du plancher provoqué par la force sismique dans les deux directions (avec/sans ISS)

d- Effort tranchant et le moment fléchissant au niveau des poutres :

Nous avons choisi la poutre [axe : 3 poutre (E-F)] du 9^{ème} étage, plancher N° 10 sous l'effet de la combinaison 1.35G+1.5Q.

Avec interaction Sol-Structure

Effort tranchant et moment fléchissant

TABLE: Element Forces Beams - poutre (3-(E-F))/sol rocheux avec ISS					
Story	Beam	Output Case	Station	V2 (KN)	M3 (KN-m)
Story10	B39	1.35G+1.5Q	0,225	-133,1464	-141,5245
Story10	B39	1.35G+1.5Q	0,7083	-112,1056	-82,2552
Story10	B39	1.35G+1.5Q	1,1917	-91,0648	-33,1557
Story10	B39	1.35G+1.5Q	1,675	-70,0239	5,7741
Story10	B39	1.35G+1.5Q	2,1583	-48,9831	34,5341
Story10	B39	1.35G+1.5Q	2,6417	-27,9422	53,1244
Story10	B39	1.35G+1.5Q	3,125	-6,9014	61,5449
Story10	B39	1.35G+1.5Q	3,6083	14,1394	59,7957
Story10	B39	1.35G+1.5Q	4,0917	35,1803	47,8768
Story10	B39	1.35G+1.5Q	4,575	56,2211	25,7881

Sans interaction Sol-Structure

Effort tranchant et moment fléchissant

TABLE: Element Forces Beams - poutre (3-(E-F))/sol rocheux sans ISS					
Story	Beam	Output Case	Station	V2 (KN)	M3 (KN-m)
Story10	B39	1.35G+1.5Q	0,225	-108,2776	-87,5354
Story10	B39	1.35G+1.5Q	0,7083	-87,2368	-40,2861
Story10	B39	1.35G+1.5Q	1,1917	-66,1959	-3,2065
Story10	B39	1.35G+1.5Q	1,675	-45,1551	23,7033
Story10	B39	1.35G+1.5Q	2,1583	-24,1142	40,4434
Story10	B39	1.35G+1.5Q	2,6417	-3,0734	47,0137
Story10	B39	1.35G+1.5Q	3,125	17,9674	43,4143
Story10	B39	1.35G+1.5Q	3,6083	39,0083	29,6452
Story10	B39	1.35G+1.5Q	4,0917	60,0491	5,7063
Story10	B39	1.35G+1.5Q	4,575	81,09	-28,4023

Tableau 3-4 : Effort tranchant et le moment fléchissant au niveau des poutres (avec/sans ISS)

e- Effort tranchant et le moment fléchissant au niveau des poteaux :

Nous avons choisi le poteau central (3-C) du RDC, sous l'effet de la combinaison G+Q+1,2E.

Avec interaction Sol-Structure

Effort tranchant et le moment fléchissant

TABLE: Element Forces - Columns - (Poteau central (3-C)) Sol Rocheux (avec ISS)								
Story	Column	Output Case	Step Type	Station	V2	V3	M2	M3
Story1	C19	G+Q+1.2Ex	Max	0	22,9585	5,2907	0	0
Story1	C19	G+Q+1.2Ex	Max	1,84	22,9585	5,2907	1,8009	46,7231
Story1	C19	G+Q+1.2Ex	Max	3,68	22,9585	5,2907	3,6018	93,4463
Story1	C19	G+Q+1.2Ex	Min	0	-25,393	-0,9787	0	0
Story1	C19	G+Q+1.2Ex	Min	1,84	-25,393	-0,9787	-9,7348	-42,2436
Story1	C19	G+Q+1.2Ex	Min	3,68	-25,393	-0,9787	-19,4697	-84,4871
Story1	C19	G+Q+1.2Ey	Max	0	0,0363	23,8795	0	0
Story1	C19	G+Q+1.2Ey	Max	1,84	0,0363	23,8795	36,0043	4,5464
Story1	C19	G+Q+1.2Ey	Max	3,68	0,0363	23,8795	72,0085	9,0927
Story1	C19	G+Q+1.2Ey	Min	0	-2,4709	-19,5675	0	0
Story1	C19	G+Q+1.2Ey	Min	1,84	-2,4709	-19,5675	-43,9382	-0,0668
Story1	C19	G+Q+1.2Ey	Min	3,68	-2,4709	-19,5675	-87,8765	-0,1336

Sans interaction Sol-Structure

Effort tranchant et le moment fléchissant

TABLE: Element Forces - Columns - (Poteau central (3-C)) Sol Rocheux (sans ISS)								
Story	Column	Output Case	Step Type	Station	V2	V3	M2	M3
Story1	C19	G+Q+1.2Ex	Max	0	3,4543	2,3391	9,6602	31,9811
Story1	C19	G+Q+1.2Ex	Max	1,84	3,4543	2,3391	5,4297	25,7228
Story1	C19	G+Q+1.2Ex	Max	3,68	3,4543	2,3391	1,528	23,5201
Story1	C19	G+Q+1.2Ex	Min	0	-20,4987	-1,7666	-7,8732	-54,0459
Story1	C19	G+Q+1.2Ex	Min	1,84	-20,4987	-1,7666	-4,6961	-16,4257
Story1	C19	G+Q+1.2Ex	Min	3,68	-20,4987	-1,7666	-1,8477	17,1388
Story1	C19	G+Q+1.2Ey	Max	0	-8,0508	8,8718	36,5672	-9,8974
Story1	C19	G+Q+1.2Ey	Max	1,84	-8,0508	8,8718	20,3986	5,4411
Story1	C19	G+Q+1.2Ey	Max	3,68	-8,0508	8,8718	5,199	21,4232
Story1	C19	G+Q+1.2Ey	Min	0	-8,9937	-8,2993	-34,7802	-12,1673
Story1	C19	G+Q+1.2Ey	Min	1,84	-8,9937	-8,2993	-19,665	3,856
Story1	C19	G+Q+1.2Ey	Min	3,68	-8,9937	-8,2993	-5,5188	19,2357

Tableau 3-5 : Effort tranchant et le moment fléchissant au niveau des poteaux (avec/sans ISS)

f- Déplacement du voile :

Nous avons choisi le voile de la cage d'escalier axe (1) travée (D-E), sous l'effet de la force sismique Fx et Ey.

Avec interaction Sol-Structure

Déplacement du Voile selon Xx unité (mm)

TABLE: Joint Displacements Absolute - Voile cage d'escalier (axe 1)sol Roch-avec ISS - Ex

Story	Label	Output Case	Step Type	Ux	Uy	Uz
Story15	104	Ex	Max	47,622	1,802	1,359
Story14	104	Ex	Max	45,06	1,707	1,358
Story13	104	Ex	Max	42,532	1,608	1,363
Story12	104	Ex	Max	39,963	1,508	1,381
Story11	104	Ex	Max	37,36	1,406	1,403
Story10	104	Ex	Max	34,705	1,302	1,428
Story9	104	Ex	Max	31,995	1,197	1,452
Story8	104	Ex	Max	29,245	1,091	1,474
Story7	104	Ex	Max	26,448	0,983	1,494
Story6	104	Ex	Max	23,609	0,875	1,509
Story5	104	Ex	Max	20,749	0,767	1,519
Story4	104	Ex	Max	17,867	0,658	1,525
Story3	104	Ex	Max	14,977	0,551	1,524
Story2	104	Ex	Max	12,121	0,447	1,524
Story1	104	Ex	Max	8,292	0,311	1,542
Base	104	Ex	Max	4,469	0,291	1,527

Avec interaction Sol-Structure

Déplacement du Voile selon Yy unité (mm)

TABLE: Joint Displacements Absolute - Voile cage d'escalier (axe 1)sol Roch-avec ISS - Ey

Story	Label	Output Case	Step Type	Ux	Uy	Uz
Story15	104	Ey	Max	3,565	56,674	4,797
Story14	104	Ey	Max	3,406	53,446	4,804
Story13	104	Ey	Max	3,235	50,173	4,816
Story12	104	Ey	Max	3,059	46,87	4,823
Story11	104	Ey	Max	2,88	43,535	4,826
Story10	104	Ey	Max	2,699	40,162	4,824
Story9	104	Ey	Max	2,515	36,753	4,815
Story8	104	Ey	Max	2,329	33,318	4,798
Story7	104	Ey	Max	2,14	29,862	4,771
Story6	104	Ey	Max	1,948	26,393	4,733
Story5	104	Ey	Max	1,755	22,928	4,683
Story4	104	Ey	Max	1,56	19,476	4,621
Story3	104	Ey	Max	1,363	16,06	4,545
Story2	104	Ey	Max	1,167	12,723	4,467
Story1	104	Ey	Max	0,9	8,309	4,353
Base	104	Ey	Max	0,612	4,208	4,202

Sans interaction Sol-Structure

Déplacement du Voile selon Xx unité (mm)

TABLE: Joint Displacements Absolute - Voile cage d'escalier (axe 1)sol Roch-sans ISS - Ex						
Story	Label	Output Case	Step Type	Ux	Uy	Uz
Story15	104	Ex	Max	19,918	1,286	0,852
Story14	104	Ex	Max	18,393	1,215	0,849
Story13	104	Ex	Max	16,913	1,133	0,85
Story12	104	Ex	Max	15,403	1,049	0,857
Story11	104	Ex	Max	13,877	0,959	0,863
Story10	104	Ex	Max	12,328	0,864	0,866
Story9	104	Ex	Max	10,768	0,766	0,859
Story8	104	Ex	Max	9,223	0,664	0,843
Story7	104	Ex	Max	7,702	0,562	0,816
Story6	104	Ex	Max	6,228	0,459	0,775
Story5	104	Ex	Max	4,836	0,359	0,718
Story4	104	Ex	Max	3,545	0,265	0,645
Story3	104	Ex	Max	2,393	0,178	0,553
Story2	104	Ex	Max	1,425	0,108	0,442
Story1	104	Ex	Max	0,448	0,033	0,256
Base	104	Ex	Max	0	0	0

Sans interaction Sol-Structure

Déplacement du Voile selon Yy unité (mm)

TABLE: Joint Displacements Absolute - Voile cage d'escalier (axe 1)sol Roch-sans ISS - Ey						
Story	Label	Output Case	Step Type	Ux	Uy	Uz
Story15	104	Ey	Max	1,005	22,241	1,33
Story14	104	Ey	Max	0,934	20,584	1,336
Story13	104	Ey	Max	0,853	18,89	1,346
Story12	104	Ey	Max	0,769	17,165	1,35
Story11	104	Ey	Max	0,686	15,417	1,345
Story10	104	Ey	Max	0,604	13,648	1,331
Story9	104	Ey	Max	0,523	11,873	1,304
Story8	104	Ey	Max	0,444	10,116	1,262
Story7	104	Ey	Max	0,369	8,397	1,203
Story6	104	Ey	Max	0,297	6,744	1,124
Story5	104	Ey	Max	0,23	5,191	1,026
Story4	104	Ey	Max	0,169	3,766	0,906
Story3	104	Ey	Max	0,115	2,516	0,76
Story2	104	Ey	Max	0,07	1,491	0,597
Story1	104	Ey	Max	0,024	0,463	0,339
Base	104	Ey	Max	0	0	0

Tableau 3-6 : Valeurs du déplacement du voile dans les deux directions (avec/sans ISS)

III.3. Discussions des résultats

a- Effort tranchant à la base :

On remarque que la présence de l'ISS réduit la force sismique dans les deux directions par rapport à la force sismique en l'absence de l'ISS. de 13,71% dans le sens X et de 22,41% dans le sens Y.

C'est ce que nous avons mentionné dans le premier chapitre que la nature du sol influe sur l'interaction sismique entre la structure et le sol.

b- Participation modale et périodes :

Prenons l'exemple du premier mode dans le contexte de l'introduction du facteur ISS. Dans ce cas, la valeur de la période est plus élevée par rapport au cas où le facteur ISS n'est pas pris en compte. Ce constat est également valable pour tous les autres modes. Nous remarquons que, dans le premier cas, le déplacement s'effectue dans la direction y, avec un taux de participation modal de 78% de la masse totale du bâtiment. En revanche, dans le deuxième cas (sans ISS), le déplacement se fait dans la direction X, avec un taux de participation de 62%. Cela met en évidence que l'introduction d'un facteur d'interaction sol-structure modifie considérablement le comportement dynamique de l'ouvrage en réponse à un séisme.

c- Déplacement du plancher induit par la force sismique E_x ; E_y :

Dans les deux directions x et y, les valeurs de déplacement des planchers sont presque deux fois supérieures lorsqu'on considère l'ISS par rapport à l'absence de l'ISS.

d- Effort tranchant et le moment fléchissant au niveau des poutres :

Dans cette situation, les valeurs des efforts tranchants et moments fléchissant sont relativement élevées dans le cas de l'introduction du facteur ISS.

e- Effort tranchant et le moment fléchissant au niveau des poteaux :

Dans cette situation, les valeurs des efforts tranchants et moments fléchissant sont relativement élevées dans le cas de l'introduction du facteur ISS. Et sans valeur de moment au niveau de la base car l'appui est libre (poteau RDC).

f- Déplacement du voile :

Dans les deux directions x et y, les valeurs de déplacement du voile sont presque deux fois supérieures lorsqu'on considère l'ISS par rapport à l'absence de l'ISS.

III.4. Modélisation de la structure avec une fondation de type Radier général

III.4.1. Etudes des fondations :

III.4.1.1. Choix de type de fondation :

Le choix du type de fondation est déterminé par trois paramètres essentiels :

- La qualité du sol sur lequel elle sera construite,
- La nature et le poids de la structure à supporter,
- La qualité et la quantité des charges qui seront appliquées sur la fondation.

Ces facteurs jouent un rôle crucial dans la décision finale concernant le type de fondation à utiliser. Notre projet consiste en la construction d'un immeuble de grande hauteur qui nécessite une fondation de type : radier général.

III.4.1.2. Le radier général

Un radier général de fondation, également connu sous le nom de radier de distribution ou radier de base, est une technique de fondation utilisée dans la construction pour répartir uniformément la charge d'une structure sur une grande surface du sol. Il s'agit d'une dalle en béton armé épaisse qui recouvre l'ensemble de la zone d'emprise de la construction.

Le radier général de fondation est utilisé principalement dans les cas où le sol de fondation présente une capacité portante limitée ou une distribution de charges inégale. Au lieu d'utiliser des fondations ponctuelles ou des semelles isolées, un radier général répartit la charge de la structure sur une plus grande surface, ce qui permet de réduire la pression exercée sur le sol.

Ce type de fondation est couramment utilisé pour les grands bâtiments, les entrepôts, les réservoirs de stockage et d'autres structures nécessitant une répartition uniforme des charges sur le sol. Le radier général de fondation peut être conçu et renforcé en fonction des caractéristiques spécifiques du sol et des charges attendues.

III.5. Système de fondation

Notre bâtiment repose sur un système de fondation qui comprend un radier général. Pour calculer sa résistance et sa stabilité, nous utilisons la méthode des éléments finis, en utilisant le logiciel ETABS. Le radier lui-même est conçu comme une dalle pleine reposant sur un sol élastique et les formules sont basées sur l'hypothèse que le sol est un milieu élastique et homogène. Nous prenons en compte les caractéristiques du sol en introduisant le module de réaction vertical K_v dans notre modèle de modélisation (ISS), comme nous aborderons également le cas où l'interaction sol-structure n'est pas prise en compte. Nous commencerons par examiner un radier débordant de **20 cm**, utilisant cela comme point de référence initiale pour nos analyses ultérieures. Ensuite, nous augmenterons progressivement le débordement du radier ensuite, nous comparons les résultats obtenus.

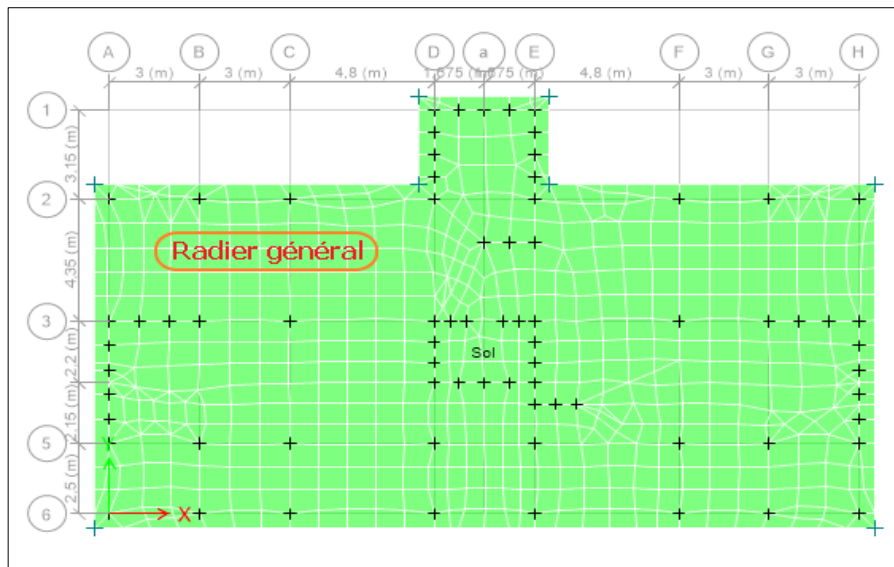


Figure 3.1 : La forme générale du radier du bâtiment

III.6. Le dimensionnement du radier

III.6.1. Hauteur du Radier :

Le prédimensionnement d'un radier implique la détermination de sa hauteur afin de résister aux charges exercées par la superstructure ainsi qu'aux contraintes causées par l'effet de sous-pression. Cette hauteur doit satisfaire les deux conditions suivantes :

- 1- Condition forfaitaire
- 2- Condition de rigidité

Sous réserve des deux autres conditions :

- 3- Condition de non cisaillement
- 4- Condition de non poinçonnement

1-Condition forfaitaire :

$$\frac{L}{8} \leq h \leq \frac{L}{5}$$

Avec : L : la plus grande portée du panneau de dalle entre axes des poteaux.

(Dans notre cas : L = 4,80 m)

⇒ 60 cm ≤ h ≤ 96 cm en prend provisoirement **h = 95 cm**

2-Condition de rigidité :

Pour qu'un Radier soit rigide, il faut :

$$L \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

Avec : L_e : la longueur élastique donnée par la formule : $L_e = \sqrt[4]{\frac{4xEI}{Kxb}}$

I : moment d'inertie du radier

b : largeur du panneau le plus sollicité

E : module d'élasticité du béton $E = 32164,195$ Mpa

b : largeur du radier ($b = 4,80$ m)

K : coefficient de raideur du sol, pour un sol moyen,

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2b}{\pi}\right)^4 \frac{3K}{E}} = \sqrt[3]{\left(\frac{2*4,80}{\pi}\right)^4 \frac{3*56400}{32164195}} = 0,77 \text{ m} \text{ On prend } h = 0.95 \text{ m}$$

	K (KN/m ³)	E (KN/m ²)	b (m)	h (m)
Sol Rocheux	56400,00	32164195	4,80	0,77
Sol Ferme	30000,00	32164195	4,80	0,62
Sol Meuble	15600,00	32164195	4,80	0,50

Tableau 3-7 : La hauteur h du radier selon chaque type de sol

III.7. Vérification des contraintes dans le sol

La vérification se fait par la formule : CBA 93, Art A.5.2.4.2

$$N_u \leq \frac{0,045 * u_c * h * f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : u_c : périmètre du contour = $2(a+h)+2(b+h) = 6,20$ m

a et b : dimensions du poteau

N_u : la charge à l'ELU

h : hauteur du radier avec $h = 0.95$ m

Sous poteau

$$N_u = 4417,50 \text{ KN} < N_{u,pot} = 2364,10 \text{ KN} \quad (\text{Vérifié})$$

$N_{u,pot}$ la charge de calcul vis-a-vis l'ELU du poteau le plus sollicité

Sous voile

$$u_c = 2(e+b+2h) = 2(0,2+2,4 + 2*0,95) = 9.00 \text{ m}$$

$$N_u = 6412,50 \text{ KN} < N_{u,voile} = 651,28 \text{ KN} \quad (\text{Vérifié})$$

III.8. Condition de résistance au cisaillement

- D'après le règlement CBA 93, Art A.5.1 : $\frac{V_u}{b*d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0,06f_{cj}}{\gamma_b}$

Avec : V_u : valeur de calcul de l'effort tranchant à l'ELU

b : la largeur (cas de radier en prend 1 ml)

d : la hauteur utile ; $d = 0,9h$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0*d} \quad ; \quad V_u = \frac{q*L_{max}}{2} \quad ; \quad q = \frac{N}{S_{radier}} \quad ; \quad S_{radier} \text{ surface du radier}$$

$$N_u = \text{Poid total} = 41974,518 \text{ KN}$$

$$q = \frac{N}{S_{radier}} = \frac{41974,518}{328,24} = 127,87 \text{ KN/m}^2 = 1,28 \text{ bar} < 4,70 \text{ bar} \quad \text{Sol rocheux (Vérifié)}$$

$$q = \frac{N}{S_{radier}} = \frac{41974,518}{328,24} = 127,87 \text{ KN/m}^2 = 1,28 \text{ bar} < 2,50 \text{ bar} \quad \text{Sol ferme (Vérifié)}$$

$$q = \frac{N}{S_{radier}} = \frac{41974,518}{328,24} = 127,87 \text{ KN/m}^2 = 1,28 \text{ bar} < 1,30 \text{ bar} \quad \text{Sol meuble (Vérifié)}$$

$$V_u = \frac{q * L_{max}}{2} = \frac{127,87 * 4,80}{2} = 306,90 \text{ KN/m}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 * d} = \frac{306,90}{1 * 0,855} = 0,358 < 1,16 \quad (\text{Vérifié})$$

III.9. Condition de non poinçonnement

$P_u \leq 0,045 * U_c * h * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ avec $P_u = N_{u\text{pot}}$: l'effort normal sur le poteau le plus sollicité

$$P_u = 2364,10 \text{ KN} \leq 0,045 * 6,20 * 0,95 * \frac{25 * 10^3}{1,5} \Rightarrow 2364,10 < 4417,50 \text{ KN} \quad (\text{Vérifié})$$

III.10. Vérification des contraintes de cisaillement dans le sol après analyse

III.10.1. Distribution des contraintes à l'ELU ; ELS et ACC

Dans cette comparaison, nous avons choisi le sol le plus faible : Sol meuble

La condition : $\tau_u < 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ Mpa} = 1250 \text{ KN/m}^2$

Après l'analyse des résultats du programme ETABS, nous avons étudié les contraintes de cisaillement pour les états limites ultimes (ELU) et les états limites de service (ELS). Nous avons sélectionné la valeur maximale pour la combinaison sismique (ACC) et nous l'avons comparée à la valeur de référence (**1,25 Mpa = 1250 KN/m²**) pour vérification.

τ_u : ELU		τ_u : ELS		τ_u : ACC	
1,35G+1,5Q		G+Q		G+Q+Ex	
max	min	max	min	max	min
1065,68	-1121,42	777,81	-818,38	1135,35	-1180,78
$\sigma_{moyenne}$ (KN/m ²)		$\sigma_{moyenne}$ (KN/m ²)		$\sigma_{moyenne}$ (KN/m ²)	
1107,48		808,24		1169,42	
C ; Vérifié		C ; Vérifié		C ; Vérifié	

Tableau 3-7 : Distribution des contraintes et vérification des contraintes de cisaillement dans le sol

La compatibilité entre les contraintes transmises au sol par le radier et le risque de rupture du sol situé en dessous est essentielle. Étant donné que la résultante des charges verticales ne coïncide pas avec le centre de gravité de la surface du radier, les réactions du sol ne sont pas uniformément réparties, créant ainsi un diagramme triangulaire ou trapézoïdal. Quelle que soit la forme du diagramme, la valeur de la contrainte moyenne peut être calculée en utilisant la

formule suivante : $\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4}$ (en prenant la valeur absolue de σ)

$$\tau_{u,max} = 1169,42 < 1250,00 \quad (\text{Vérifié})$$

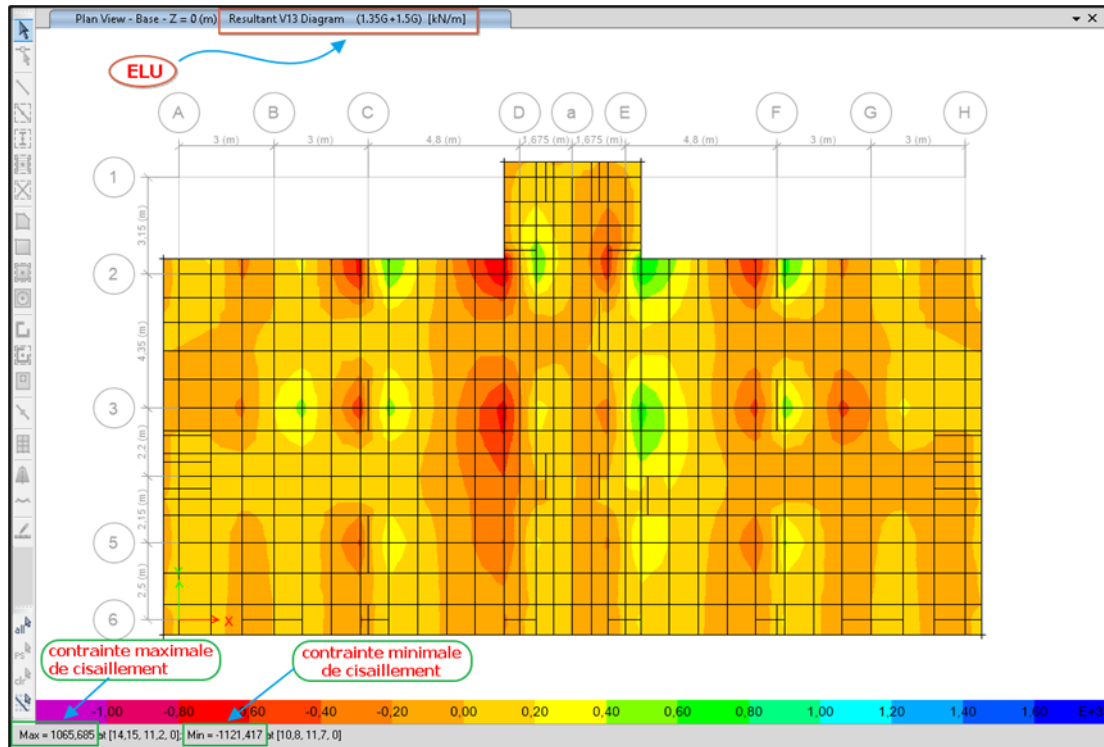


Figure 3.2 : contraintes de cisaillement dans le sol à l'ELU

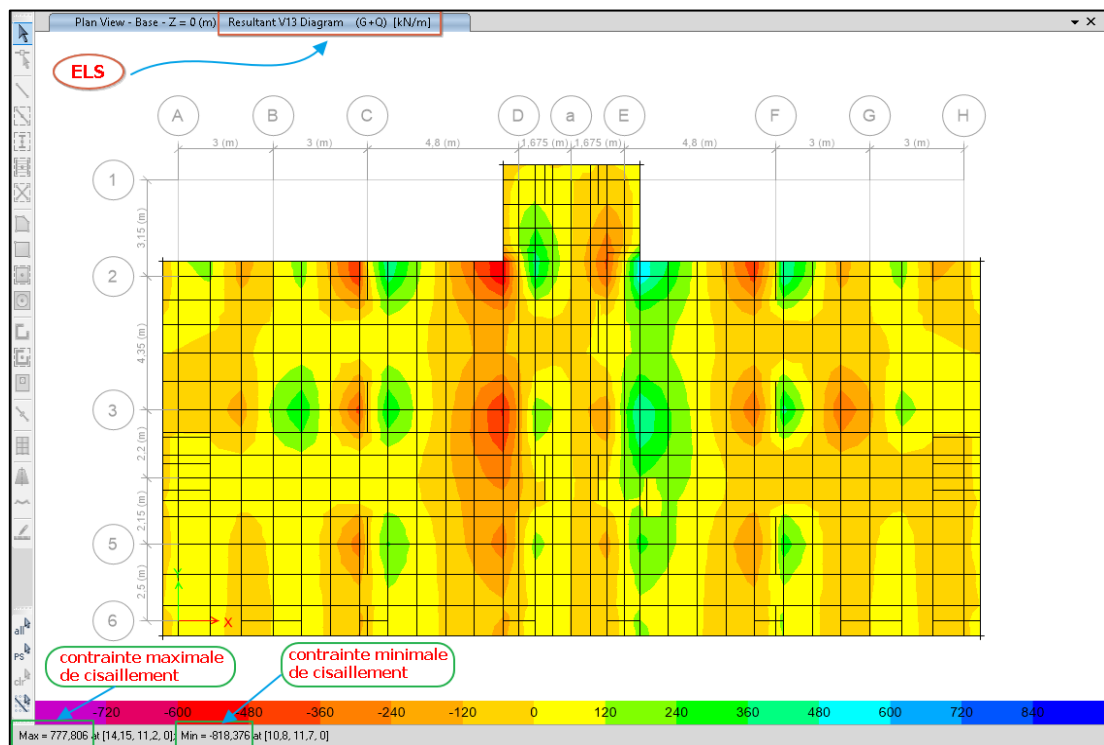


Figure 3.3 : contraintes de cisaillement dans le sol à l'ELS

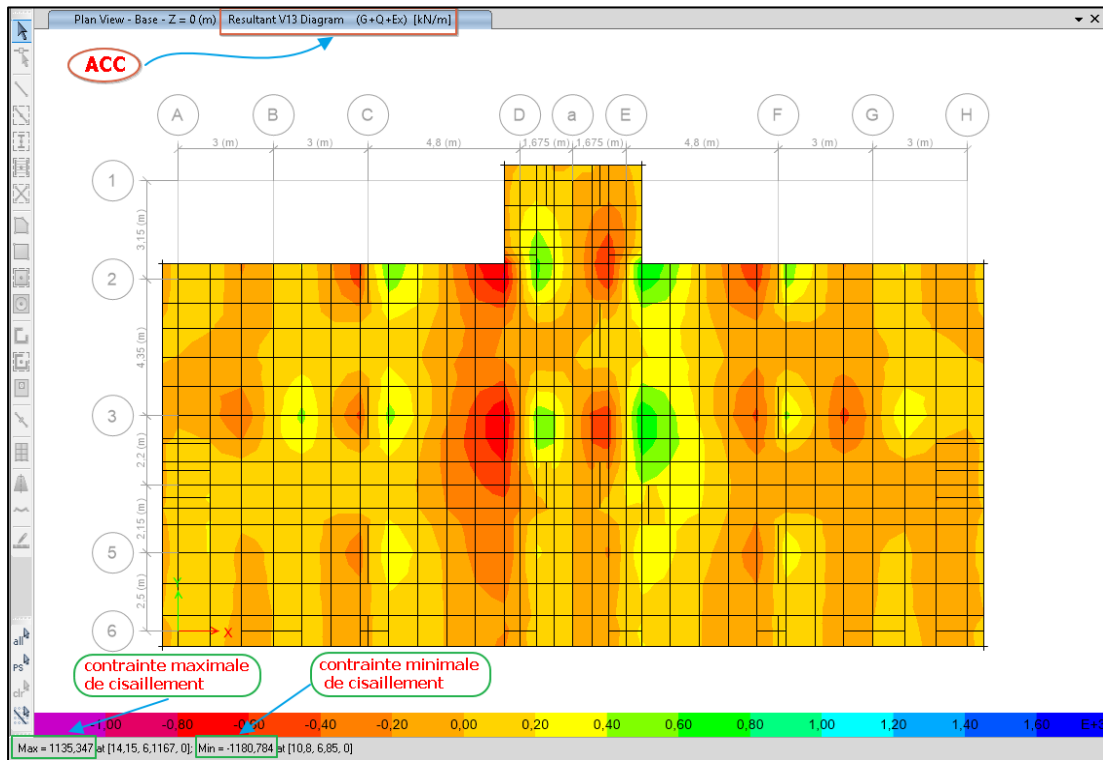


Figure 3.4 : contraintes de cisaillement dans le sol à l'état ACC

III.11. Extraire les résultats de l'effet de débordement du radier :

Le débordement sera le suivant :

(20cm ; 20+50cm ; 20+100cm ; 20+150 ; 20+200cm 20+250cm)

Nous procéderons à l'extraction des valeurs suivantes :

- L'effort tranchant à la base,
- Les périodes et la participation modale,
- Le déplacement du plancher provoqué par la force sismique (Ex et Ey),
- Le déplacement du voile,
- L'effort tranchant et le moment fléchissant au niveau des poutres et des poteaux.

Ensuite, nous les comparerons entre elles.

III.11.1. Effort tranchant à la base :

Sol	Débordement (cm)											
	20		20+50		20+100		20+150		20+200		20+250	
	F _x (KN)	F _y (KN)	F _x (KN)	F _y (KN)	F _x (KN)	F _y (KN)	F _x (KN)	F _y (KN)	F _x (KN)	F _y (KN)	F _x (KN)	F _y (KN)
Rocheux	2149.54	2216.64	2208.93	2312.58	2271.26	2388.90	2322.41	2467.11	2391.96	2547.11	2458.48	2615.13
Ferme	2223.88	2237.49	2287.24	2345.68	2353.79	2449.89	2425.64	2539.30	2480.58	2628.96	2548.91	2720.24
Meuble	2426.92	234742	2508.77	2472.64	2597.86	2599.18	2675.35	2721.49	2765.74	2825.58	2859.78	2941.81

Tableau 3-8 : Effort tranchant à la base – sol rocheux / sol ferme / sol meuble

III.11.2. Les périodes et la participation modale

• **Sol Rocheux :**

Mode	TABLE: Modal Participating Mass Ratios / Sol Rocheux					
	Period (sec)					
	Débordement (cm)					
	20	20+50	20+100	20+150	20+200	20+250
1	1,292	1,227	1,201	1,184	1,173	1,165
2	1,254	1,223	1,181	1,151	1,131	1,118
3	0,884	0,852	0,829	0,812	0,8	0,792
4	0,325	0,321	0,317	0,314	0,311	0,309
5	0,298	0,292	0,287	0,282	0,279	0,276
6	0,254	0,244	0,236	0,229	0,223	0,218
7	0,171	0,169	0,167	0,165	0,163	0,162
8	0,157	0,155	0,153	0,152	0,151	0,15
9	0,132	0,131	0,13	0,13	0,13	0,129
10	0,109	0,109	0,11	0,11	0,11	0,11
11	0,095	0,095	0,095	0,095	0,095	0,095
12	0,074	0,074	0,075	0,075	0,076	0,077

Tableau 3-9a : Valeurs des périodes – sol rocheux

TABLE: Modal Participating Mass Ratios / Sol Rocheux												
Modal Participating Mass Ratios												
Mode	20		20+50		20+100		20+150		20+200		20+250	
	SumUX	SumUY	SumUX	SumUY	SumUX	SumUY	SumUX	SumUY	SumUX	SumUY	SumUX	SumUY
1	0,0008	0,6211	0,0792	0,5236	0,5701	0,0026	0,5553	0,0008	0,5404	0,0005	0,5263	0,0004
2	0,6098	0,6219	0,5905	0,6045	0,5726	0,5876	0,5561	0,5714	0,5409	0,5563	0,5267	0,5419
3	0,6212	0,622	0,6049	0,6045	0,589	0,5876	0,5737	0,5714	0,5591	0,5563	0,5451	0,5419
4	0,8357	0,622	0,8182	0,6045	0,8004	0,5876	0,7825	0,5714	0,7646	0,5563	0,7467	0,5419
5	0,8357	0,8761	0,8182	0,8621	0,8004	0,8474	0,7825	0,8319	0,7646	0,8157	0,7467	0,7989
6	0,852	0,8761	0,8357	0,8621	0,8194	0,8474	0,803	0,8319	0,7865	0,8157	0,7701	0,7989
7	0,9733	0,8761	0,9692	0,8621	0,9649	0,8474	0,9603	0,832	0,9554	0,8157	0,9503	0,7989
8	0,9733	0,9883	0,9692	0,9869	0,9649	0,9855	0,9603	0,984	0,9554	0,9824	0,9503	0,9808
9	0,9765	0,9883	0,9729	0,9869	0,9691	0,9855	0,965	0,984	0,9607	0,9824	0,9561	0,9808
10	0,998	0,9883	0,9978	0,9869	0,9977	0,9855	0,9975	0,984	0,9974	0,9824	0,9972	0,9808
11	0,998	0,9991	0,9978	0,9991	0,9977	0,999	0,9975	0,999	0,9974	0,9989	0,9972	0,9989
12	0,998	0,9991	0,9979	0,9991	0,9977	0,999	0,9975	0,999	0,9974	0,9989	0,9972	0,9989

Tableau 3-9b : Contribution massique par rapport à la masse totale dans les deux directions-S. Rocheux

• **Sol Ferme :**

Mode	TABLE: Modal Participating Mass Ratios / Sol Ferme					
	Period (sec)					
	Débordement (cm)					
	20	20+50	20+100	20+150	20+200	20+250
1	1,463	1,368	1,299	1,25	1,219	1,205
2	1,328	1,289	1,259	1,235	1,215	1,192
3	0,953	0,914	0,883	0,859	0,841	0,827
4	0,36	0,353	0,347	0,341	0,337	0,333
5	0,339	0,331	0,324	0,318	0,313	0,308
6	0,303	0,291	0,28	0,271	0,263	0,255
7	0,198	0,196	0,195	0,194	0,193	0,192
8	0,18	0,179	0,178	0,177	0,177	0,177
9	0,144	0,144	0,145	0,145	0,146	0,147
10	0,115	0,115	0,115	0,116	0,116	0,117
11	0,099	0,099	0,098	0,098	0,099	0,099
12	0,075	0,076	0,076	0,077	0,077	0,078

Tableau 3-10a : Valeurs des périodes – sol Ferme

Mode	TABLE: Modal Participating Mass Ratios / Sol Ferme											
	Modal Participating Mass Ratios											
	20		20+50		20+100		20+150		20+200		20+250	
	SumUX	SumUY	SumUX	SumUY	SumUX	SumUY	SumUX	SumUY	SumUX	SumUY	SumUX	SumUY
1	0,0001	0,6458	0,0002	0,6304	0,0008	0,614	0,0056	0,5932	0,4755	0,0949	0,5466	0,0059
2	0,6407	0,6459	0,6209	0,6306	0,6021	0,6148	0,5844	0,5989	0,5679	0,5833	0,5522	0,568
3	0,6498	0,6459	0,6334	0,6306	0,6171	0,6148	0,6011	0,5989	0,5855	0,5833	0,5704	0,568
4	0,9091	0,6459	0,8962	0,6306	0,8826	0,6148	0,8683	0,5989	0,8534	0,5833	0,838	0,568
5	0,9091	0,9402	0,8962	0,9321	0,8826	0,9236	0,8683	0,9145	0,8534	0,9046	0,838	0,8939
6	0,9193	0,9402	0,9073	0,9321	0,8949	0,9236	0,8821	0,9145	0,8689	0,9046	0,8553	0,8939
7	0,993	0,9402	0,992	0,9321	0,991	0,9236	0,9899	0,9145	0,9888	0,9046	0,9876	0,8939
8	0,993	0,9971	0,992	0,9968	0,991	0,9965	0,9899	0,9962	0,9888	0,9959	0,9876	0,9957
9	0,9941	0,9971	0,9934	0,9968	0,9926	0,9965	0,9918	0,9962	0,991	0,9959	0,9903	0,9957
10	0,9995	0,9971	0,9995	0,9968	0,9995	0,9965	0,9994	0,9962	0,9994	0,9959	0,9994	0,9957
11	0,9995	0,9998	0,9995	0,9998	0,9995	0,9998	0,9994	0,9997	0,9994	0,9997	0,9994	0,9997
12	0,9995	0,9998	0,9995	0,9998	0,9995	0,9998	0,9994	0,9997	0,9994	0,9997	0,9994	0,9997

Tableau 3-10b : Contribution massique par rapport à la masse totale dans les deux directions-S. Ferme

• **Sol Meuble :**

Mode	TABLE: Modal Participating Mass Ratios / Sol Meuble					
	Period (sec)					
	Débordement (cm)					
	20	20+50	20+100	20+150	20+200	20+250
1	1,745	1,604	1,498	1,419	1,36	1,316
2	1,453	1,399	1,356	1,322	1,295	1,274
3	1,056	1,006	0,965	0,931	0,904	0,883
4	0,426	0,415	0,406	0,399	0,392	0,385
5	0,415	0,404	0,394	0,385	0,378	0,371
6	0,369	0,356	0,344	0,334	0,325	0,317
7	0,22	0,22	0,22	0,221	0,221	0,221
8	0,199	0,198	0,198	0,198	0,198	0,198
9	0,152	0,153	0,154	0,155	0,157	0,158
10	0,118	0,118	0,119	0,119	0,119	0,12
11	0,101	0,101	0,101	0,101	0,101	0,101
12	0,076	0,077	0,077	0,078	0,078	0,079

Tableau 3-11a : Valeurs des périodes – sol Meuble

TABLE: Modal Participating Mass Ratios / Sol Meuble												
Modal Participating Mass Ratios												
Mode	20		20+50		20+100		20+150		20+200		20+250	
	SumUX	SumUY	SumUX	SumUY	SumUX	SumUY	SumUX	SumUY	SumUX	SumUY	SumUX	SumUY
1	4E-05	0,6601	0,0001	0,6476	0,0001	0,6476	0,0001	0,6342	0,0003	0,6199	0,0007	0,6049
2	0,6671	0,6601	0,6481	0,6477	0,6481	0,6477	0,6297	0,6343	0,6119	0,6202	0,5949	0,6056
3	0,6757	0,6601	0,6599	0,6477	0,6599	0,6477	0,6439	0,6343	0,6278	0,6202	0,6119	0,6056
4	0,962	0,6601	0,9562	0,6477	0,9562	0,6477	0,9501	0,6343	0,9435	0,6202	0,9366	0,6056
5	0,962	0,9773	0,9562	0,9743	0,9562	0,9743	0,9501	0,9713	0,9435	0,968	0,9366	0,9645
6	0,966	0,9773	0,9607	0,9743	0,9607	0,9743	0,955	0,9713	0,9489	0,968	0,9425	0,9645
7	0,998	0,9773	0,9978	0,9743	0,9978	0,9743	0,9975	0,9713	0,9973	0,968	0,997	0,9645
8	0,998	0,9992	0,9978	0,9992	0,9978	0,9992	0,9975	0,9991	0,9973	0,999	0,997	0,999
9	0,9984	0,9992	0,9983	0,9992	0,9983	0,9992	0,9981	0,9991	0,998	0,999	0,9979	0,999
10	0,9999	0,9992	0,9999	0,9992	0,9999	0,9992	0,9999	0,9991	0,9999	0,999	0,9998	0,999
11	0,9999	0,9999	0,9999	0,9999	0,9999	0,9999	0,9999	0,9999	0,9999	0,9999	0,9998	0,9999
12	0,9999	0,9999	0,9999	0,9999	0,9999	0,9999	0,9999	0,9999	0,9999	0,9999	0,9999	0,9999

Tableau 3-11b : Valeurs des périodes – sol Meuble

III.11.3. Le déplacement du plancher provoqué par la force sismique (Ex et Ey)

• **Sol Rocheux :**

Le déplacement du plancher provoqué par la force sismique (Ex et Ey) Sol Rocheux													
Débordement (cm)													
Story	Elevation	20		20+50		20+100		20+150		20+200		20+250	
		X-Dir	Y-Dir	X-Dir	Y-Dir	X-Dir	Y-Dir	X-Dir	Y-Dir	X-Dir	Y-Dir	X-Dir	Y-Dir
	m	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
Story15	47,94	32,86	33,57	31,95	31,59	31,34	29,95	30,56	29,01	30,39	28,59	30,14	28,06
Story14	44,88	32,32	34,03	31,56	32,07	31,05	30,44	30,33	29,51	30,2	29,09	29,97	28,56
Story13	41,82	30,12	31,63	29,4	29,78	28,91	28,24	28,23	27,35	28,1	26,94	27,88	26,43
Story12	38,76	27,87	29,21	27,19	27,45	26,72	26,00	26,07	25,15	25,94	24,76	25,73	24,28
Story11	35,7	25,59	26,76	24,94	25,1	24,49	23,73	23,88	22,93	23,75	22,55	23,55	22,09
Story10	32,64	23,25	24,28	22,64	22,72	22,21	21,44	21,64	20,68	21,5	20,32	21,31	19,89
Story9	29,58	20,87	21,78	20,29	20,33	19,88	19,14	19,35	18,43	19,21	18,08	19,03	17,68
Story8	26,52	18,47	19,3	17,93	17,95	17,54	16,85	17,05	16,18	16,91	15,85	16,73	15,47
Story7	23,46	16,07	16,82	15,56	15,59	15,19	14,58	14,74	13,97	14,6	13,64	14,43	13,3
Story6	20,4	13,67	14,39	13,2	13,27	12,86	12,36	12,45	11,8	12,31	11,49	12,15	11,18
Story5	17,34	11,34	12,02	10,91	11,02	10,59	10,22	10,23	9,706	10,09	9,421	9,936	9,141
Story4	14,28	9,084	9,74	8,698	8,871	8,404	8,17	8,086	7,719	7,949	7,458	7,809	7,21
Story3	11,22	7,151	7,583	6,83	6,853	6,577	6,266	6,308	5,879	6,179	5,646	6,052	5,432
Story2	8,16	5,169	5,605	4,899	5,026	4,68	4,559	4,458	4,244	4,338	4,044	4,224	3,865
Story1	4,08	2,819	3,205	2,625	2,848	2,464	2,555	2,309	2,346	2,208	2,201	2,118	2,073
Base	0	1,271	1,402	1,14	1,282	1,037	1,17	0,96	1,076	0,898	0,996	0,842	0,922

Tableau 3-12a : Déplacement du plancher provoqué par la force sismique (Ex-Ey) Sol Rocheux

• **Sol Ferme :**

Le déplacement du plancher provoqué par la force sismique (Ex et Ey) Sol Ferme													
Débordement (cm)													
Story	Elevation	20		20+50		20+100		20+150		20+200		20+250	
		X-Dir	Y-Dir	X-Dir	Y-Dir	X-Dir	Y-Dir	X-Dir	Y-Dir	X-Dir	Y-Dir	X-Dir	Y-Dir
	m	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
Story15	47,94	35,70	39,59	34,39	36,46	33,46	34,29	32,91	32,49	32,04	31,41	31,68	30,84
Story14	44,88	34,99	39,85	33,87	36,82	33,07	34,71	32,61	32,96	31,79	31,88	31,47	31,32
Story13	41,82	32,67	37,14	31,60	34,27	30,84	32,27	30,39	30,62	29,62	29,59	29,31	29,05
Story12	38,76	30,29	34,39	29,29	31,69	28,56	29,81	28,13	28,24	27,40	27,27	27,10	26,75
Story11	35,7	27,89	31,62	26,94	29,09	26,25	27,32	25,83	25,85	25,14	24,92	24,85	24,42
Story10	32,64	25,43	28,82	24,54	26,47	23,88	24,81	23,48	23,43	22,84	22,56	22,56	22,08
Story9	29,58	22,93	26,01	22,10	23,83	21,48	22,28	21,10	21,00	20,49	20,19	20,23	19,73
Story8	26,52	20,43	23,21	19,65	21,21	19,07	19,77	18,70	18,59	18,15	17,83	17,89	17,40
Story7	23,46	17,92	20,43	17,20	18,60	16,66	17,29	16,30	16,21	15,79	15,51	15,55	15,10
Story6	20,4	15,42	17,68	14,76	16,04	14,26	14,85	13,92	13,87	13,46	13,23	13,23	12,85
Story5	17,34	12,99	15,00	12,39	13,55	11,93	12,49	11,61	11,62	11,20	11,05	10,97	10,69
Story4	14,28	10,64	12,40	10,10	11,15	9,68	10,23	9,38	9,47	9,02	8,96	8,81	8,63
Story3	11,22	8,61	9,93	8,16	8,88	7,80	8,10	7,53	7,46	7,21	7,02	7,02	6,73
Story2	8,16	6,53	7,62	6,14	6,80	5,83	6,17	5,59	5,66	5,32	5,29	5,14	5,04
Story1	4,08	4,05	4,80	3,76	4,28	3,52	3,88	3,32	3,54	3,11	3,28	2,96	3,09
Base	0	2,48	2,63	2,22	2,42	2,01	2,24	1,86	2,07	1,73	1,93	1,63	1,80

Tableau 3-12b : Déplacement du plancher provoqué par la force sismique (Ex-Ey) Sol Ferme

• **Sol Meuble :**

Le déplacement du plancher provoqué par la force sismique (Ex et Ey) Sol Meuble													
Débordement (cm)													
Story	Elevation	20		20+50		20+100		20+150		20+200		20+250	
		X-Dir	Y-Dir	X-Dir	Y-Dir	X-Dir	Y-Dir	X-Dir	Y-Dir	X-Dir	Y-Dir	X-Dir	Y-Dir
	m	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
Story15	47,94	46,88	58,60	44,69	52,54	43,19	48,33	41,66	45,22	40,82	42,52	40,29	40,98
Story14	44,88	45,68	58,26	43,80	52,47	42,52	48,43	41,14	45,43	40,39	42,81	39,93	41,30
Story13	41,82	42,78	54,43	41,00	48,99	39,77	45,18	38,46	42,35	37,75	39,88	37,29	38,44
Story12	38,76	39,81	50,56	38,13	45,47	36,97	41,90	35,72	39,23	35,03	36,90	34,59	35,54
Story11	35,7	36,81	46,67	35,22	41,92	34,11	38,58	32,94	36,08	32,28	33,90	31,85	32,61
Story10	32,64	33,74	42,75	32,25	38,35	31,20	35,24	30,09	32,91	29,46	30,87	29,04	29,65
Story9	29,58	30,62	38,82	29,23	34,76	28,24	31,88	27,20	29,72	26,60	27,83	26,18	26,69
Story8	26,52	27,49	34,88	26,19	31,18	25,27	28,54	24,30	26,54	23,72	24,80	23,32	23,74
Story7	23,46	24,36	30,97	23,16	27,62	22,29	25,22	21,39	23,39	20,84	21,80	20,45	20,82
Story6	20,4	21,25	27,10	20,15	24,11	19,34	21,95	18,51	20,30	17,99	18,87	17,62	17,97
Story5	17,34	18,21	23,30	17,21	20,68	16,47	18,78	15,71	17,31	15,23	16,04	14,87	15,22
Story4	14,28	15,28	19,60	14,38	17,36	13,70	15,71	13,03	14,44	12,57	13,33	12,23	12,61
Story3	11,22	12,69	16,04	11,95	14,19	11,37	12,82	10,79	11,74	10,38	10,80	10,06	10,18
Story2	8,16	10,10	12,69	9,46	11,24	8,95	10,15	8,44	9,28	8,07	8,52	7,77	8,00
Story1	4,08	7,28	8,54	6,51	7,63	6,10	6,93	5,70	6,35	5,39	5,83	5,13	5,46
Base	0	5,26	5,29	4,72	4,89	4,30	4,55	3,93	4,26	3,66	3,97	3,45	3,74

Tableau 3-12c : Déplacement du plancher provoqué par la force sismique (Ex-Ey) Sol Meuble

III.11.4. Le déplacement du voile

• **Sol Rocheux :**

Joint Displacements - Absolute - Voile cage d'escalier (axe 1) Sol Rocheux													
Débordement (cm)													
Story	Label	20		20+50		20+100		20+150		20+200		20+250	
		Ux	Uy	Ux	Uy	Ux	Uy	Ux	Uy	Ux	Uy	Ux	Uy
		mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
Story15	104	28,99	33,54	27,62	31,56	26,70	29,92	25,79	28,98	25,46	28,56	25,15	28,04
Story14	104	27,07	31,35	25,76	29,47	24,88	27,92	24,01	27,02	23,70	26,62	23,40	26,12
Story13	104	25,19	29,13	23,94	27,35	23,10	25,88	22,28	25,03	21,98	24,64	21,69	24,16
Story12	104	23,27	26,88	22,10	25,20	21,30	23,81	20,52	23,01	20,23	22,63	19,95	22,18
Story11	104	21,34	24,61	20,23	23,03	19,48	21,73	18,75	20,96	18,46	20,60	18,20	20,18
Story10	104	19,38	22,32	18,34	20,84	17,63	19,62	16,95	18,90	16,67	18,55	16,42	18,16
Story9	104	17,40	20,01	16,43	18,63	15,76	17,50	15,13	16,83	14,86	16,50	14,63	16,13
Story8	104	15,43	17,71	14,52	16,43	13,90	15,40	13,32	14,77	13,06	14,45	12,84	14,11
Story7	104	13,46	15,42	12,62	14,26	12,05	13,31	11,52	12,73	11,28	12,43	11,07	12,12
Story6	104	11,51	13,17	10,75	12,12	10,23	11,27	9,75	10,75	9,52	10,46	9,33	10,18
Story5	104	9,62	10,99	8,94	10,05	8,46	9,30	8,04	8,83	7,83	8,57	7,65	8,31
Story4	104	7,79	8,88	7,20	8,07	6,78	7,43	6,41	7,01	6,21	6,77	6,05	6,55
Story3	104	6,07	6,89	5,56	6,22	5,20	5,68	4,88	5,33	4,71	5,12	4,57	4,93
Story2	104	4,49	5,07	4,08	4,54	3,77	4,12	3,52	3,84	3,37	3,66	3,24	3,50
Story1	104	2,61	2,87	2,34	2,55	2,13	2,30	1,95	2,11	1,84	1,99	1,74	1,88
Base	104	1,26	1,21	1,13	1,12	1,02	1,04	0,93	0,96	0,86	0,90	0,79	0,84

Tableau 3-13a : Déplacement du Voile provoqué par la force sismique (Ex-Ey) Sol Rocheux

• **Sol Ferme :**

Joint Displacements - Absolute - Voile cage d'escalier (axe 1) Sol Ferme													
Débordement (cm)													
Story	Label	20		20+50		20+100		20+150		20+200		20+250	
		Ux	Uy	Ux	Uy	Ux	Uy	Ux	Uy	Ux	Uy	Ux	Uy
		mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
Story15	104	32,15	39,57	30,28	36,44	28,99	34,27	28,17	32,47	27,21	31,39	26,74	30,82
Story14	104	30,09	37,05	28,30	34,09	27,07	32,03	26,28	30,33	25,37	29,30	24,92	28,75
Story13	104	28,07	34,50	26,37	31,71	25,20	29,77	24,44	28,16	23,57	27,19	23,14	26,66
Story12	104	26,02	31,93	24,41	29,31	23,30	27,48	22,58	25,97	21,75	25,04	21,34	24,53
Story11	104	23,95	29,34	22,44	26,89	21,38	25,17	20,69	23,75	19,92	22,88	19,52	22,39
Story10	104	21,86	26,72	20,43	24,44	19,44	22,84	18,79	21,52	18,06	20,70	17,68	20,23
Story9	104	19,74	24,10	18,42	21,99	17,48	20,50	16,87	19,28	16,19	18,51	15,83	18,07
Story8	104	17,64	21,48	16,41	19,55	15,54	18,18	14,96	17,05	14,33	16,34	13,99	15,93
Story7	104	15,54	18,88	14,41	17,13	13,61	15,88	13,06	14,85	12,49	14,20	12,17	13,81
Story6	104	13,47	16,31	12,44	14,75	11,71	13,62	11,20	12,70	10,68	12,11	10,38	11,75
Story5	104	11,46	13,81	10,53	12,44	9,87	11,44	9,40	10,63	8,94	10,09	8,66	9,76
Story4	104	9,52	11,39	8,70	10,21	8,10	9,35	7,68	8,65	7,27	8,18	7,02	7,88
Story3	104	7,67	9,08	6,97	8,11	6,45	7,39	6,07	6,80	5,72	6,40	5,49	6,14
Story2	104	5,98	6,93	5,39	6,18	4,95	5,61	4,63	5,14	4,32	4,82	4,12	4,59
Story1	104	3,96	4,31	3,53	3,86	3,20	3,50	2,95	3,20	2,72	2,98	2,56	2,81
Base	104	2,46	2,30	2,20	2,14	1,99	1,99	1,82	1,86	1,67	1,74	1,55	1,64

Tableau 3-13b : Déplacement du Voile provoqué par la force sismique (Ex-Ey) Sol Ferme

• **Sol Meuble :**

Joint Displacements - Absolute - Voile cage d'escalier (axe 1) Sol Meuble													
Débordement (cm)													
Story	Label	20		20+50		20+100		20+150		20+200		20+250	
		Ux	Uy	Ux	Uy	Ux	Uy	Ux	Uy	Ux	Uy	Ux	Uy
		mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
Story15	104	43,47	58,58	40,43	52,53	38,34	48,32	36,46	45,21	35,33	42,51	34,59	40,96
Story14	104	40,84	54,96	37,93	49,26	35,93	45,28	34,14	42,35	33,05	39,79	32,33	38,32
Story13	104	38,25	51,31	35,49	45,96	33,58	42,22	31,86	39,45	30,82	37,04	30,13	35,64
Story12	104	35,62	47,63	33,00	42,63	31,18	39,12	29,56	36,52	28,56	34,26	27,89	32,94
Story11	104	32,97	43,92	30,50	39,27	28,77	36,00	27,23	33,57	26,28	31,45	25,64	30,21
Story10	104	30,29	40,20	27,96	35,89	26,33	32,86	24,88	30,59	23,98	28,62	23,36	27,45
Story9	104	27,59	36,45	25,41	32,50	23,88	29,70	22,51	27,61	21,66	25,79	21,06	24,69
Story8	104	24,90	32,72	22,86	29,12	21,43	26,56	20,16	24,63	19,35	22,96	18,78	21,95
Story7	104	22,21	29,00	20,33	25,76	19,00	23,44	17,82	21,69	17,06	20,18	16,52	19,24
Story6	104	19,56	25,33	17,83	22,45	16,60	20,38	15,53	18,81	14,82	17,45	14,31	16,60
Story5	104	16,97	21,72	15,41	19,22	14,29	17,40	13,31	16,01	12,66	14,81	12,18	14,05
Story4	104	14,47	18,22	13,08	16,09	12,07	14,53	11,19	13,33	10,60	12,30	10,15	11,63
Story3	104	12,10	14,84	10,88	13,10	9,98	11,82	9,21	10,82	8,67	9,95	8,27	9,38
Story2	104	9,90	11,66	8,86	10,32	8,08	9,32	7,42	8,52	6,95	7,83	6,58	7,36
Story1	104	7,26	7,74	6,46	6,94	5,86	6,32	5,34	5,81	4,96	5,35	4,65	5,02
Base	104	5,23	4,65	4,67	4,33	4,25	4,07	3,88	3,83	3,59	3,60	3,36	3,41

Tableau 3-13c : Déplacement du Voile provoqué par la force sismique (Ex-Ey) Sol Meuble

III.11.5. L'effort tranchant et le moment fléchissant au niveau des poutres et des poteaux

III.11.5.1. Les poutres :

Nous avons choisi les réactions qui se sont produites sur la poutre [3-(E-F)] du 9ème étage

- **Sol Rocheux :**

Element Forces - Beams - poutre (3-(E-F)) story 10,(9ème étage) / Sol Rocheux													
Débordement (cm)													
Combinaison	Station	20		20+50		20+100		20+150		20+200		20+250	
		V2	M3	V2	M3	V2	M3	V2	M3	V2	M3	V2	M3
		(KN)	(KN.m)	(KN)	(KN.m)	(KN)	(KN.m)	(KN)	(KN.m)	(KN)	(KN.m)	(KN)	(KN.m)
1,35G+1,5Q	1	107,82	-86,95	107,19	-85,38	106,72	-84,23	106,41	-83,47	106,21	-82,97	106,09	-82,67
	3	-2,62	46,50	-1,98	46,53	-1,51	46,55	-1,21	46,57	-1,01	46,59	-0,89	46,60
	2	81,54	-29,79	82,18	-31,00	82,65	-31,88	82,96	-32,46	83,16	-32,82	83,27	-33,04
Ex	1	23,08	52,65	22,85	52,15	22,73	51,89	22,40	51,17	22,43	51,26	22,36	51,10
	3	23,08	41,49	22,85	41,10	22,73	40,91	22,40	40,34	22,43	40,42	22,36	40,29
	2	23,08	47,76	22,85	47,24	22,73	46,96	22,40	46,27	22,43	46,33	22,36	46,17
Ey	1	1,52	3,07	1,47	2,94	1,41	2,81	1,38	2,74	1,37	2,73	1,36	2,72
	3	1,52	2,81	1,47	2,74	1,41	2,65	1,38	2,60	1,37	2,59	1,36	2,58
	2	1,52	3,54	1,47	3,45	1,41	3,33	1,38	3,26	1,37	3,25	1,36	3,24
0.8G+Ex	1	-26,45	12,68	-26,36	12,99	-26,24	13,33	-26,41	12,99	-26,27	13,34	-26,28	13,34
	3	50,88	38,67	50,97	37,80	51,09	37,24	50,92	36,49	51,05	36,39	51,04	36,18
	2	60,54	34,05	60,63	32,91	60,75	32,18	60,58	31,19	60,72	31,06	60,71	30,79
0.8G-Ex	1	-72,61	-92,62	-72,05	-91,31	-71,69	-90,46	-71,20	-89,34	-71,13	-89,18	-71,00	-88,87
	3	-62,95	-59,86	-62,39	-58,82	-62,02	-58,15	-61,54	-57,26	-61,47	-57,13	-61,34	-56,89
	2	14,37	-61,47	14,94	-61,57	15,30	-61,74	15,79	-61,34	15,85	-61,59	15,99	-61,55
0.8G+Ey	1	-48,01	-36,90	-47,74	-36,22	-47,55	-35,75	-47,43	-35,43	-47,33	-35,19	-47,28	-35,05
	3	0,31	21,95	0,59	21,97	0,77	21,98	0,90	21,99	1,00	22,01	1,05	22,01
	2	38,98	-10,16	39,25	-10,88	39,44	-11,45	39,56	-11,82	39,66	-12,01	39,71	-12,14
0.8G-Ey	1	-51,05	-43,03	-50,67	-42,10	-50,37	-41,38	-50,18	-40,92	-50,07	-40,65	-50,00	-40,48
	3	-41,38	-20,70	-41,00	-19,95	-40,71	-19,37	-1,85	20,75	-40,41	-18,79	-40,34	-18,65
	2	35,94	-17,25	36,32	-17,77	36,62	-18,11	36,81	-18,34	36,92	-18,52	36,98	-18,61
G+Q+Ex	1	-54,99	-10,31	-54,76	-9,67	-54,54	-9,08	-54,64	-9,25	-54,46	-8,80	-54,45	-8,74
	3	51,66	46,22	51,89	45,50	52,11	45,02	52,01	44,44	52,19	44,34	52,20	44,18
	2	82,13	26,19	82,36	24,78	82,58	23,86	82,48	22,75	82,66	22,54	82,67	22,22
G+Q-Ex	1	101,16	115,62	100,46	113,96	-99,99	112,87	-99,44	111,58	-99,33	111,31	-99,17	110,94
	3	-85,92	-70,40	-85,22	-69,09	-84,76	-68,22	-84,20	-67,20	-84,09	-66,98	-83,94	-66,69
	2	35,96	-69,34	36,66	-69,70	37,13	-70,07	37,68	-69,79	37,79	-70,12	37,95	-70,12
G+Q+Ey	1	-76,56	-59,90	-76,14	-58,88	-75,86	-58,16	-75,66	-57,67	-75,52	-57,32	-75,45	-57,12
	3	-0,38	34,28	0,04	34,31	0,32	34,32	0,51	34,34	0,65	34,36	0,73	34,37
	2	60,56	-18,03	60,98	-19,01	61,26	-19,77	61,45	-20,26	61,59	-20,54	61,67	-20,71
G+Q-Ey	1	-79,59	-66,03	-79,07	-64,76	-78,68	-63,79	-78,42	-63,16	-78,27	-62,78	-78,17	-62,55
	3	-3,42	33,05	-2,90	33,07	-2,50	33,08	-2,24	33,10	-2,09	33,10	-2,00	33,11
	2	57,53	-25,12	58,04	-25,90	58,44	-26,43	58,70	-26,78	58,85	-27,04	58,95	-27,18
G+Q	1	-78,07	-62,96	-77,61	-61,82	-77,27	-60,97	-77,04	-60,42	-76,90	-60,05	-76,81	-59,84

	3	-1,90	33,67	-1,43	33,69	-1,09	33,70	-0,86	33,72	-0,72	33,73	-0,63	33,74
	2	59,04	-21,57	59,51	-22,46	59,85	-23,10	60,08	-23,52	60,22	-23,79	60,31	-23,95
V2 : Effort Tranchant													
M3 : Moment Fléchissant													
1 : Le nœud est à gauche													
3 : Le point max en travée													
2 : Le nœud est à droite													

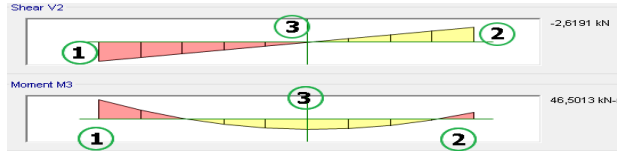


Tableau 3-14a : Effort tranchant et moment fléchissant sur la poutre ((3-(E-F)) Sol Rocheux

• Sol Ferme :

Element Forces - Beams - poutre (3-(E-F)) story 10,(9ème étage) / Sol Ferme													
Débordement (cm)													
Combinaison	Station	20		20+50		20+100		20+150		20+200		20+250	
		V2	M3	V2	M3	V2	M3	V2	M3	V2	M3	V2	M3
		(KN)	(KN.m)	(KN)	(KN.m)	(KN)	(KN.m)	(KN)	(KN.m)	(KN)	(KN.m)	(KN)	(KN.m)
1,35G+1,5Q	1	108,37	-88,26	107,32	-85,74	106,51	-83,78	105,92	-82,37	105,51	-81,37	105,25	-80,71
	3	-3,16	46,51	-2,12	46,49	-1,30	46,49	-0,72	46,49	-0,31	46,50	-0,04	46,51
	2	81,00	-28,74	82,05	-30,77	82,86	-32,35	83,44	-33,48	83,85	-34,26	84,12	-34,77
Ex	1	23,28	53,08	23,04	52,58	22,92	52,33	22,93	52,37	22,64	51,74	22,61	51,67
	3	23,28	41,83	23,04	41,44	22,92	41,26	22,93	41,29	22,64	40,79	22,61	40,74
	2	23,28	48,18	23,04	47,65	22,92	47,38	22,93	47,38	22,64	46,77	22,61	46,68
Ey	1	1,41	2,84	1,36	2,72	1,32	2,63	1,28	2,56	1,29	2,59	1,28	2,58
	3	1,41	2,61	1,36	2,53	1,32	2,47	1,28	2,41	1,29	2,44	1,28	2,41
	2	1,41	3,29	1,36	3,19	1,32	3,11	1,28	3,02	1,29	3,06	1,28	3,03
0.8G+Ex	1	-26,55	12,39	-26,25	13,17	-25,95	13,94	-25,65	14,70	-25,72	14,58	-25,62	14,85
	3	50,77	39,43	51,07	38,24	51,37	37,41	51,68	36,97	51,60	36,20	51,70	35,94
	2	60,44	35,06	60,73	33,49	61,03	32,41	61,34	31,82	61,27	30,81	61,37	30,47
0.8G-Ex	1	-73,11	-93,77	-72,34	-91,98	-71,80	-90,73	-71,51	-90,04	-71,01	-88,89	-70,84	-88,48
	3	-63,45	-60,77	-62,67	-59,35	-62,14	-58,36	-61,84	-57,82	-61,35	-56,90	-61,17	-56,58
	2	13,88	-61,31	14,65	-61,82	15,19	-62,36	15,48	-62,93	15,98	-62,72	16,15	-62,90
0.8G+Ey	1	-48,42	-37,85	-47,94	-36,69	-47,56	-35,77	-47,30	-35,11	-47,07	-34,56	-46,95	-34,24
	3	-0,10	21,91	0,39	21,91	0,76	21,92	1,02	21,92	1,25	21,93	1,38	21,94
	2	38,57	-9,83	39,05	-10,98	39,43	-11,87	39,69	-12,53	39,91	-12,90	40,04	-13,19
0.8G-Ey	1	-51,24	-43,54	-50,65	-42,12	-50,19	-41,03	-49,85	-40,22	-49,66	-39,75	-49,51	-39,39
	3	-41,58	-21,11	-40,99	-19,98	-40,53	-19,10	-40,19	-18,47	-40,00	-18,09	-39,85	-17,81
	2	35,75	-16,41	36,34	-17,35	36,79	-18,08	37,13	-18,57	37,33	-19,01	37,48	-19,25
G+Q+Ex	1	-55,19	-10,84	-54,67	-9,51	-54,19	-8,32	-53,76	-7,25	-53,74	-7,16	-53,58	-6,74
	3	51,45	46,84	51,98	45,80	52,46	45,06	52,89	44,64	52,90	44,02	53,06	43,79
	2	81,92	27,39	82,45	25,37	82,93	23,94	83,36	23,11	83,37	21,93	83,54	21,48
G+Q-Ex	1	101,75	117,01	100,75	114,67	100,04	112,99	-99,62	111,99	-99,03	110,63	-98,80	110,08
	3	-86,52	-71,51	-85,52	-69,65	-84,80	-68,32	-84,38	-67,53	-83,80	-66,44	-83,57	-66,01
	2	35,37	-68,98	36,37	-69,94	37,08	-70,82	37,50	-71,64	38,09	-71,60	38,32	-71,89
G+Q+Ey	1	-77,06	-61,08	-76,35	-59,37	-75,80	-58,02	-75,41	-57,07	-75,09	-56,30	-74,91	-55,83
	3	-0,89	34,24	-0,18	34,24	0,38	34,24	0,77	34,25	1,08	34,26	1,27	34,27
	2	60,05	-17,51	60,76	-19,10	61,32	-20,33	61,71	-21,24	62,02	-21,78	62,21	-22,18
G+Q-Ey	1	-79,88	-66,77	-79,07	-64,81	-78,43	-63,28	-77,96	-62,18	-77,68	-61,49	-77,48	-60,99
	3	-3,71	33,10	-2,89	33,08	-2,25	33,07	-1,79	33,07	-1,51	33,07	-1,30	33,07
	2	57,24	-24,09	58,05	-25,47	58,69	-26,55	59,15	-27,28	59,44	-27,89	59,64	-28,24
G+Q	1	-78,47	-63,93	-77,71	-62,09	-77,11	-60,65	-76,69	-59,62	-76,39	-58,89	-76,19	-58,41

	3	-2,30	33,67	-1,53	33,66	-0,94	33,66	-0,51	33,66	-0,21	33,67	-0,02	33,67
	2	58,64	-20,80	59,41	-22,29	60,00	-23,44	60,43	-24,26	60,73	-24,83	60,93	-25,21
V2 : Effort Tranchant													
M3 : Moment Fléchissant													
1 : Le nœud est à gauche													
3 : Le point max en travée													
2 : Le nœud est à droite													

Tableau 3-14b : Effort tranchant et moment fléchissant sur la poutre ((3-(E-F)) Sol Ferme

• **Sol Meuble :**

Element Forces - Beams - poutre (3-(E-F)) story 10,(9ème étage) / Sol Meuble													
Débordement (cm)													
Combinaison	Station	20		20+50		20+100		20+150		20+200		20+250	
		V2	M3	V2	M3	V2	M3	V2	M3	V2	M3	V2	M3
		(KN)	(KN.m)	(KN)	(KN.m)	(KN)	(KN.m)	(KN)	(KN.m)	(KN)	(KN.m)	(KN)	(KN.m)
1,35G+1,5Q	1	-109,15	-90,10	-107,61	-86,44	-106,35	-83,44	-105,37	-81,10	-104,62	-79,31	-104,08	-78,02
	3	-3,95	46,56	-2,41	46,49	-1,14	46,44	-0,16	46,41	0,58	46,40	1,12	46,39
	2	80,22	-27,16	81,76	-30,22	83,02	-32,71	84,00	-34,63	84,75	-36,09	85,28	-37,13
Ex	1	26,37	60,10	26,23	59,83	26,27	59,95	26,10	59,61	26,18	59,80	26,32	60,13
	3	26,37	47,36	26,23	47,16	26,27	47,25	26,10	46,99	26,18	47,15	26,32	47,41
	2	26,37	54,60	26,23	54,27	26,27	54,31	26,10	53,94	26,18	54,08	26,32	54,34
Ey	1	1,40	2,81	1,35	2,68	1,31	2,59	1,29	2,55	1,27	2,51	1,26	2,51
	3	1,40	2,61	1,35	2,55	1,31	2,49	1,29	2,46	1,27	2,42	1,26	2,40
	2	1,40	3,29	1,35	3,20	1,31	3,12	1,29	3,08	1,27	3,03	1,26	3,01
0.8G+Ex	1	-23,90	18,39	-23,25	19,98	-22,57	21,64	-22,23	22,49	-21,77	23,61	-21,36	24,61
	3	53,42	45,02	54,07	43,58	54,75	42,64	55,09	41,61	55,55	41,15	55,97	40,94
	2	63,09	42,35	63,74	40,46	64,42	39,23	64,76	37,88	65,22	37,27	65,63	36,99
0.8G-Ex	1	-76,64	-101,82	-75,71	-99,68	-75,10	-98,26	-74,44	-96,72	-74,13	-96,00	-73,99	-95,66
	3	-66,97	-67,11	-66,05	-65,42	-65,44	-64,30	-64,77	-63,08	-64,46	-62,51	-64,32	-62,24
	2	10,35	-66,85	11,28	-68,07	11,89	-69,39	12,55	-70,01	12,86	-70,89	13,00	-71,69
0.8G+Ey	1	-48,87	-38,90	-48,13	-37,17	-47,53	-35,72	-47,04	-34,57	-46,68	-33,68	-46,41	-33,02
	3	-0,54	21,96	0,20	21,93	0,80	21,92	1,28	21,92	1,64	21,92	1,91	21,92
	2	38,12	-8,96	38,86	-10,61	39,46	-11,96	39,94	-12,98	40,30	-13,79	40,57	-14,34
0.8G-Ey	1	-51,67	-44,52	-50,83	-42,53	-50,15	-40,90	-49,62	-39,66	-49,21	-38,71	-48,93	-38,04
	3	-42,00	-21,89	-41,17	-20,30	-40,48	-19,00	-39,95	-18,02	-39,55	-17,26	-39,27	-16,73
	2	35,32	-15,54	36,16	-17,00	36,84	-18,20	37,37	-19,14	37,77	-19,84	38,06	-20,36
G+Q+Ex	1	-52,68	-5,18	-51,69	-2,78	-50,74	-0,47	-50,18	0,90	-49,56	2,40	-49,03	3,68
	3	53,97	50,87	54,95	49,54	55,91	48,61	56,47	47,69	57,09	47,22	57,62	46,97
	2	84,44	34,96	85,42	32,40	86,38	30,62	86,94	28,85	87,56	27,92	88,09	27,42
G+Q-Ex	1	-105,42	-125,38	-104,16	-122,44	-103,27	-120,37	-102,39	-118,31	-101,92	-117,20	-101,66	-116,59
	3	-90,18	-78,11	-88,92	-75,78	-88,03	-74,14	-87,15	-72,51	-86,69	-71,62	-86,43	-71,13
	2	31,70	-74,24	32,96	-76,14	33,85	-78,00	34,73	-79,04	35,20	-80,24	35,45	-81,26
G+Q+Ey	1	-77,65	-62,47	-76,57	-59,93	-75,69	-57,83	-75,00	-56,16	-74,48	-54,89	-74,09	-53,94
	3	-1,47	34,30	-0,40	34,26	0,48	34,24	1,18	34,23	1,70	34,22	2,09	34,22
	2	59,47	-16,35	60,54	-18,67	61,43	-20,57	62,12	-22,02	62,64	-23,13	63,03	-23,92
G+Q-Ey	1	-80,45	-68,09	-79,28	-65,29	-78,31	-63,01	-77,57	-61,25	-77,01	-59,91	-76,61	-58,96
	3	-4,28	33,13	-3,10	33,06	-2,14	33,01	-1,40	32,98	-0,83	32,97	-0,43	32,96
	2	56,67	-22,93	57,84	-25,07	58,81	-26,81	59,55	-28,18	60,11	-29,19	60,51	-29,93

G+Q	1	-79,05	-65,28	-77,92	-62,61	-77,00	-60,42	-76,29	-58,71	-75,74	-57,40	-75,35	-56,45
	3	-2,87	33,71	-1,75	33,66	-0,83	33,62	-0,11	33,60	0,44	33,59	0,83	33,59
	2	42,83	4,74	59,19	-21,87	60,12	-23,69	60,83	-25,10	61,38	-26,16	61,77	-26,92
V2 : Effort Tranchant													
M3 : Moment Fléchissant													
1 : Le nœud est à gauche													
3 : Le point max en travée													
2 : Le nœud est à droite													

Tableau 3-14c : Effort tranchant et moment fléchissant sur la poutre ((3-(E-F)) Sol Meuble

III.11.5.2. Les poteaux :

Nous avons choisi les réactions qui se sont produites sur le poteau central (3-C) du RDC

TABLE: Element Forces - Columns - (Poteau central (3-C) Niv RDC)													
SOL ROCHEUX													
Débordement (cm)													
Combinaison	Station	20		20+50		20+100		20+150		20+200		20+250	
		V2	M3	V2	M3	V2	M3	V2	M3	V2	M3	V2	M3
		(KN)	(KN.m)	(KN)	(KN.m)	(KN)	(KN.m)	(KN)	(KN.m)	(KN)	(KN.m)	(KN)	(KN.m)
G+Q+1.2Ex	0	55,08	177,71	48,06	158,51	42,49	143,20	38,45	132,15	35,64	124,41	34,25	120,80
	1,84	55,08	76,40	48,06	70,20	42,49	65,20	38,45	61,63	35,64	59,08	34,25	58,03
	3,68	55,08	46,44	48,06	47,48	42,49	47,90	38,45	47,82	35,64	47,95	34,25	47,86
SOL FERME													
Débordement (cm)													
Combinaison	Station	20		20+50		20+100		20+150		20+200		20+250	
		V2	M3	V2	M3	V2	M3	V2	M3	V2	M3	V2	M3
		(KN)	(KN.m)	(KN)	(KN.m)	(KN)	(KN.m)	(KN)	(KN.m)	(KN)	(KN.m)	(KN)	(KN.m)
G+Q+1.2Ex	0	61,33	195,34	52,42	170,77	45,18	150,77	40,29	137,56	35,62	124,48	33,30	118,33
	1,84	61,33	82,53	52,42	74,35	45,18	67,73	40,29	63,57	35,62	59,11	33,30	57,25
	3,68	61,33	45,08	52,42	48,15	45,18	50,32	40,29	52,04	35,62	52,82	33,30	53,49
SOL MEUBLE													
Débordement (cm)													
Combinaison	Station	20		20+50		20+100		20+150		20+200		20+250	
		V2	M3	V2	M3	V2	M3	V2	M3	V2	M3	V2	M3
		(KN)	(KN.m)	(KN)	(KN.m)	(KN)	(KN.m)	(KN)	(KN.m)	(KN)	(KN.m)	(KN)	(KN.m)
G+Q+1.2Ex	0	74,54	233,96	63,14	202,39	53,74	176,36	46,13	155,44	40,13	138,87	36,43	128,98
	1,84	74,54	96,84	63,14	86,25	53,74	77,52	46,13	70,67	40,13	65,16	36,43	62,12
	3,68	74,54	47,48	63,14	52,42	53,74	56,52	46,13	59,57	40,13	62,10	36,43	64,10
SOL MEUBLE													
Débordement (cm)													
Combinaison	Station	20		20+50		20+100		20+150		20+200		20+250	
		V2	M3	V2	M3	V2	M3	V2	M3	V2	M3	V2	M3
		(KN)	(KN.m)	(KN)	(KN.m)	(KN)	(KN.m)	(KN)	(KN.m)	(KN)	(KN.m)	(KN)	(KN.m)
G+Q+1.2Ex	0	47,77	145,35	45,12	138,35	42,88	132,64	40,44	126,18	38,18	120,04	36,21	114,67
	1,84	47,77	145,35	45,12	138,35	42,88	132,64	40,44	126,18	38,18	120,04	36,21	114,67
	3,68	47,77	145,35	45,12	138,35	42,88	132,64	40,44	126,18	38,18	120,04	36,21	114,67

G+Q+1.2Ey	1,84	47,77	57,50	45,12	55,38	42,88	53,80	40,44	51,84	38,18	49,86	36,21	48,14
	3,68	47,77	18,56	45,12	14,21	42,88	10,94	40,44	8,32	38,18	6,37	36,21	5,09
V2 ; V3 : Effort Tranchant													
M3 ; M2 : Moment Fléchissant													
Niv 0,00 : base du poteau													
Niv 1,84 : mi-poteau													
Niv 3,68 : Dessus de poteau													

Tableau 3-15 : Effort tranchant et moment fléchissant sur le poteau ((3-C) RDC) tous types du sol

III.12. Conclusion

Ce chapitre met en évidence que l'étude d'un ouvrage sans considérer l'interaction sol-structure nous éloigne du comportement réaliste dans les situations dynamiques de la structure lors d'un séisme et de la réaction aux charges verticales. Même si l'interaction sol-structure ne révèle pas toute la vérité, l'ignorer lors de l'étude n'est pas recommandé ! Lors de l'introduction du radier général dans notre projet, après avoir vérifié sa stabilité et sa résistance, nous avons réalisé un débordement de 20 cm de manière ascendante et organisée (en ajoutant 50 cm à chaque fois sur les bords), puis nous avons consigné tous les résultats dans des tableaux pour faciliter la lecture, l'observation et la comparaison. Cela nous a donné une impression claire de l'effet du débordement dans certaines limites, démontrant une grande stabilité et résistance pour les bâtiments de grande hauteur sur différents types de sol.

Chapitre IV

INTERPRÉTATION DES RÉSULTATS

IV.1. Introduction

La représentation des résultats d'une expérience sous forme de tableaux ne permet pas de donner une image claire des interprétations réelles, en particulier lorsque les tableaux contiennent de nombreux nombres qui expliquent les comportements observés dans le modèle expérimental. Afin de mieux illustrer les différentes étapes de l'expérience et le comportement de chaque élément de la structure sous l'influence de l'effet du débordement du radier au-delà des limites d'un bâtiment de grande hauteur, nous allons convertir tous les résultats des tableaux en courbes graphiques qui permettront de visualiser plus fidèlement ces informations.

La traduction précise des résultats ne peut être obtenue qu'en analysant les courbes qui enregistrent tous les comportements des éléments à chaque étape de l'étude numérique effectuée à l'aide du programme de calcul ETABS. Ces courbes constitueront la preuve de nos observations et de nos opinions sur l'impact du débordement du radier sur le comportement dynamique des éléments structuraux de notre projet.

IV.2. Discussion des résultats

IV.2.1. Les périodes des modes

Pour toutes les catégories de sol et pour chaque cas de débordement, nous avons sélectionné les valeurs les plus élevées enregistrées lors de la première période dans le premier mode comme référence.

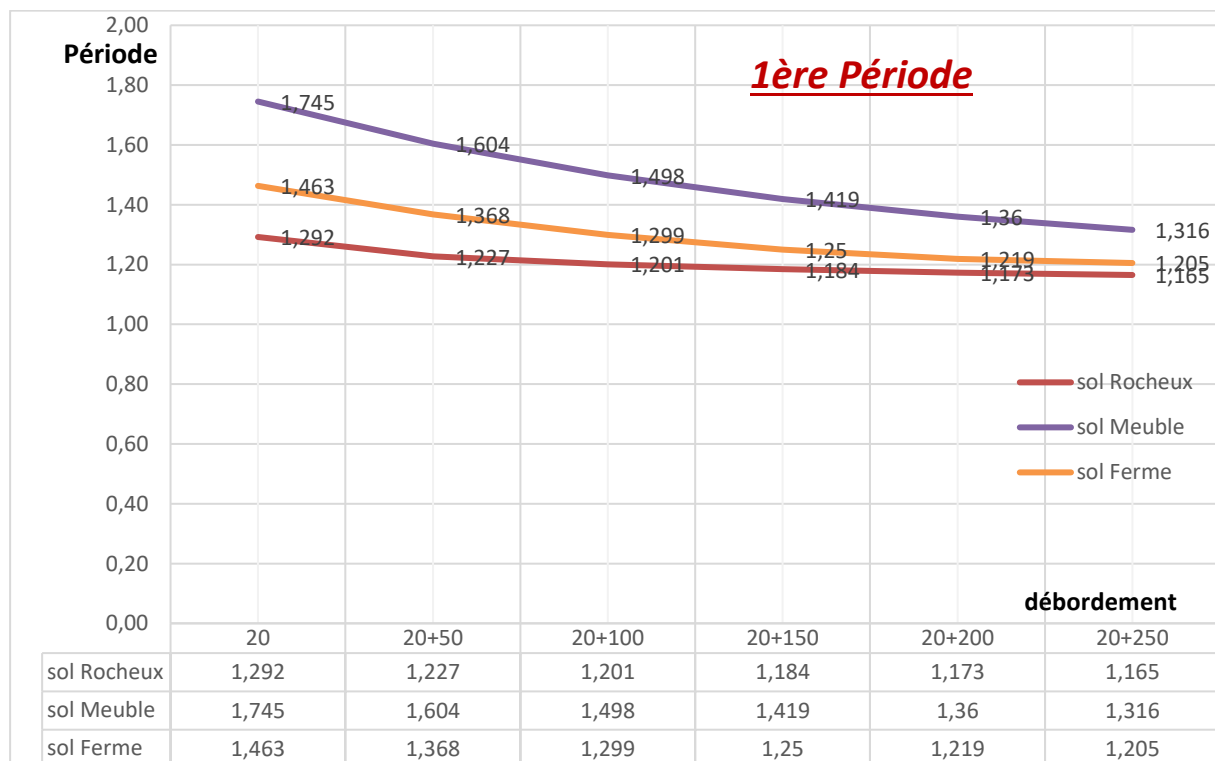


Figure 4.1 : Diagramme de la 1ère période de chaque débordement (1er mode)

On observe une diminution proportionnelle de la valeur de la période à mesure que le débordement augmente. Les sols meubles présentent la valeur de période la plus élevée, tandis

que dans les sols rocheux, les valeurs diminuent proportionnellement au débordement, mais de manière moins marquée. Les périodes les plus basses ont été enregistrées dans les sols rocheux, tandis que les périodes les plus élevées ont été observées dans les sols meubles. Nous avons également constaté que pour des débordements allant de 20+200 à 20+250, les valeurs des périodes étaient très similaires, ce qui indique que le débordement n'a plus d'effet significatif dans les trois types de sols dans ce domaine.

IV.2.2. Effort tranchant à la base

Nous avons représenté graphiquement toutes les valeurs des forces sismiques pour chaque type de sol lors de chaque débordement, donnant ainsi naissance au graphique suivant.

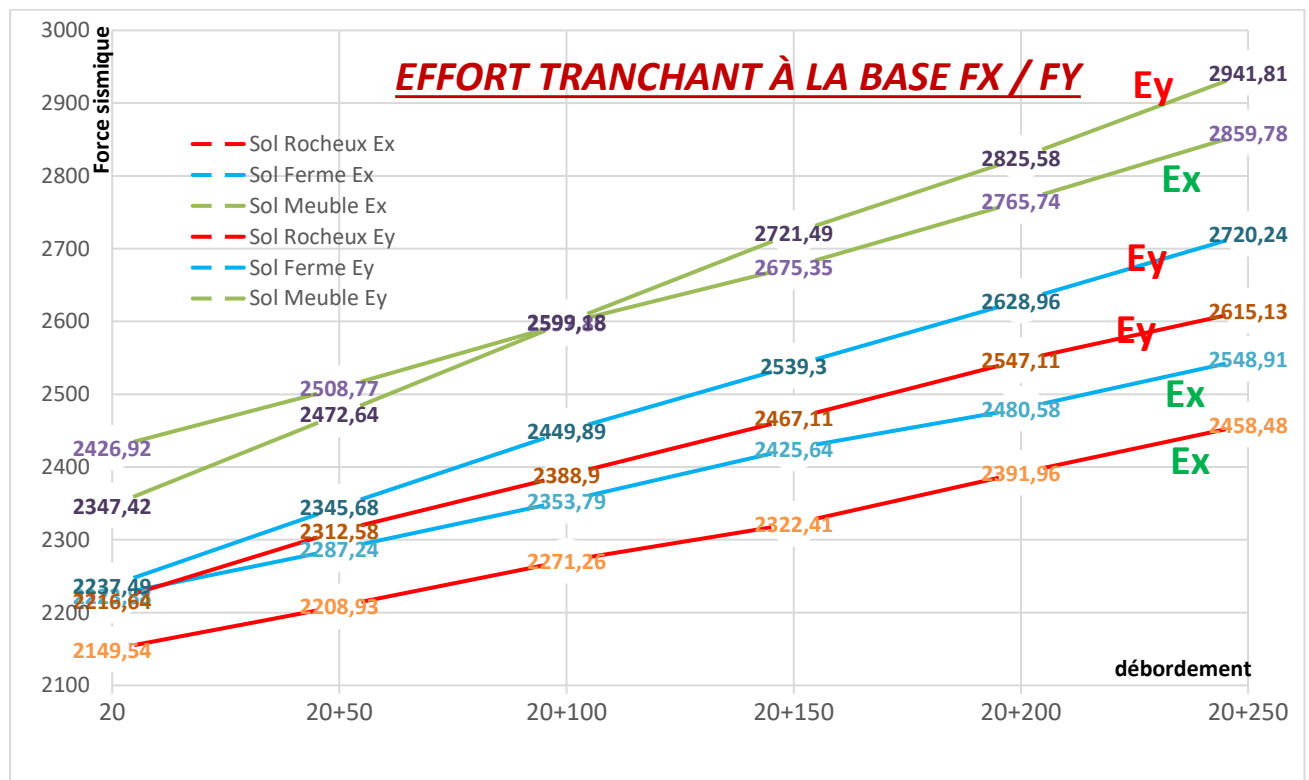


Figure 4.2 : Diagramme de l'effort tranchant à la base selon les directions X et Y

La force sismique enregistrée varie en fonction du type de sol et du débordement. Les résultats montrent que le sol rocheux présente la valeur minimale de force sismique (2149,54 kN) avec un débordement de 20 cm dans la direction X. En revanche, le sol meuble affiche la valeur maximale de force sismique (2941,81 kN) dans la direction Y. Pour les sols fermes, la force sismique se situe entre ces deux extrêmes, atteignant 2223,88 kN. Il est essentiel de souligner que l'augmentation du débordement entraîne une hausse de la force sismique dans les deux directions, indépendamment du type de sol. Cette corrélation s'explique par l'accroissement du poids total de la structure, dû à l'ajout du débordement.

IV.2.3. Participation de la masse modale

La participation de la masse modale, également connue sous le nom de "Modal Participating Mass Ratios" en anglais, fait référence à la contribution relative de chaque mode de vibration d'un système structurel à la masse totale du système. Il s'agit d'un paramètre utilisé pour analyser le comportement dynamique des structures.

Lorsqu'un système subit des vibrations, il peut présenter plusieurs modes de vibration, qui sont des formes spécifiques et caractéristiques de déformation et de mouvement. Chaque mode de vibration est associé à une fréquence propre correspondante, c'est-à-dire une fréquence à laquelle le système vibre naturellement en l'absence de forces externes.

La participation de la masse modale mesure la proportion de la masse totale du système qui est impliquée dans chaque mode de vibration. Elle est calculée en divisant la masse modale d'un mode spécifique par la masse totale du système. Plus précisément, elle donne une indication de la quantité d'énergie de vibration concentrée dans chaque mode de vibration par rapport à l'énergie totale du système.

La connaissance des participations de masse modale est utile dans l'analyse et la conception des structures, en particulier dans les études de réponse dynamique aux charges sismiques ou aux excitations vibratoires. Elle permet de déterminer les modes de vibration prédominants et d'évaluer l'efficacité de la répartition de la masse dans la structure. Une répartition équilibrée de la masse modale peut contribuer à minimiser les réponses dynamiques indésirables et à optimiser les performances et la résistance sismique de la structure.

En se basant sur les résultats obtenus et en les représentant graphiquement, nous mettons en évidence les éléments suivants :

• Sol Rocheux :

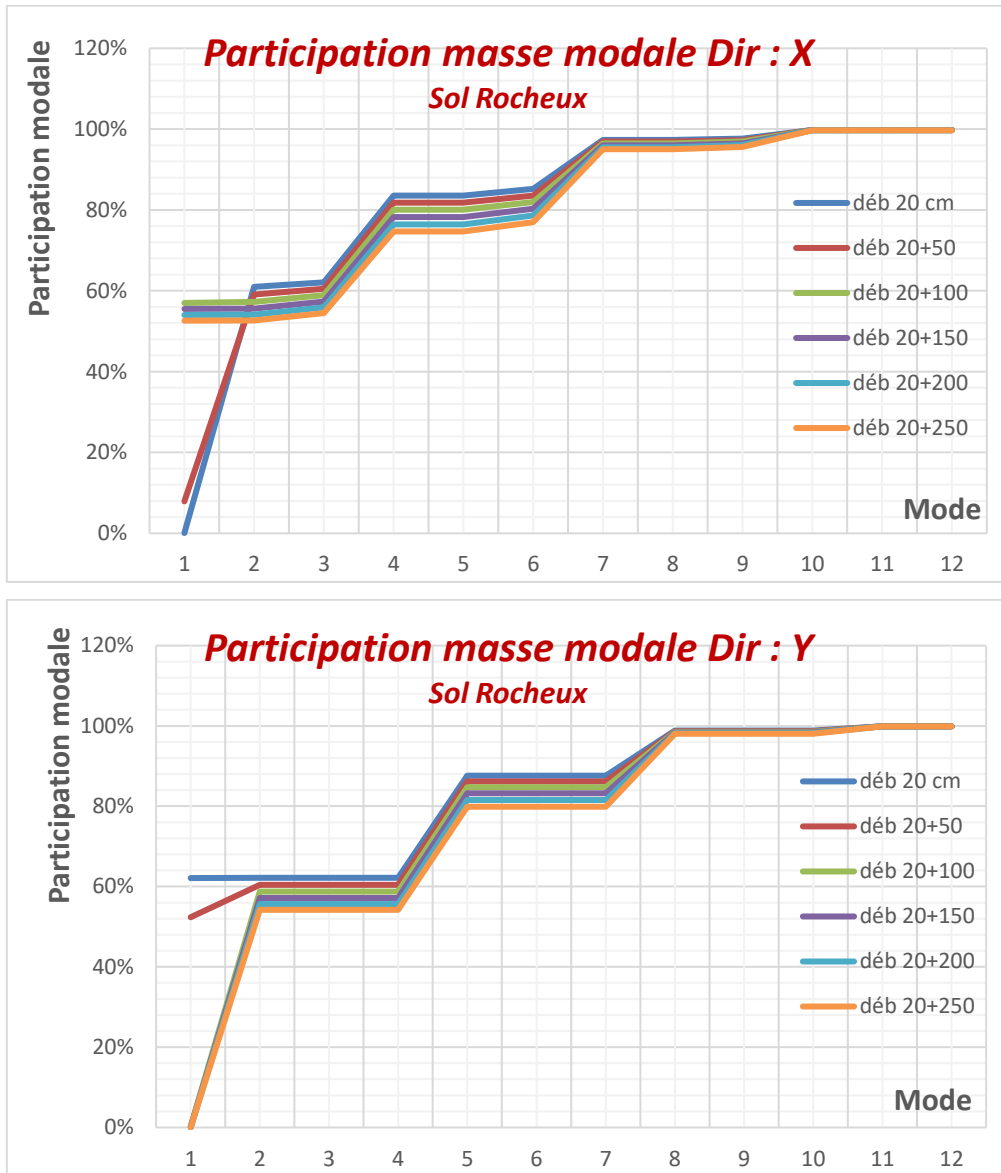


Figure 4.3a : Diagramme de la participation modale selon les directions X et Y /Sol Rocheux

Il a été observé que la direction X présentait la plus grande contribution modale grâce au débordement 20 + 100, étant donné qu'il englobait la participation de presque tous les modes. En revanche, dans la direction Y, le premier et deuxième débordement (20 et 20+50 cm) ont été identifiés comme étant les plus influents. De plus, il est important de souligner que la contribution modale restante (20+150 ; 20+200 ; 20+250) était pratiquement la même pour le débordement 20 + 100. Cette constatation explique pourquoi le débordement 20 + 100 a été considéré comme le meilleur choix pour notre structure dans ce cas précis.

• Sol Ferme :

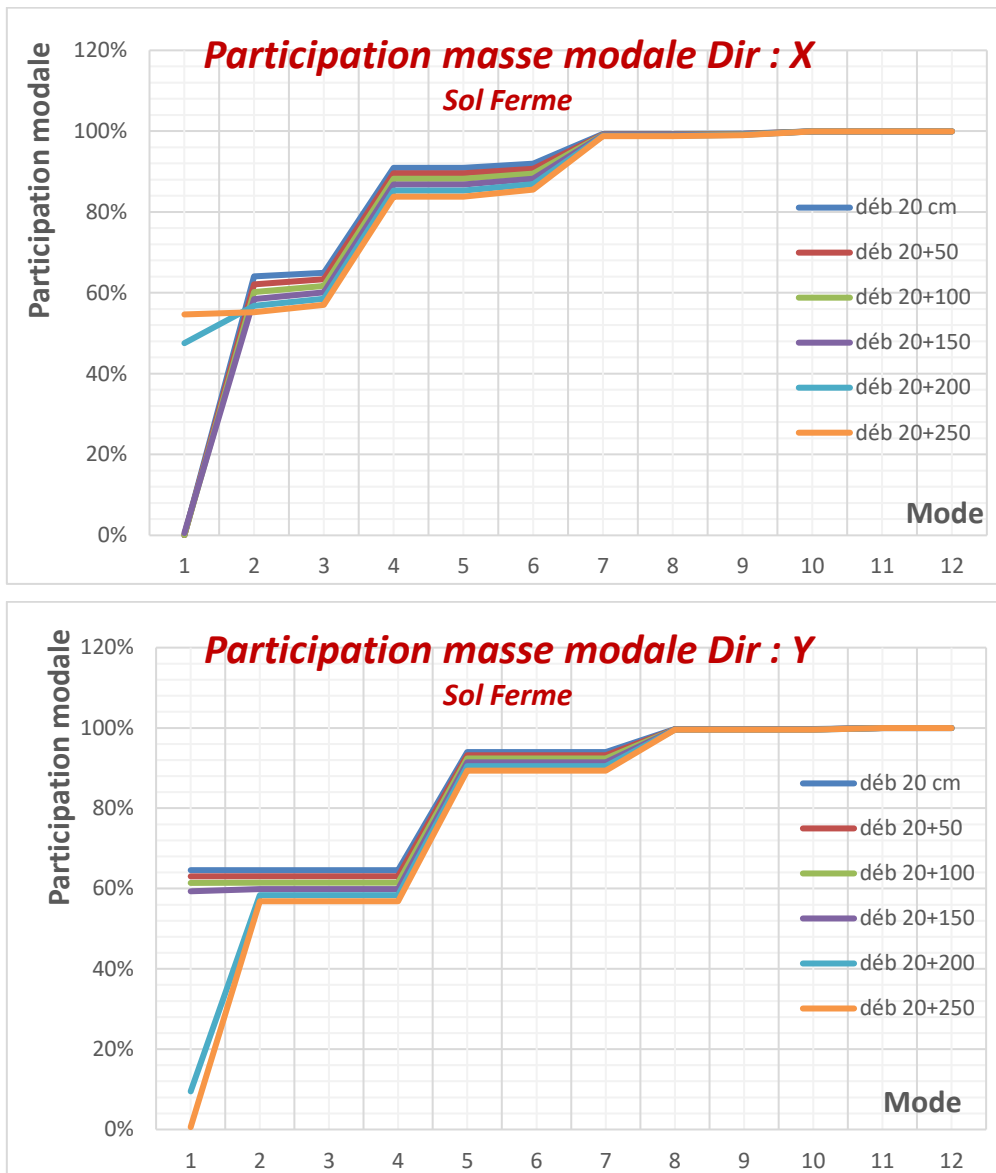


Figure 4.3b : Diagramme de la participation modale selon les directions X et Y /Sol Ferme

La meilleure participation massique pour le sol ferme a été observée dans la direction X, avec un débordement de 20+200 et 20+250. Cela tient compte de la quasi-totalité des modes de participation. En revanche, dans la direction Y, le premier débordement jusqu'à 20+150 a été identifié comme ayant l'impact le plus significatif. Il est important de souligner que ce comportement met en évidence le rôle crucial du facteur de raideur du sol dans la valeur de la participation modale. En d'autres termes, chaque fois que la raideur diminue, il est nécessaire d'augmenter le débordement pour assurer la stabilité de la structure.

- Sol Meuble :

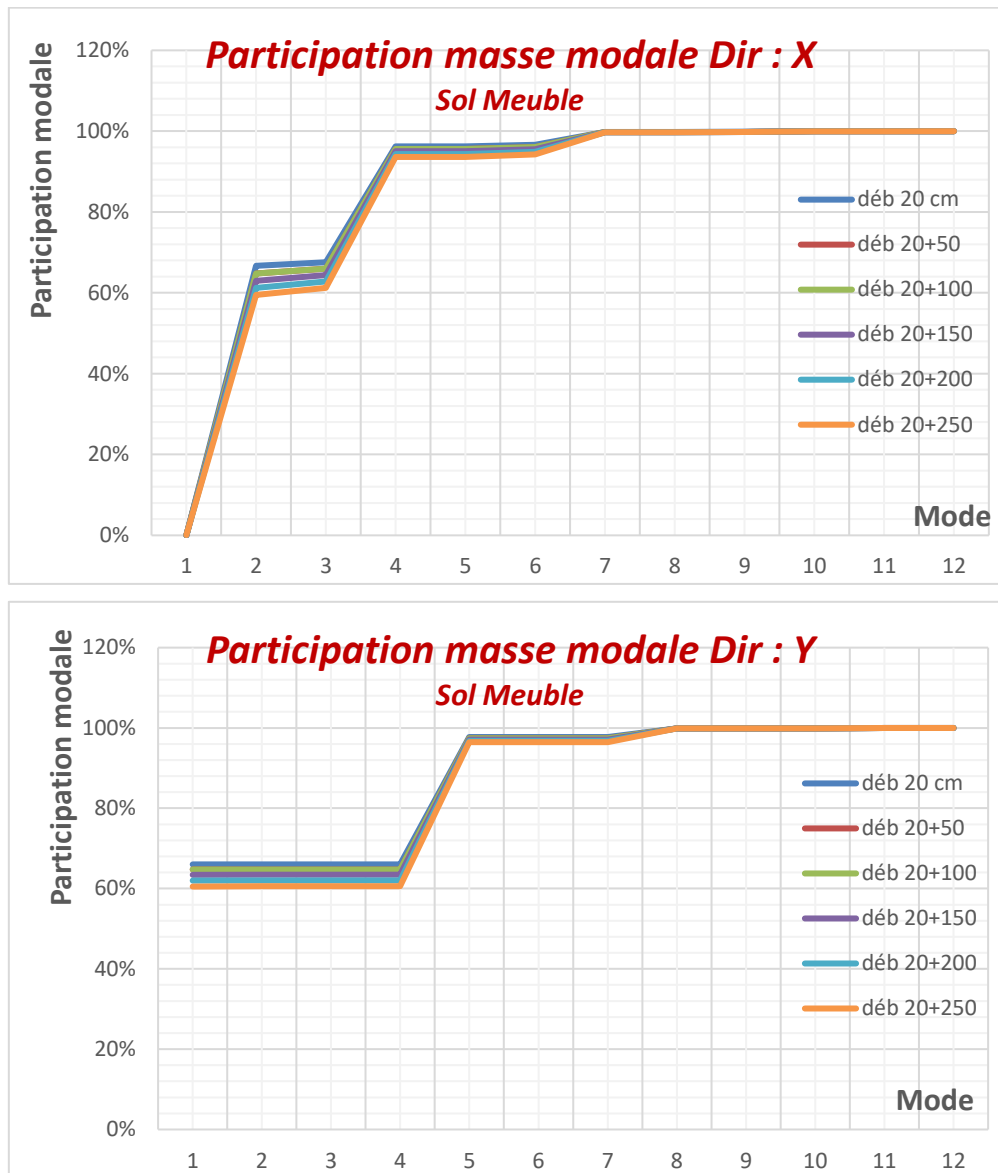


Figure 4.3c : Diagramme de la participation modale selon les directions X et Y /Sol Meuble

Dans le cas d'un sol meuble et dans la direction X, les résultats de participation de la masse modale sont très similaires, indiquant un comportement cohérent de l'ouvrage, quel que soit le débordement. Ainsi, il n'y a pas de différence significative entre les différents débordements. Il est à noter que les taux de participation de masse modale étaient élevés à partir du quatrième mode. En revanche, dans la direction Y, une constatation similaire est observée : toutes les participations sont pratiquement égales, présentant le même comportement et le même pourcentage de participation modale à partir du premier mode. Cela suggère que la nature du sol meuble n'influence pas positivement le comportement dynamique de l'ouvrage. Il convient plutôt de prendre en compte d'autres aspects, tels que le débordement du radier, qui ont un impact limité sur cette participation de masse modale.

IV.2.4. Le déplacement du plancher provoqué par la force sismique (F_x et F_y)

Tous les niveaux ont subi des mouvements dus à la force sismique, que ce soit dans la direction horizontale X ou Y. Le dernier étage (le dernier plancher) a connu le déplacement le plus important, ce qui en fait notre point de référence dans le graphique pour mesurer les valeurs de déplacement horizontal dans les deux directions, quel que soit le type de sol.

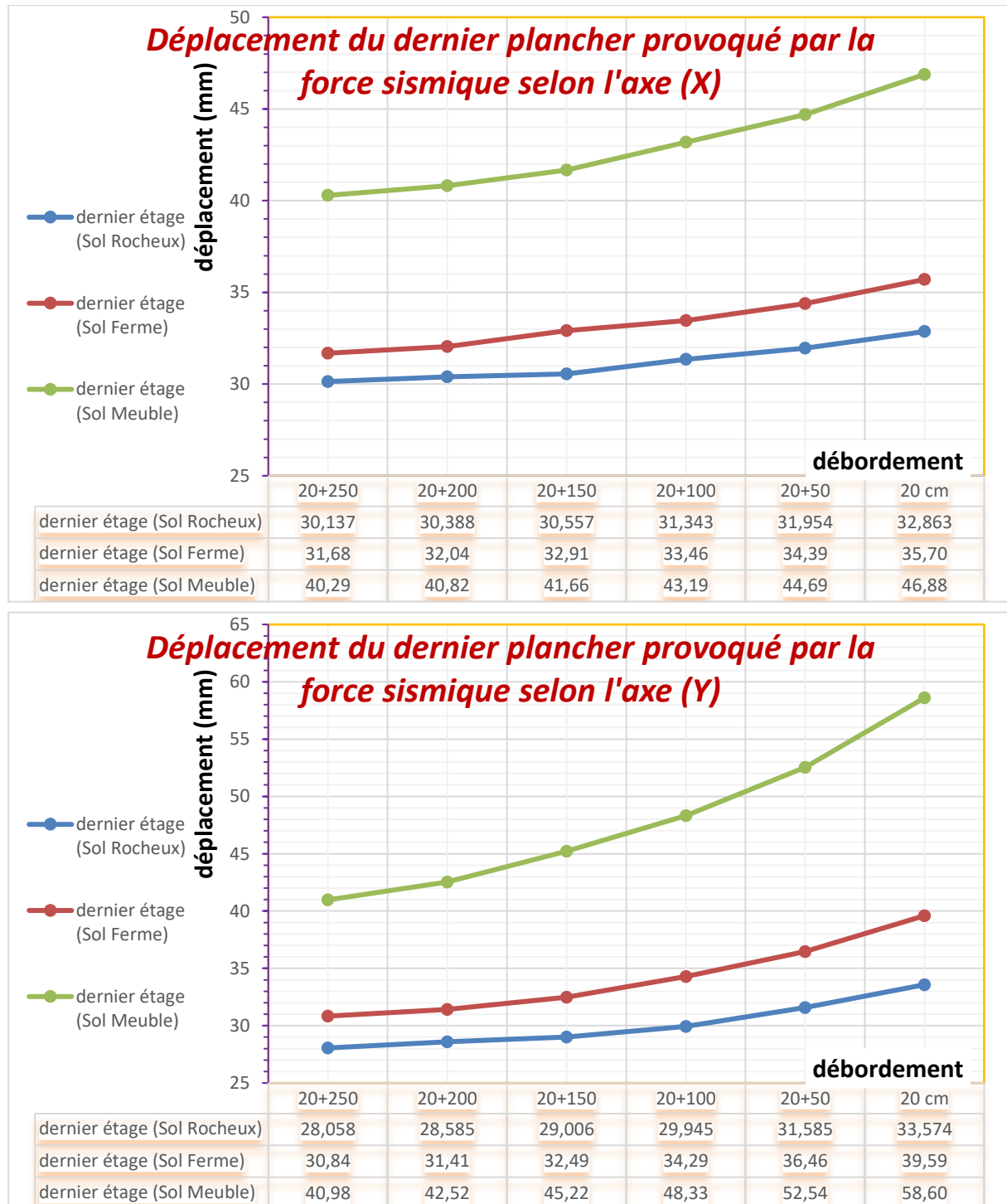


Figure 4.4 : Diagramme de déplacement du dernier plancher selon les directions X et Y

Le sol meuble a enregistré le déplacement le plus significatif, spécifiquement dans le radier avec un débordement de 20 cm, atteignant une valeur de 58,60 mm. En revanche, le sol rocheux

a enregistré le déplacement le plus faible, également dans le radier avec un débordement de 20 + 250 cm, avec une valeur de 28,06 mm. Il est intéressant de noter que plus le débordement du radier est important, moins le déplacement des planchers de la structure dans son ensemble est important. De plus, il est remarquable que le sol rocheux et ferme offre une stabilité suffisante avec un débordement de radier de seulement 20 + 100 cm, tandis qu'un sol meuble nécessite un débordement de 20 + 150 cm pour garantir une stabilité et réduire le déplacement des planchers. En conclusion, il est possible d'affirmer que plus le sol présente une raideur élevée, moins il est nécessaire d'avoir un débordement important du radier, et vice versa.

IV.2.5. Le déplacement du voile

Nous avons choisi méticuleusement parmi les différents voiles de notre projet celui qui est positionné le long de l'axe 1, (voile de la cage d'escalier). Cette localisation en rive le rend plus résistant aux forces sismiques. Notre objectif est d'analyser et de confronter les déplacements subis par ce voile en réponse aux forces horizontales, dans tous les types de sol et dans toutes les conditions de dépassement du radier.

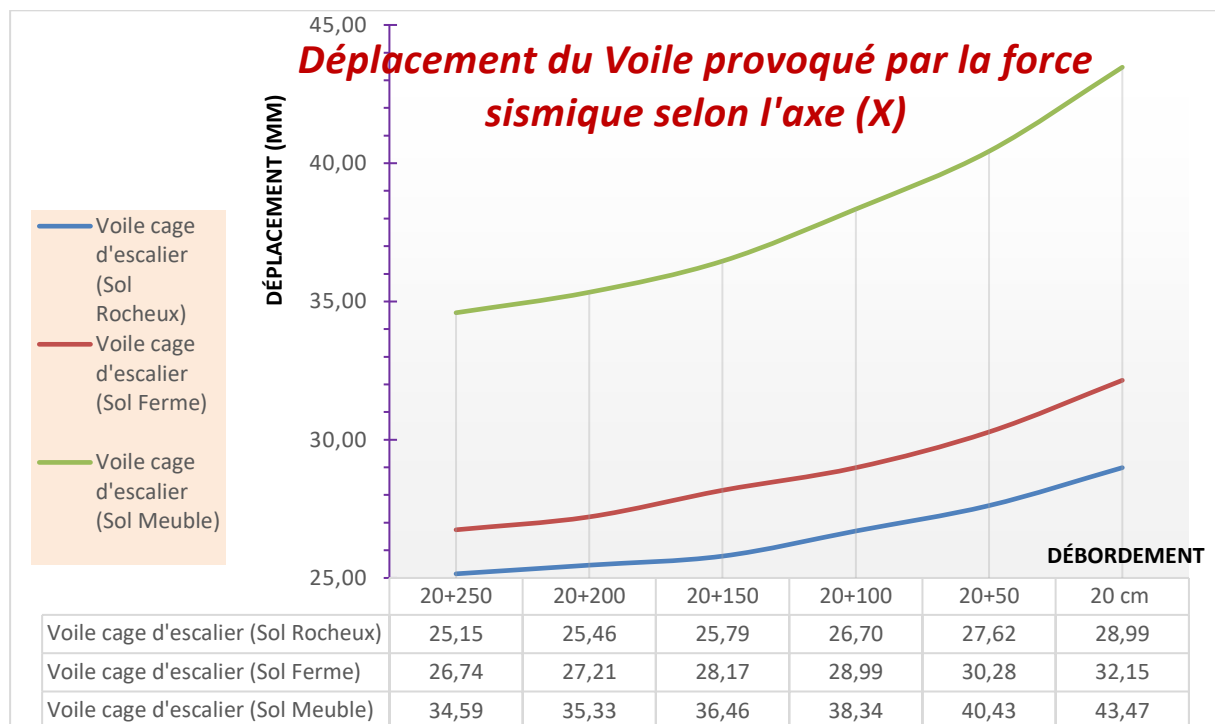


Figure 4.5a : Diagramme de déplacement du Voile selon la direction X

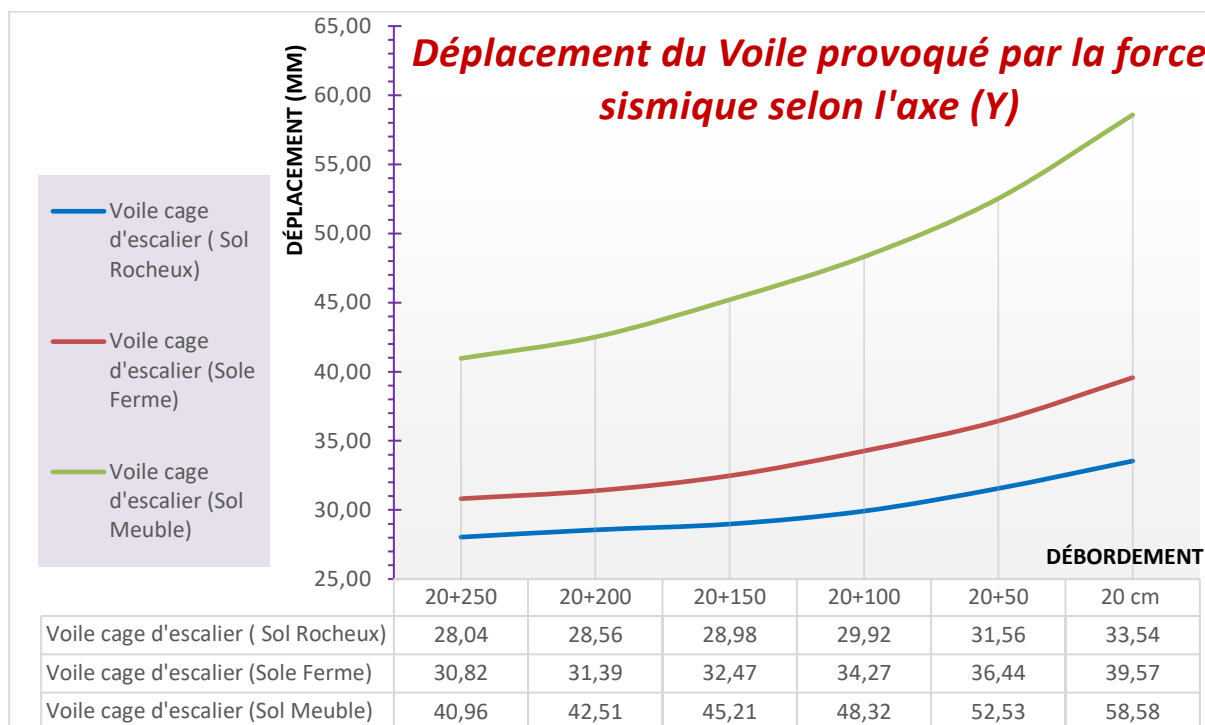


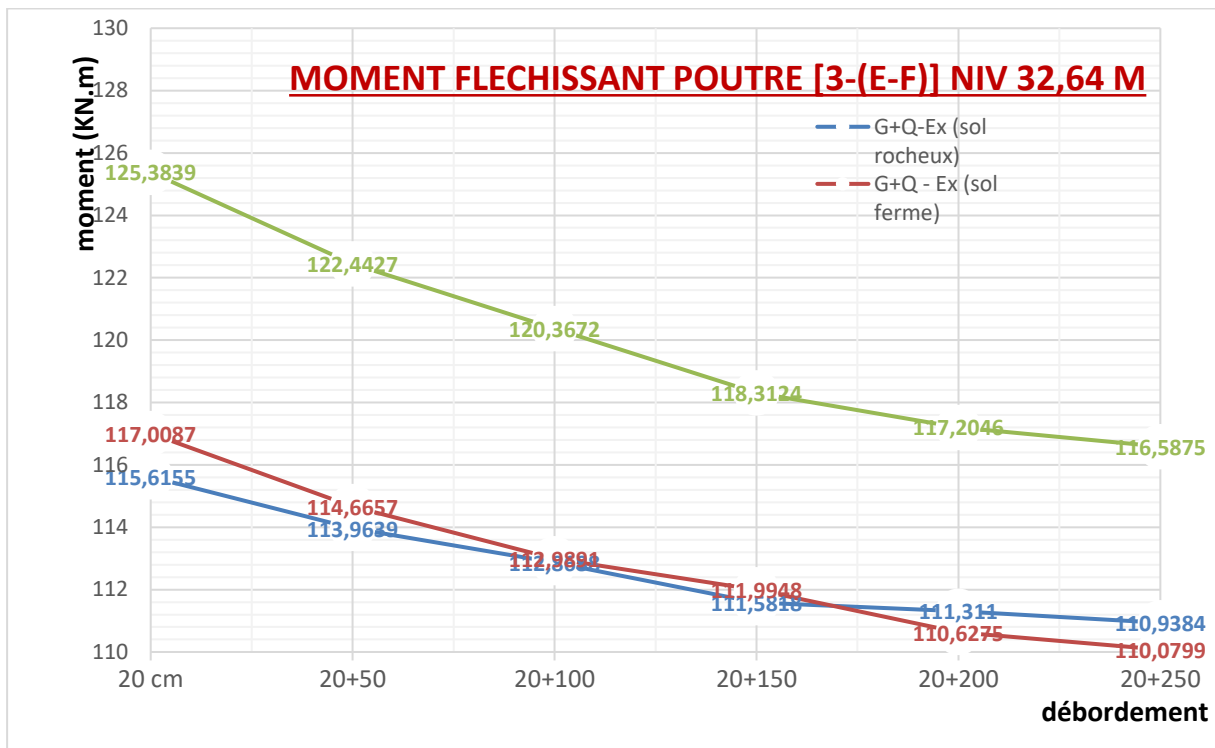
Figure 4.5b : Diagramme de déplacement du Voile selon la direction X

Les graphiques indiquent que le déplacement du mur est le plus faible lorsqu'il est situé dans un sol rocheux et ferme, contrairement à un sol meuble où le déplacement estimé est considérablement élevé. Cependant, la valeur du déplacement diminue progressivement à mesure que le débordement du radier augmente. Les pourcentages de diminution du déplacement du mur sont les suivants :

- Dans le sens X, le déplacement diminue de 13% (pour un débordement de 20 cm à 20 + 250) en sol rocheux et de 16% en sol ferme.
- Dans le sens Y, le déplacement diminue de 16% (pour un débordement de 20 cm à 20 + 250) en sol rocheux et de 22% en sol ferme.
- Dans le sens X, le déplacement diminue de 20% (pour un débordement de 20 cm à 20 + 250) en sol meuble, tandis que dans le sens Y, il diminue de 30%.

IV.2.6. L'effort tranchant et le moment fléchissant au niveau des poutres

En ce qui concerne l'influence des poutres du débordement du radier, nous avons sélectionné la poutre spécifique (axe 3 -(E - F) story 10) située dans le plancher du neuvième étage. Nous avons étudié cette poutre en utilisant la combinaison sismique (G+Q-Ex). Les résultats ont révélé un moment et effort tranchant élevé au niveau du nœud (appui) de la poutre. Dans cette zone, les moments et l'effort tranchant présentaient des valeurs négatives, tandis que dans le graphique de comparaison des valeurs obtenues pour tous les cas de débordement et tous les types de sol, ces moments et efforts tranchants apparaissaient avec des valeurs positives.



1Figure 4.6a : Diagramme du moment fléchissant sur la poutre ((3-(E-F)) dans chaque débordement

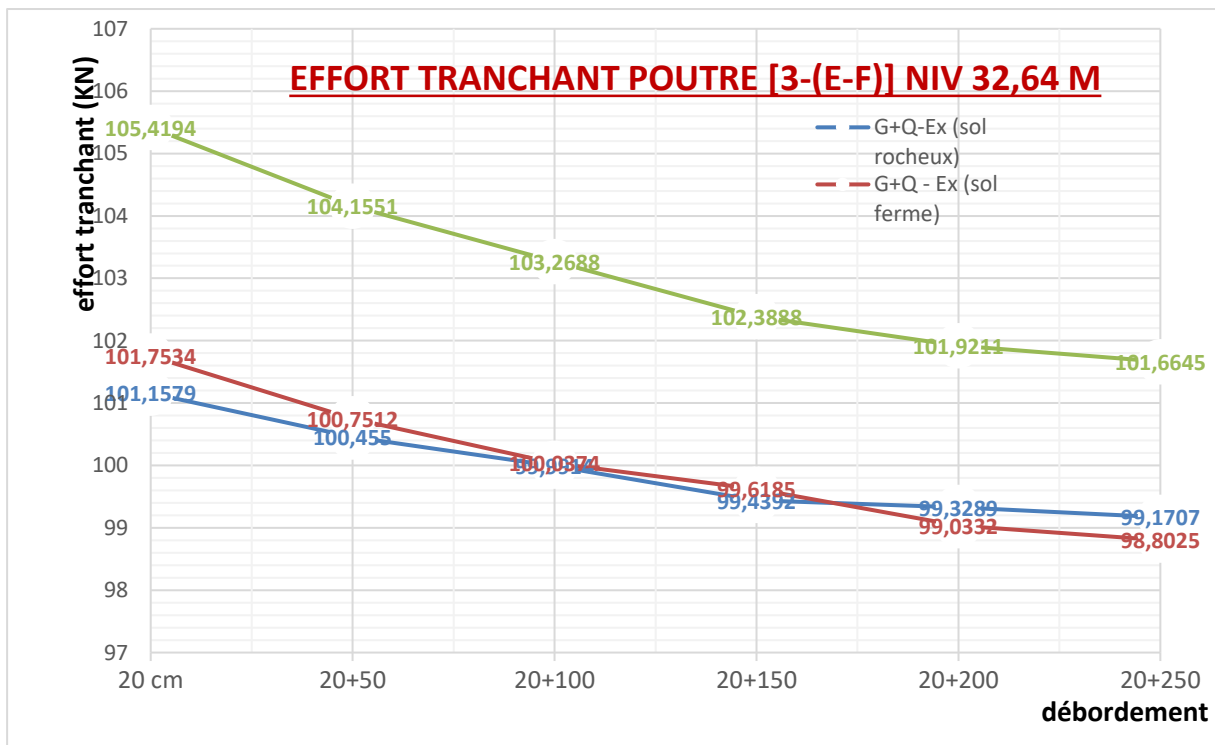


Figure 4.6b : Diagramme de l'effort tranchant sur la poutre ((3-(E-F)) dans chaque débordement

Il est évident que plus la quantité de débordement du radier augmente, moins la valeur du moment et effort tranchant est importante. Les valeurs sont pratiquement similaires les unes aux autres dans les sols rocheux et fermes. Dans les sols meubles, le moment l'effort tranchant est légèrement plus élevé que dans les autres types de sols, mais il diminue de la même manière lorsque le débordement du radier augmente.

IV.2.7. L'effort tranchant et le moment fléchissant au niveau des poteaux

En ce qui concerne l'influence des poteaux du débordement du radier, nous avons sélectionné le poteau central spécifique ((3 - C) au niveau RDC - story 01). Nous avons étudié ce poteau en utilisant les combinaisons sismique (G+Q+1.2Ex et G+Q+1.2Ey). Les résultats ont révélé un moment élevé au niveau du nœud supérieur (appui) du poteau, quant à la valeur des efforts tranchants est constante sur toute la longueur du poteau.

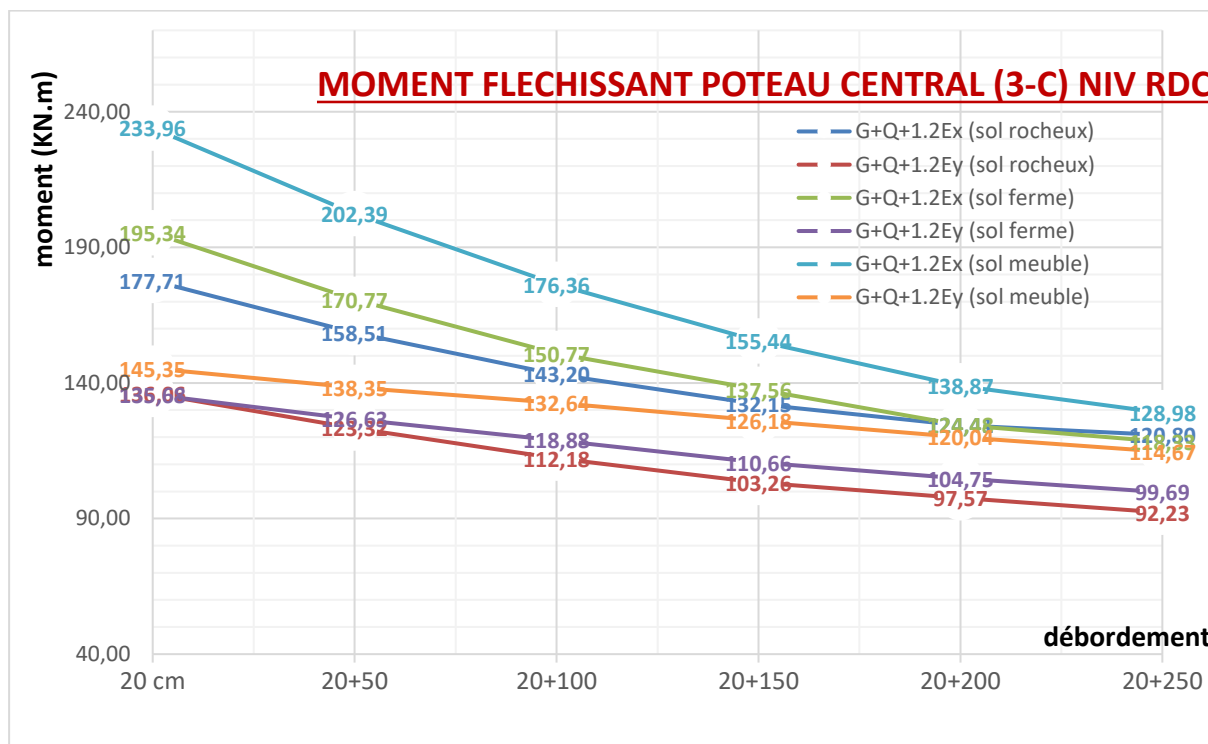


Figure 4.7a : Diagramme du moment fléchissant sur le poteau (3-C) sous l'effet de la combinaison (G+Q+1.2Ex et G+Q+1.2Ey) dans chaque débordement

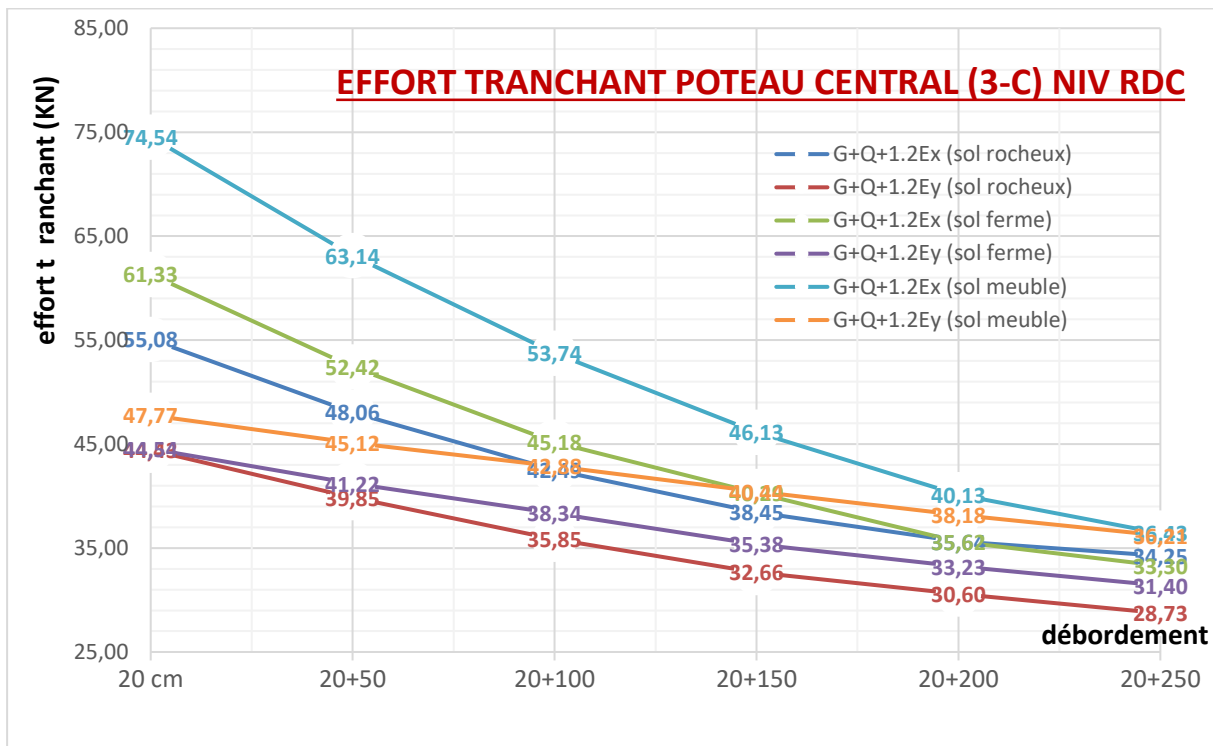


Figure 4.7b : Diagramme de l’effort tranchant sur le poteau (3-C) sous l’effet de la combinaison (G+Q+1.2Ex et G+Q+1.2Ey) dans chaque débordement

De même, lorsque le débordement du radier augmente, la valeur à la fois du moment et des efforts tranchants du poteau diminue. De plus, il est important de noter que les sols meubles présentent des valeurs plus élevées en termes de moments et d’efforts tranchants par rapport aux sols rocheux et fermes.

IV.3. Conclusion

En convertissant tous les résultats en graphiques, nous avons pu observer clairement l’impact du débordement du radier en prendre en compte l’interaction sol-structure. Nous avons conclu que ce débordement avait un effet positif sur la réduction des sollicitations subies par les éléments structurels du bâtiment, y compris ceux résistant aux forces horizontales, et qu’il influençait ainsi leur comportement dynamique.

Cet effet positif se manifeste par une diminution proportionnelle des valeurs des sollicitations à mesure que le débordement du radier augmente. De plus, cette augmentation du débordement entraîne une augmentation de la force sismique, ce qui est cohérent car la masse totale de la structure augmente également. Le tableau suivant synthétise cet effet sous forme de pourcentages, permettant ainsi de mesurer précisément l’impact du débordement du radier sur notre projet, qui est un bâtiment de grande hauteur.

IV.3.1. Tableau récapitulatif des pourcentages :

Un tableau présente les variations des sollicitations résultant du débordement du radier, passant de 20 cm à 20 + 250 cm. Ces valeurs sont exprimées en pourcentage par rapport à un point de référence, qui est le débordement initial de 20 cm.

			Variation en pourcentage (%) par rapport à la référence (déb 20 cm)					
			Débordement (cm)					
Sollicitations	Direction	Sol	20 cm	20+50	20+100	20+150	20+200	20+250
			Pourcentage d'augmentation (% ↑↑↑)					
Effort tranchant à la base	X	Rocheux	Point de référence	2,69	5,36	7,44	10,13	12,57
		Ferme		2,77	5,52	8,32	10,35	12,75
		Meuble		3,26	6,58	9,29	12,25	20,20
	Y	Rocheux		4,15	7,21	10,15	12,97	15,24
		Ferme		4,61	8,67	11,89	14,89	17,75
		Meuble		5,06	9,69	13,75	16,92	20,20
			Pourcentage de diminution (% ↓↓↓)					
Périodes des modes		Rocheux	Point de référence	5,03	7,04	8,35	9,21	9,83
		Ferme		8,08	14,15	18,68	22,06	24,58
		Meuble		6,50	11,21	14,56	16,68	17,63
Déplacement Plancher	X	Rocheux		5,92	10,80	13,60	14,85	16,42
		Ferme		7,91	13,38	17,93	20,66	22,10
		Meuble		10,34	17,52	22,83	27,44	30,07
	Y	Rocheux		2,76	4,62	7,08	7,53	8,30
		Ferme		3,67	6,27	7,81	10,25	11,26
		Meuble		4,67	7,87	11,13	12,92	14,06
Déplacement Voile	X	Rocheux		4,72	7,90	11,04	12,17	13,24
		Ferme		5,81	9,82	12,38	15,36	16,82
		Meuble		6,99	11,80	16,12	18,72	20,42
	Y	Rocheux		5,90	10,80	13,60	14,84	16,40
		Ferme		7,91	13,40	17,94	20,67	22,11
		Meuble		10,32	17,51	22,82	27,43	30,07
Moment fléchissant Poteaux	X	Rocheux	10,80	19,41	25,63	30,00	32,02	
		Ferme	12,57	22,81	29,57	36,27	39,42	
		Meuble	13,50	24,62	33,56	40,46	44,87	
Effort Tranchant Poteaux	X	Rocheux	12,74	22,85	30,19	35,29	37,81	
		Ferme	14,53	26,33	34,30	41,92	45,70	
		Meuble	15,30	27,91	38,11	46,16	51,13	

Tableau 4-1 : Analyse des variations en pourcentage des sollicitations suite au premier débordement de 20cm de tous types de sol

Conclusion générale

Nous avons entrepris un projet de mémoire de fin d'étude portant sur l'effet du débordement du radier sur le comportement dynamique des éléments porteurs d'un bâtiment de grande hauteur (R+13) dans trois types de sols différents (rocheux, ferme et meuble). Notre objectif était d'étudier l'interaction sol-structure en passant en revue les définitions et les études bibliographiques pertinentes. Pour évaluer ce facteur (ISS) dans notre bâtiment, nous avons utilisé l'équation proposée par [Joseph E. Bowles](#) dans son livre "[Foundation Analysis and Design](#)" en 1997, considérée comme l'une des formules les plus simples et les plus célèbres.

En utilisant les valeurs de raideur obtenues pour chaque type de sol, nous avons intégré l'interaction sol-structure dans le modèle de référence modélisé avec le logiciel de calcul ETABS. Le modèle incluait une structure encastree dans le sol par des semelles isolées, ce qui nous a permis de comparer deux modèles : l'un sans l'interaction sol-structure (ISS) et l'autre avec l'intégration de ce facteur.

En respectant les normes du RPA99 V2003, du BAEL91 V99 et du CBA93, nous avons constaté que le modèle prenant en compte l'interaction sol-structure offrait une représentation plus réaliste du comportement des bâtiments. En effet, négliger ce facteur pourrait avoir des conséquences imprévisibles. L'introduction de l'interaction sol-structure a réduit la force sismique de 13 % dans la direction X et de 22 % dans la direction Y, ce qui constitue une différence significative et justifie son inclusion dans notre étude.

Notre projet se concentre également sur l'étude de l'effet du débordement croissant du radier, allant de 20 cm jusqu'à 20 + 250 cm, dans les trois types de sols (rocheux, ferme et meuble) et en prenant le débordement de 20 cm comme référence dans la comparaison. Nous avons observé des résultats très importants, notamment :

- Une augmentation du taux de participation modale.
- Une augmentation de la force sismique de 3 % à 15 % dans le sol rocheux, de 3 % à 20 % dans le sol ferme et de 3,5 % à 20,5 % dans le sol meuble.
- Une diminution de la période de vibration de 5 % à 10 % dans le sol rocheux, de 8 % à 25 % dans le sol ferme et de 6,5 % à 18 % dans le sol meuble.
- Une diminution du déplacement du plancher de 3 % à 17 % dans le sol rocheux, de 5 % à 22 % dans le sol ferme et de 6 % à 30 % dans le sol meuble.
- Une diminution du déplacement des voiles de 5,5 % à 15 % dans le sol rocheux, de 6 % à 20 % dans le sol ferme et de 9 % à 30 % dans le sol meuble.

- Une diminution des moments et des efforts tranchants dans les poteaux de 10 % à 30 % dans les sols rocheux, de 12 % à 40 % dans le sol ferme et de 13 % à 45

En utilisant les résultats et les comparaisons que nous avons obtenus, nous pouvons fournir une estimation générale de la quantité de débordement du radier des immeubles de grande hauteur pour différents types de sols.

- **Pour un sol Rocheux** : il est recommandé d'élargir les bords du radier d'au moins **2,5 %** de la longueur et de la largeur du bâtiment, à partir des murs extérieurs.

- **Pour un sol Ferme** : il est recommandé d'élargir les bords du radier d'au moins **3.5 %** de la longueur et de la largeur du bâtiment, à partir des murs extérieurs.

- **Pour un sol Meuble** : il est recommandé d'élargir les bords du radier d'au moins **5 %** de la longueur et de la largeur du bâtiment, à partir des murs extérieurs.

En résumé, le débordement joue un rôle crucial en influençant le comportement dynamique des éléments porteurs, ce qui les rend plus résistants et confortables face aux charges verticales et aux forces horizontales. Cependant, il est essentiel de prendre en compte la mesure de ce débordement adapté à la structure, car il existe une limite maximale à ne pas dépasser. Au-delà de cette limite, le débordement est considéré comme excessif et peut devenir inutile voire avoir un effet négatif sur le comportement de la structure. Le niveau de débordement est principalement déterminé par la nature du sol. Grâce à notre étude, nous avons conclu que pour une structure implantée sur un sol rocheux, un débordement de 20 + 50 cm est suffisant pour garantir la stabilité et une résistance et de 20+50 à 20+100 pour le sol ferme et pour le sol meubles, un débordement de 20 + 100 cm ou plus est nécessaire, en prenant également en compte l'épaisseur du radier, qui est directement proportionnelle à chaque niveau significatif de débordement. Toutefois, nous n'avons pas abordé cette épaisseur constante dans notre étude.

Les références bibliographiques

- **AFPS et CMFS. (2012).** Guide technique. *Procédés d'amélioration et de renforcement de sols sous actions sismiques*, Presse des Ponts.
- **Bezih, K., Alaa, C., Kalla, M., Bacconnet, C. (2015).** Effect of soil structure interaction on the reliability of reinforced concrete bridges. *Ain Shams Engineering Journal*, Vol. 6(3): 755-766.
- **Bourouaiah, W. (2019).** Influence de la nature des sols sur la réponse dynamique des structures. *Thèse de doctorat*, Université Mohammed Seddik BENYAHIA, Jijel, 149p.
- **BUCHI E., (2013).** Interaction Sol-Structure : calcul des impédances et effets sur les fondations. *Projet de Fin d'Etudes*, Université INSA de Strasbourg, 82p.
- **C.B.A (1993).** Document Technique Reglementaire, DTR –B.C.2-41, *Règles de conception et de calcul des structures en béton armé*, Ministère de l'habitat, Algérie.
- **Davidovici, V.(2013).** Eurocode8, Pratique du calcul sismique. *Guide d'application*, Afnor éditions , Eyrolles.
- **DTR B.C.2.2. (1988).** Document Technique Reglementaire. *charges permanentes et charges d'exploitation*, Ministère de l'habitat, Algérie.
- **DTU 13.12. (1988).** Règles pour le calcul des fondations superficielles, *Généré par i-Reef - Edition S144*. Erratum de novembre 1988 paru dans le Cahier 2296 incorporé.
- **Eurocode, EC8. (1994).** Structures in seismic regions, Part 5: *Foundations, Retaining Structures, and Geotechnical Aspects*.
- **Gazetas, G. (1991).** Foundation Engineering Handbook, Chapter 15. Fang H-Y (ed.), van Nostrand Reinhold: New York.
- **Joseph E. Bowles, (1997).** foundation analysis and design. *The McGraw-Hill Companies, Inc*, 5th ed, Singapore.
- **Kausel, E. (2010).** Early history of soil-structure interaction. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 30(9): 822-832.
- **Kausel, E., Whitman, A., Murray, J. et Elsabee, F. (1978).** The spring method for embedded foundations. *Nuclear Engineering and Design*, Vol n°48.
- **Kavitha, P., Beena K. and Narayanan K. (2016).** A review on soil–structure interaction analysis of laterally loaded piles. *Innovative Infrastructure Solutions*, Vol. (2016): 1-14.
- **Lu Y., Hajirasouliha I. and Marshall A.M. (2016).** Performance-based seismic design of flexible-base multi-storey buildings considering soil–structure interaction, *Engineering Structures*, Vol. 108: 90-103.
- **Moghaddasi, M., Cubrinovski, M., Chase, JG., Pampanin, S. and Carr, A. (2012).** stochastic quantification of soil-shallow foundation-structure interaction. *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 16: 820-850
- **NEHRP. (2012).** Consultants Joint Venture A partnership of the Applied Technology Council and the Consortium of Universities for Research in Earthquake Engineering.
- **Oudjene, M., Meghlat, M., et Bouafia, Y. (2005).** Influence de la catégorie de site sur le comportement sismique des structures rigides. *application des règles parasismiques algériennes 99 (RPA 99)*, 7ème Colloque National en Calcul des Structures, Giens.
- **Pecker A. (2010).** Influence of non linear soil structure Interaction on the seismic demand in Bridges, *Geodynamics and Structure*, Workshop on SSI, Ottawa, 6-8.
- **Pecker, A. (1984).** Dynamique des sols. Presse, ENPC, Paris, France.
- **Pecker, A. (2007).** Advanced earthquake engineering analysis, Springer Wien, New York.
- **Règles BAEL 91 révisées 99.** Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites, *CD-DTU V2 - Edition 150 - Décembre 2007*, CSTB février 2000 ISBN 2-86891-281-8.

- **Rougui, M., Boubel, H., Elmarabet, O. (2015).** Study of the fundamental impact of soil-structure interaction on response of reinforced concrete bridges, *3rd Turkish conference on earthquake and seismology*, October 14-16, Izmir, Turkey.
- **RPA99 v2003.** REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES, *DOCUMENT TECHNIQUE REGLEMENTAIRE DTR B C 2 48*, Ministère de l'Habitat. Algérie.
- **Seghir, A. (2011).** Contribution à la modélisation numérique de la réponse sismique des ouvrages avec interaction sol-structure et interaction fluide-structure. *thèse de doctorat*, Université Paris-Est, Marne-la Vallée.
- **Shoaei, D., Huat, B.B.K., Jaafar, M.S., Elkarni, A. (2015).** Soil- framed interaction analysis – *A new interface element*. *Latin American Journal of Solids and Structures*, Vol. 12: 226-249.
- **Sieffert, J. et Ceavaer, F. (1992).** Manuel des Fonctions d'Impédance - *Fondations Superficielles*. Ouest ed. Presses Académiques.
- **STEWART, J. P., FENVES G. L., SEED R. B., (1999).** Seismic soil-structure interaction in buildings. *Analytical Methods. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. Vol. 125, No. 1, January, 1999. ASCE, 1090-0241/99/0001-0026 0037.
- **Tamahoult, M. and Branci, T. (2009).** Influence de l'interaction sol-structure sur la réponse dynamique des structures des bâtiments. Université Hassiba Benbouali, Chlef.
- **Wolf, J. (1985).** Dynamic Soil-Structure Interaction, Prentice-Hall International Series in Civil. *Engineering and Engineering Mechanics*, Prentice-Hall.
- **Xiangwei, Z. (2011).** Modélisation physique et numérique des interactions sol-structure sous sollicitations dynamiques transverses. *thèse de doctorat*. Université de Grenoble, France.