



République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
فرنسيس جانسون

Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics

Francis Jeanson

Mémoire

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux & Structures

Thème

**Etude sismique d'un bâtiment R+14
avec 2 sous-sols à usage de bureaux en
tenant compte de l'interaction sol
structure**

Présenté par :

AKEB Mohamed Ramzi

Encadré par :

Pr HADID Mohamed
Mr ZAOUAK Abdennour

Promotion 2018 /2019

Remerciements

Ils ont été derrière moi et à mes côtés depuis la première année et jusqu'à la dernière, pour leur présence et leur soutien inconditionnel, je tiens à remercier mes chers parents.

Pour ses orientations, son temps et sa patience, son aide précieuse et le partage sans retenue de son savoir inestimable, je remercie mon encadreur monsieur HADID Mohamed.

Aussi, je tiens à remercier monsieur CHEIKH Benazouz pour son aide, ses indications, et son apport qui a été plus d'une fois décisif dans l'achèvement de ce travail.

De même, je remercie le bureau d'étude LECACT de m'avoir donné la chance, et à deux reprises, de travailler sur un thème du domaine qui me passionne le plus.

Un spécial remerciement à monsieur CHEKIRED Abdenmour, pour son temps, sa patience, et sa disponibilité et sans qui ce travail n'aurait jamais commencé à temps.

Je remercie énormément, monsieur BENCHARIF Raouf, pour son temps, sa disponibilité, son aide si précieuse et sans qui ce travail n'aurait pas abouti comme voulu et en temps voulu.

Enfin, je remercie ma camarade, BARÇA Nihed pour ces précieuses indications tout le long l'année universitaire.

Dédicaces

Je dédie ce travail,

A mes très chers parents qui, depuis mon jeune âge ont ancré en moi un profond respect et admiration pour les sciences, et qui ont veillé à ce que je bénéficie des meilleures conditions physiques et morales propices à des enseignements de qualité.

Une spéciale dédicace à ma mère de qui, la phobie des tremblements de terre m'a inspiré et a fait que le génie parasismique devienne une passion, bien plus qu'une simple branche des travaux publics.

Je dédie aussi ce travail, à mon encadreur monsieur HADID Mohamed, qui m'a donné la chance de partager son savoir, et m'a permis de m'exprimer aussi librement et dans un cadre très agréable, sur un sujet qui me passionne tellement.

Aussi je dédie ce travail à mon frère Mounsef, qui a veillé sur moi le long de la période post-opératoire qui a suivi mon intervention chirurgicale au cours de mon stage de PFE.

A Lamri et Shéhérazane, mes très chers amis qui trouvaient toujours le moyen de me distraire de mon travail et de s'excuser par la suite.

Liste des figures

Figure (I.1) : Vue en plan d'un étage courant de l'ouvrage.....	2
Figure (I.2) : Vue en élévation de l'ouvrage.....	3
Figure (I.3) : Vue en 3D du modèle de l'ouvrage sur ETABS	4
Figure (I.4) : Diagramme de contrainte-déformation du béton l'ELS.....	9
Figure (I.5) : Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELU	9
Figure (I.6) : Diagramme contrainte-déformation de l'acier	11
Figure (II.1) : Schéma d'une dalle sur deux appuis	18
Figure (II.2) : Coupe verticale du plancher terrasse	22
Figure (II.3) : Coupe verticale du plancher étage courant	22
Figure (II.4) : Schéma représentatif d'une poutre	23
Figure (II.5) : Schéma d'un poteau	26
Figure (II.6) : Vue en plan d'un étage courant qui montre la surface chargée (hachurée) qui revient aux poteaux.....	28
Figure (II.7) : Les dimensions d'un voile	34
Figure (II.8) : Schéma d'un voile sans abouts	35
Figure (II.9) : Vue en 3D du voile périphérique	35
Figure (II.10) : Schéma du noyau central en jaune	36
Figure (II.11) : Schéma d'un voile avec un about.....	36
Figure (II.11) : Schéma d'un voile avec un about.....	37
Figure (III.1) : Réduction du modèle réel vers à un modèle réduit	40
Figure (III.2) : Spectre de réponse du RPA99/03 utilisé pour l'analyse modale spectrale	44
Figure (III.3) : Remplacement d'un voile par un portique équivalent	47
Figure (III.4) : Somme des raideurs en parallèle d'un étage.....	47
Figure (III.5) : Réduction du modèle réel vers à un modèle réduit de type « brochette ».....	47
Figure (III.6) : Schéma de l'effet P- Δ	68
Figure (IV.1) : Modèle généralisé à 1 degré de liberté de la structure utilisé pour le calcul de la résultante sismique.....	71
Figure (IV.2) : Fondation rectangulaire de la structure	74
Figure (IV.2) : Graphe montrant la variation de β en fonction de $h/V_s \cdot T$	82
Figure. (V.1) : Illustration de l'interaction sol structure (Pecker,2015)	86
Figure (V.2) : interaction cinématique : (a) mouvement vertical modifié ; (b) mouvement horizontal modifié ;	87
(c) prévention des mouvements de sol incohérents ; et (d) mouvement de balancement induit	87

Figure (V.3) : Interaction inertielle (Evaluation of soil–foundation–structure interaction effects on seismic response demands of multi-story MRF buildings on raft foundations)	87
Figure (V.4) : Schématisation d'un problème d'interaction sol structure en éléments finis (Pecker, 2015)	89
Figure (V.5) : Interaction sol structure par la méthode des sous-structures. (Wolf,1985)	90
Figure (V.6) : Impédance d'une fondation superficielle circulaire. (Pecker,2015)	92
Figure(V.7) : Modèle SDOF d'une structure soumise à une force F : (a) : base fixe. (b) : base flexible. (NEHRP,2012)	96
Figure (V.8) : Réduction du modèle réel vers à un modèle réduit de type « brochettes »	102
Figure (V.9) : Modèle réduit à 1 seul D.D.L d'une structure à base fixe	104
Figure (V.10) : Modèle généralisé à plusieurs degrés de liberté	105
Figure (V.11) : Trame 3D illustrative du modèle généralisé avec des ressorts représentatifs du sol	106

Liste des tableaux

Tableau (I.1) : Valeur de la limite d'élasticité f_e selon les nuances de l'acier	10
Tableau (II.1) : Composition et poids surfacique du plancher terrasse	22
Tableau (II.2) : Composition et poids surfacique du plancher étage courant	23
Tableau (II.3) : Valeurs des surfaces revenant à chaque poteau	29
Tableau (II.4) : Valeurs des poids des poutres revenant à chaque poteau	29
Tableau (II.5) : Valeurs des efforts normaux par étage revenant à chaque poteau	29
Tableau (II.6) : Valeurs des coefficients de dégression de charge par étage	30
Tableau (III.2) : Poids sismique par étage et poids total	43
Tableau (III.3) : Facteur de participation massique	44
Tableau (III.4) : Effort tranchant et moment de renversement par étage	45
Tableau (III.5) : Valeurs des déplacements par étage	46
Tableau (III.6) : Facteur de participation massique du modèle selon x	48
Tableau (III.7) : Effort tranchant et moment par étage obtenu par analyse modale spectrale analytique suivant l'axe x	50
Tableau (III.8) : Déplacement par étage et déplacement inter-étage selon l'axe x	51
Tableau (III.9) : Facteur de participation massique du modèle selon y	51
Tableau (III.10) : Facteur de participation massique du modèle selon y	53
Tableau (III.11) : Effort tranchant par étage et moment obtenus par analyse modale spectrale analytique suivant l'axe y	54
Tableau (III.12) : Déplacement par étage et déplacement inter-étage selon l'axe y	54
Tableau (III.13) : Comparaison des résultats de l'analyse sismique entre modèle ETABS 3D et modèle brochette selon l'axe x	55
Tableau (III.14) : Comparaison des résultats de l'analyse sismique entre modèle modèle ETABS 3D et modèle brochette selon l'axe y	55
Tableau (III.15) : Les valeurs des périodes T_1 et T_2 en fonction du site (RPA99/03)	58
Tableau (III.16) : Vérifications des critères du facteur de qualité Q par notre structure	61
Tableau (III.17) : Récapitulatif des facteurs de la MSE	61
Tableau (III.18) : Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur	62
Tableau (III.19) : Effort tranchant par et moment de renversement par étage selon la MSE	63
Tableau (III.20) : Tableau de vérification de la condition de l'article 4.3.6 du RPA	64
Tableau (III.21) : Valeur des déplacement relatifs inter-étages du modèle 3D	67
Tableau (III.22) : Valeur des déplacement relatifs inter-étages du modèle réduit	67
Tableau (III.23) : Poids cumulé par niveau	69
Tableau (III.24) : Vérification de l'effet $P-\Delta$ selon x pour le modèle 3D	70
Tableau (III.25) : Vérification de l'effet $P-\Delta$ selon y pour le modèle 3D	70

Tableau (III.26) : Vérification de l'effet P- Δ selon x pour le modèle réduit	71
Tableau (III.27) : Vérification de l'effet P- Δ selon y pour le modèle réduit	71
Tableau (IV.1) : Facteurs du coefficient de la réponse sismique de l'oscillateur à base fixe...	75
Tableau (IV.2) : Paramètres de l'oscillateur à base fixe.....	75
Tableau (IV.3) : Valeurs du rapport du module de cisaillement effectif (G/G_0)	76
Tableau (IV.4) : Période allongée et amortissement total du système sol structure suivant l'axe de translation x	77
Tableau (IV.5) : Période allongée et amortissement total du système sol structure suivant l'axe de translation y	78
Tableau (V.1) : Efforts tranchant et moment par étage du modèle brochette avec prise en compte de l'ISS.	109
Tableau (V.2) : Déplacements par étage du modèle brochette avec prise en compte de l'ISS.	110
Tableau (V.3) : Efforts tranchant et moment par étage du modèle 3D avec prise en compte de l'ISS.	111
Tableau (V.4) : Déplacements par étage du modèle brochette avec prise en compte de l'ISS	111
Tableau (V.5) : Récapitulatif des résultats obtenus pour les modèles 3D, SDOF et brochette selon l'axe x	112
Tableau (V.6) : Récapitulatif des résultats obtenus pour les modèles 3D, SDOF et brochette selon l'axe y	112

ملخص

سنتناول هذا العمل من خلال العموميات على المواد التي تشكل الهيكل والتصميم الزلزالي للهيكل. بعد ذلك سوف نقوم بإجراء تحليل ديناميكي وزلزالي على نموذجين مختلفين للهيكل ومقارنة النتائج التي تم الحصول عليها. بعد ذلك، سنستعين بـ ASCE 7-16 لحساب القوة الزلزالية عند قاعدة الهيكل مع مراعاة تفاعله مع بنية التربة.

بالنسبة للفصل الرئيسي، سوف نركز على ظاهرة تفاعل الهيكل مع بنية التربة وتأثيراته على الاستجابة الزلزالية. سنقوم بدراسة سلوك هيكل يتعرض لتفاعل مع بنية التربة خلال الزلزال، من خلال نموذجين مختلفين. سنقوم بمقارنة نتائجهم واستخلاص النتائج.

الكلمات المفتاحية: التفاعل، التربة، التركيب، التخميد، الفترة، الأساس، الخرسانة، المرونة، الصلابة، الاستجابة الزلزالية، قوة القص، الاستطالة الدورية.

Résumé

Nous allons aborder ce travail par des généralités sur les matériaux constitutifs de la structure et sur la conception parasismique des structures. Par la suite nous allons effectuer une analyse dynamique et sismique sur deux modèles différents de la structure et comparer les résultats obtenus. Après quoi, nous allons nous aider de l'ASCE 7-16 pour calculer la force sismique à la base de la structure en tenant compte de l'interaction sol structure.

Pour le chapitre master, nous allons nous intéresser au phénomène de l'ISS et ses effets sur la réponse sismique. Nous allons étudier le comportement d'une structure soumise à l'ISS lors d'un séisme, par deux modèles différents. Nous allons comparer leurs résultats et tirer des conclusions.

Mots-clés : Interaction, sol, structure, amortissement, période, impédance, fondation, béton, souplesse, rigidité, réponse sismique, effort tranchant, allongement périodique.

Abstract

We will approach this work by generalities on the materials constituting the structure and on the seismic design of the structures. Subsequently we will perform a dynamic and seismic analysis on two different models of the structure and compare the results obtained. After that, we will help ASCE 7-16 to calculate the seismic force at the base of the structure taking into account the soil structure interaction.

For the master chapter, we will focus on the phenomena of the ISS and its effects on the seismic response. We will study the behavior of a structure subjected to the ISS during an earthquake, by two different models. We will compare their results and draw conclusions.

Keywords: Interaction, soil, structure, damping, period, impedance, foundation, concrete, flexibility, rigidity, seismic response, shear force, periodic elongation.

Sommaire

Remerciements	
Dédicaces	
Liste des figures	
Liste des tableaux	
Résumé	
Sommaire	
Introduction générale	1
Chapitre I : Généralités	2
I.1 Introduction	2
I.2 Présentation de l'ouvrage :	2
I.2.1 Dimensions	4
I.2.2 Caractéristiques et classifications suivant le RPA99/03	5
I.2.3 Système de contreventement	5
I.3 Caractéristiques des matériaux	5
I.3.1 Généralités sur le béton armé	5
I.3.2 Le béton	6
I.3.3 L'acier	9
I.3.4 Conception parasismique	11
Conclusion	16
Chapitre II : Descente de charges et pré dimensionnement des éléments	18
II.1 Introduction	18
II.2 Pré dimensionnement des dalles	18
II.2.1 Epaisseur	19
II.2.2 Flèche admissible :	19
II.3 Descente de charges	22
II.3.1 Plancher terrasse	22
II.3.2 Plancher étage courant	22
II.4 Pré dimensionnement des poutres	23
II.4.1 Dimensions :	23
II.4.2 Flèche admissible	24
II.5 Pré dimensionnement des poteaux	26
II.5.1 Section réduite	26

II.5.2	Vérifications.....	33
II.6	Pré dimensionnement des voiles	34
II.6.1	Pré dimensionnement du voile périphérique	34
II.6.2	Pré dimensionnement du noyau central.....	35
	Conclusion	37
Chapitre III :	Etude dynamique et sismique	39
III.1	Introduction	39
III.2	Objectif de l'analyse dynamique	40
III.3	Modélisation	40
III.3.1	ETABS.....	40
III.3.2	Modélisation des éléments.....	42
III.3.3	Modélisation de la masse.....	42
III.4	Analyse sismique	42
III.4.1	Méthode modale spectrale	42
III.4.2	Méthode statique équivalente	56
III.4.3	Vérifications réglementaires	63
	Conclusion	72
Chapitre IV :	Calcul de réponse sismique avec prise en compte de l'ISS selon ASCE 7	70
IV.1	Introduction	70
IV.2	Modèle généralisé à un seul degré de liberté	70
IV.3	Calcul de la réduction de l'effort tranchant due à l'ISS.....	75
IV.3.1	Calcul C_{sx} de et C_{sy}	75
IV.3.2	Calcul de la période allongée $\tilde{T}$ et de l'amortissement total β_0	75
IV.3.3	Calcul de $\widetilde{C}_{sx}$ et de $\widetilde{C}_{sy}$	78
IV.3.4	Calcul de B_{SSI}	79
IV.3.5	Calcul de la réduction de l'effort tranchant due à l'ISS	79
IV.3.6	Calcul du déplacement au sommet de la structure	80
IV.4	ISS et rapport de rigidité entre sol et structure	81
	Conclusion	82
Conclusion générale		83
I	Chapitre Master : Effets de l'interaction sol structure sur l'effort sismique.....	85
I.1	Introduction.....	85
I.2	Définition de l'interaction sol structure.....	85
I.3	Types d'interaction.....	86
I.3.1	Interaction cinématique :	86

I.3.2	Interaction inertielle :	87
I.4	Méthodes de prise en compte de l'interaction sol structure	88
I.4.1	Méthode directe ou globale	88
I.4.2	Méthode de sous structure	89
I.4.3	Méthode hybride	90
I.5	L'impédance dynamique	91
I.5.1	Notion d'impédance	91
I.5.2	Raideur statique et modificateur dynamique	95
I.5.3	Amortissement et modificateur dynamique	95
I.6	Effets de l'ISS sur la réponse sismique d'une structure	96
I.6.1	Allongement de la période	96
I.6.2	Modification de l'amortissement	98
I.7	Modélisation de l'interaction sol structure	101
I.7.1	Modèle généralisé à un seul degré de liberté (SDOF)	102
I.7.2	Modèle généralisé à plusieurs degrés de liberté (MDOF)	104
I.7.3	Modèle ETABS 3D	110
I.7.4	Comparaison entre les résultats obtenus par les méthodes de prise en compte de l'ISS	112
I.8	Comparaison des réponses sismiques des modèles à base fixe et flexible	113
I.8.1	Comparaison des modèles brochette MDOF	113
I.8.2	Comparaison des modèles 3D	114
I.9	Simulation de l'ISS dans le cas d'un sol meuble	115
	Conclusion	116
	Bibliographie	118
	Webographie	119
	Annexes	120

Introduction générale

Depuis le début de son existence, l'homme cherchait continuellement à s'abriter des conditions climatiques à savoir : soleil, vent, neige et pluie. Pour ce faire, l'homme s'est tout d'abord installé aux entrées des cavernes et s'est construit quelques abris. Par la suite, l'homme sédentaire est né. Il a été l'inventeur du principe du « village » où il se construisait des abris avec les matériaux tirés de son milieu (Bois, herbes).

L'évolution de l'habitat par la suite est allée à une vitesse hallucinante. Des égyptiens qui inventèrent le concept de « la ville » dans l'antiquité, jusqu'aux gaulois, et leur concept de « château fort » au moyen âge, arrivant aux temps modernes, caractérisés par « l'habitat urbain ». Pour la première fois de son histoire, l'homme a ingénieusement eu recours aux constructions hautes afin d'absorber le flux de citoyens causé par l'exode rural. Ce qui est remarquable, c'est que l'homme n'évolue en techniques de constructions et en méthodes d'habitation que pour répondre à des besoins tels : le confort, la protection, exhiber sa richesse puis par la suite le surpeuplement des villes.

Arrivé aux constructions hautes, l'homme rencontre de nouveau le problème des conditions climatiques. Le vent menaçait les constructions élancées. L'homme alors, s'arma de savoir et de savoir-faire, pour « dimensionner » les « structures » de façon à résister au vent. C'est l'apparition de la science du « contreventement ». L'homme n'avait pas conscience du danger que pouvait causer un séisme à une structure élancée, et n'incluait que peu le risque sismique dans les calculs. Jusqu'à l'année 1906 où un séisme majeur a frappé la ville de San Francisco causant 3000 morts.

Cet événement tragique marqua le début de l'ère du génie parasismique. Une branche des sciences techniques qui prend en compte les risques sismiques auxquels est sujette une structure et propose des solutions pour minimiser, et pourquoi pas éliminer, les pertes matérielles et humaines dues à l'effondrement des structures sous chargement sismique. Notre projet de fin d'études portera en majeure partie sur cette branche.

Dans ce projet, nous allons tout d'abord expliciter quelques généralités sur les matériaux constitutifs de notre structure, et aussi sur les principes de conception parasismique. Ensuite, nous allons nous appuyer sur les règlements, **CBA93**, **BAEL** et **RPA99/03** pour pré dimensionner les éléments constitutifs de l'ossature de notre structure. Par la suite nous allons effectuer une analyse modale spectrale sur un modèle 3D et sur le modèle réduit (brochette) de la structure et comparer les résultats obtenus afin de tirer des conclusions sur l'importance du modèle choisi pour l'étude dynamique et sismique d'une structure.

Après avoir vérifié la conformité des résultats des deux méthodes vis-à-vis du **RPA99/03**, nous allons clôturer notre travail par une étude sismique de notre structure en tenant compte de l'interaction sol structure notée ISS. Cette étude qui se fera conformément à **l'ASCE 7-16**, va nous permettre en premier lieu de déduire l'effet de l'interaction sol structure sur la réponse sismique, et en second lieu de juger l'utilité de son intégration au **RPA99/03**.

Chapitre I : Généralités

Chapitre I : Généralités

I.1 Introduction

Depuis que le bâtiment a vu le jour, l'homme n'a cessé d'innover dans ce domaine, et ce pour pallier aux risques naturels, aux besoins de confort et même d'esthétique. Cette multitude de critères a donné naissance à une richesse en matière de techniques et technologies du bâtiment basées sur la diversité de conception.

Ce qui caractérise un bâtiment de tout autre, sont :

- Son architecture : formes, dimensions...
- Ses matériaux constitutifs : Béton armé, charpente métallique, charpente en bois...
- Ses dispositions parasismiques.

Dans ce chapitre nous nous intéresserons, non seulement aux caractéristiques des matériaux constitutifs de notre structure, mais aussi aux principes de conception parasismique et ce pour mettre en pratique le savoir acquis durant notre formation d'une part, et mener une étude exacte et fiable de notre bâtiment d'autre part.

I.2 Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage qui fera l'objet de projet de fin d'études le « Algerian business center » d'Alger. A usage de bureaux, l'ouvrage est totalise 14 étages et 2 sous-sols avec un contreventement assuré par noyau central.

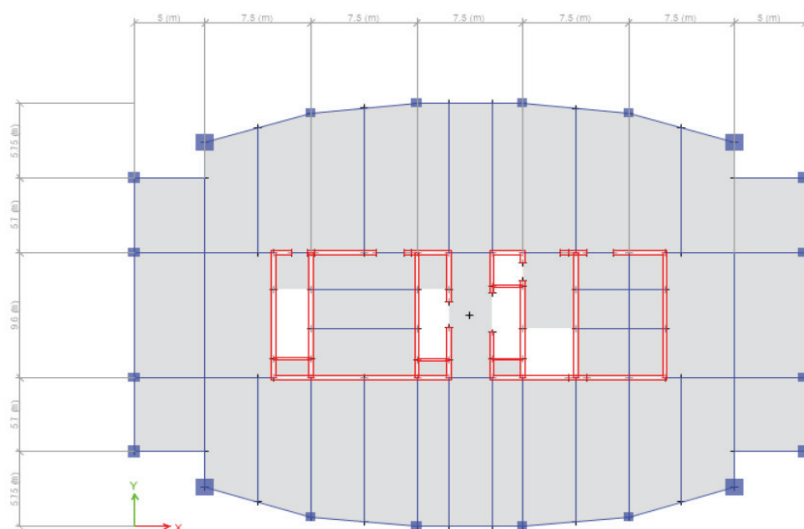


Figure (I.1) : Vue en plan d'un étage courant de l'ouvrage

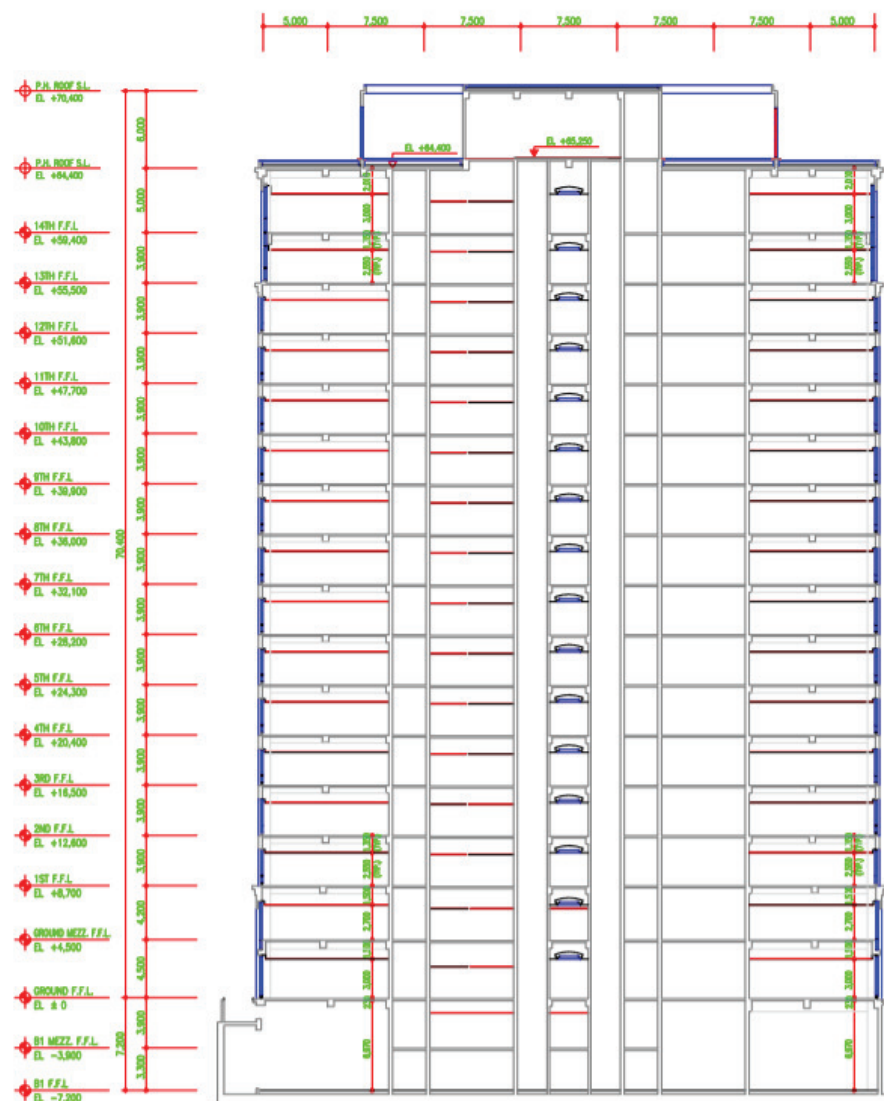


Figure (I.2) : Vue en élévation de l'ouvrage

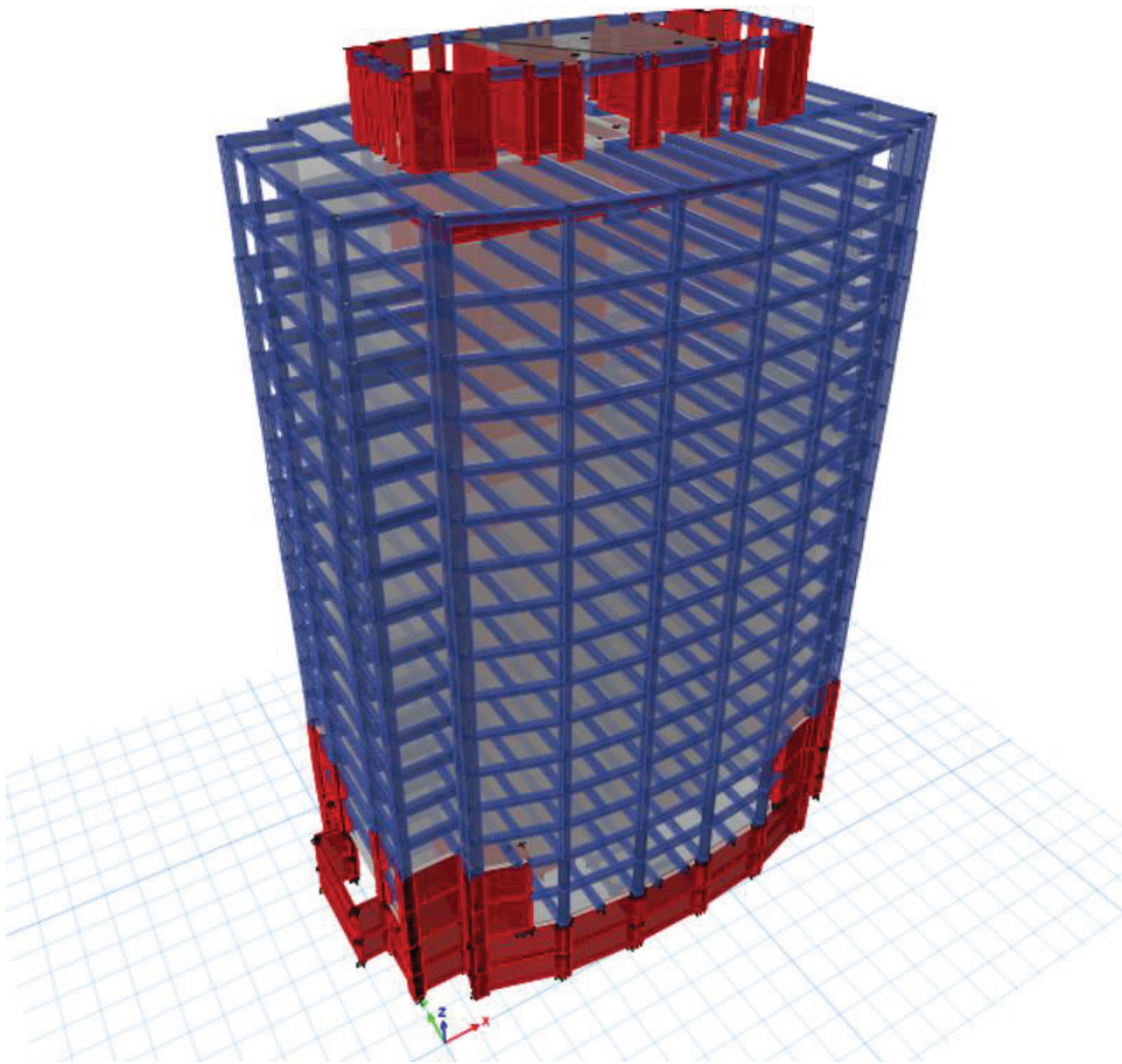


Figure (I.3) : Vue en 3D du modèle de l'ouvrage sur ETABS

I.2.1 Dimensions

- Longueur en plan : 47.5 m.
- Largeur en plan : 32.5 m.
- Hauteur à partir du sol : 70.4 m.
- Hauteur du premier de sous-sols : 3.9 m.
- Hauteur du second sous-sol : 3.3 m.
- Hauteur de la mezzanine : 4.5 m.
- Hauteur d'étage courant : 3.9 m.
- Hauteur de tour de refroidissement : 6 m.
- Hauteur du dernier étage : 5 m.

I.2.2 Caractéristiques et classifications suivant le RPA99/03

- Zone sismique d'implantation : Zone III (Alger).
- Groupe d'usage : 1B (usage de bureaux).
- Site d'implantation : catégorie S2 (ferme) de contrainte admissible $\sigma_{adm} = 4 \text{ bars}$.

I.2.3 Système de contreventement

Vue la hauteur de la structure, on a opté pour un système de contreventement par noyau central. Selon l'article 3.4.A.2, les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.

I.3 Caractéristiques des matériaux

I.3.1 Généralités sur le béton armé

I.3.1.1 Le principe du béton armé

Le béton est un matériau capable de supporter des contraintes de compression importantes (10 à 100 MPa) alors que sa résistance aux efforts de traction est très faible (de l'ordre du dixième de sa résistance à la compression). C'est donc pour pallier à cette insuffisance qu'est née l'idée de placer, dans les zones soumises à des efforts de traction, des barres d'acier (armatures) qui, elles, sont résistantes aussi bien en compression qu'en traction. Le matériau résultant de l'association du béton et de l'acier est appelé « béton armé ».

L'association acier-béton est motivé par trois (03) raisons principales :

- Coefficients de dilatation thermique voisins : 10^{-6} pour l'acier et 9^{-6} le béton.
- Non-réactivité chimique entre les deux matériaux.
- L'adhérence entre les deux matériaux.

I.3.1.2 Avantages et inconvénients

- Avantages :
 - L'intérêt économique : Le béton est le moins coûteux des matériaux résistant à la compression et susceptible d'être associé à d'autres éléments.
 - La souplesse d'utilisation : le béton étant mis en place (dans des moules : coffrage) à l'état pâteux ; il est possible de réaliser des constructions aux formes les plus variées et les armatures peuvent être facilement liées.
 - Résistance au feu : les constructions en béton armé se comportent beaucoup mieux en cas d'incendie que les constructions métalliques ou en bois. Le béton, grâce à sa mauvaise conductibilité thermique retarde les effets de la chaleur sur les armatures, il est possible de remettre en service la construction après les réparations superficielles ce qui est impossible pour les constructions métalliques. Cette propriété a permis d'utiliser le béton armé dans certaines parties des fours.
 - Résistance aux efforts accidentels : le béton armé en raison de son poids important est moins sensible aux variations de surcharges que d'autres modes de constructions.
 - Durabilité : le béton armé résiste bien à l'action de l'eau et de l'air, la seule condition à observer est la protection des armatures.

- Economie d'entretien : les constructions en béton armé ne nécessitent aucun entretien tandis que les constructions métalliques ont besoin d'être peintes régulièrement.
- Les assemblages entre différents éléments en béton se réalisent par simple contact.
- Inconvénients :
 - Le poids : les ouvrages en B.A sont plus lourds que les autres modes de construction.
 - Brutalité des accidents : les accidents qui surviennent d'un ouvrage en béton armé sont en général soudains ou brutaux, en général ces accidents sont dus à des erreurs de calculs ou de réalisations.
 - Difficulté de modification d'un ouvrage déjà réalisé : il est difficile de modifier un élément déjà réalisé.

I.3.2 Le béton

I.3.2.1 Composition

Le béton utilisé est un béton courant dosé à 350 kg/m³ de ciment. Sa composition courante pour 1 m³ est comme suit :

- Ciment : 350kg de CPA325.
- Gravier : 800 litres de 15/25 mm.
- Sable : 400 litres de 0/5mm.
- Eau : 175 litres d'eau de gâchage.

I.3.2.2 Qualités recherchées

- Résistance mécanique élevée (25-40 MPa).
- Imperméabilité à l'eau et absence de réaction chimique avec l'acier.
- Bonne mise en œuvre (facile à couler).
- Bonne tenue dans le temps.

Ces résultats seront obtenus en jouant sur les paramètres suivants :

- La qualité du ciment et des granulats.
- Le dosage (quantité).
- Un bon mélange (homogénéité).

I.3.2.3 Caractéristiques physiques et mécaniques

Masse volumique :

- La masse volumique béton à granulats courants (normal) → 2200 ÷ 2400 kg/m³
- La masse volumique béton à granulats légers → 700 ÷ 1500 kg/m³
- La masse volumique béton à granulats lourds → 3500 ÷ 4000 kg/m³
- La masse volumique du béton armé → 2500 kg/m³

Déformations du béton indépendantes des charges appliquées :

- Déformation thermique : le coefficient de dilatation du béton varie de 7.10^{-6} à 12.10^{-6} le coefficient de dilatation de l'acier est de 11.10^{-6} , d'où le béton armé 10.10^{-6} .

- Le retrait hygrométrique : le béton après sa confection (fabrication) contient un excès d'eau, si le durcissement se fait à l'air libre l'eau va s'évaporer. Cette évaporation s'accompagne automatiquement par une diminution du volume. Cette diminution s'appelle le retrait.

Déformation du béton sous actions courte durée (< 24 H) :

- Résistance à la compression :

Un béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression (**BA93** A2.1.1.1) à l'âge de 28 jours f_{c28} exprimée en MPa.

La résistance caractéristique à la compression f_{cj} à l'âge de $j \leq 60$ jours, est :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} \quad \text{pour } f \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.4 + 0.95j} f_{c28} \quad \text{pour } f > 40 \text{ MPa}$$

Pour $j > 60$ jours :

$$f_{cj} = 1.1 f_{c28}$$

f_{cj} : la résistance à la compression à j jour ;

f_{c28} : la résistance à la compression à 28 jour ; aussi appelée la résistance caractéristique du béton ;

On prévoit une résistance du béton à 28 jours de 27MPa facilement atteinte dans les chantiers régulièrement contrôlés ;

D'où :

$$f_{c28} = 27 \text{ MPa} \text{ Pour les éléments horizontaux}$$

$$f_{c28} = 30 \text{ MPa} \text{ Pour les éléments verticaux}$$

- Résistance à la traction (**BA93**, A 2.1.1.2) :

La résistance caractéristique à la traction du béton à l'âge de j jours est conventionnellement défini par la relation :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{cj}$$

$$f_{tj} = 2.22 \text{ MPa} \text{ Pour les éléments horizontaux}$$

$$f_{tj} = 2.4 \text{ MPa} \text{ Pour les éléments verticaux}$$

f_{cj} : la résistance à la compression à j jour ;

f_{tj} : la résistance à la traction compression à j jour ;

Cette formule étant valable pour les valeurs de : $f_{cj} \leq 60 \text{ MPa}$

Pour $f_{cj} \geq 60 \text{ MPa}$:

$$f_{tj} = f_{cj}^{2/3}$$

- Contraintes limites de compression

La contrainte admissible de compression à l'état limite ultime (ELU) est donnée par :

$$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\theta * \gamma_b} \quad (\text{Art A.4.3.4.1})$$

$$\gamma_b \begin{cases} 1.5 & \text{Pour les cas courants} & \bar{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa} \\ 1.15 & \text{Pour les cas accidentels} & \bar{\sigma}_{bc} = 23.47 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\theta \begin{cases} 1 & \text{Pour les durées d'application de plus de } 24h \\ 0.9 & \text{Pour les durées d'application comprise entre } 1h \text{ et } 24h \\ 0.85 & \text{Pour les durées d'application moins de } 24h \end{cases}$$

La contrainte admissible de compression à l'état limite de service (ELS) est donnée par :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{cj} \quad (\text{CBA 93 Art A.4.5.2})$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa} \text{ Pour les éléments verticaux}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 16.2 \text{ MPa} \text{ Pour les éléments horizontaux}$$

- Contrainte limite de cisaillement :

La contrainte limite de cisaillement prend les valeurs suivantes : (CBA 93, A5.1.2.1)

➤ Fissuration peu nuisible

$$\bar{\tau}_u = \min \left[\frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right]$$

$$\bar{\tau}_u = 5 \text{ MPa}$$

➤ Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable

$$\bar{\tau}_u = \min \left[\frac{0.15 * f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right]$$

$$\bar{\tau}_u = 2.7 \text{ MPa}$$

- Module d'élasticité : (CBA 93, A2.1.2)

Le module de déformation longitudinale du béton est donné par la formule suivante :

➤ Module instantané : pour les charges appliques avant 24h.

$$E_{ij} = 11000 * \sqrt[3]{f_{cj}}$$

$$E_{ij} = 34179.55 \text{ MPa} \text{ Pour les éléments verticaux}$$

$$E_{ij} = 33000 \text{ MPa} \text{ Pour les éléments horizontaux}$$

Déformation du béton sous actions de longues durées : (le fluage)

- Le module différé : pour les charges de long de durée.

$$E_{vj} = 1/3 E_{ij} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

$E_{ij} = 11393.18 \text{ MPa}$	Pour les éléments verticaux
$E_{ij} = 11000 \text{ MPa}$	Pour les éléments horizontaux

Diagrammes contrainte déformation de calcul :

- ELS :

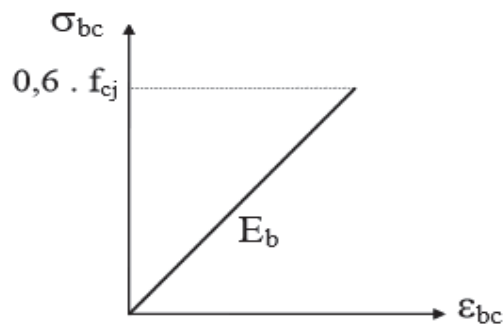


Figure (I.4) : Diagramme de contrainte-déformation du béton l'ELS

E_b : Module de déformation du béton

- ELU :

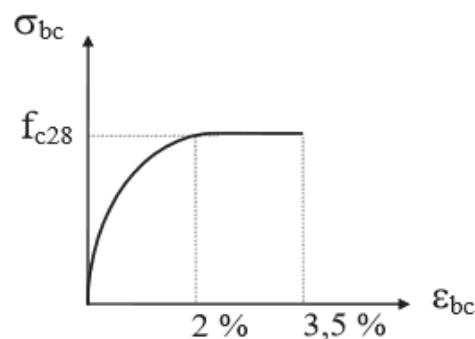


Figure (I.5) : Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELU

I.3.3 L'acier

I.3.3.1 Composition

C'est l'alliage fer et carbone. On distingue des aciers doux, des aciers mi-durs et des aciers durs.

Acier doux → % carbone 0,15 - 0,25 %

Acier mi dur et dur → % carbone 0,25 - 0,45 %

I.3.3.2 Caractéristique physiques et mécaniques

Masse volumique :

La masse volumique de l'acier est estimée à : 7850 kg/m^3 .

Soit : 78.5 KN/m^3 .

Contrainte limite d'élasticité :

Dans le tableau suivant seront explicitées les nuances d'acier couramment utilisées et leur contrainte limite d'élasticité notée f_e :

Tableau (I.1) : Valeur de la limite d'élasticité f_e selon les nuances de l'acier

Nuance		f_e (Mpa)	Contrainte de rupture σ_r (Mpa)	Déformation de rupture ε_r (%)
RL	feE 215	215	330 à 490	22
	feE 235	235	410 à 490	22
HA	feE 400	400	480	14
	feE 500	500	550	12

L'acier choisi pour les armatures longitudinales est un acier à haute adhérence HA FeE400 type 1 (limite d'élasticité $f_e = 400 \text{ MPa}$), et pour les armatures transversales est un rond lisse FeE235 ($f_e = 235 \text{ MPa}$).

Module d'élasticité :

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier « E_s » est pris égal à :

$$E_s = 2.105 \text{ MPa} \quad (\text{CBA 93, A2.2.2})$$

Contraintes limites :

- Etat limite ultime "ELU " (CBA 93 A.4.3.2) :

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier ;

$$\gamma_s = 1.5 \quad \text{Situation durable} \quad \bar{\sigma}_s = 266.66 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1.1 \quad \text{Situation accidentelle} \quad \bar{\sigma}_s = 363.63 \text{ MPa}$$

- Etat limite de service « ELS » (CBA 93 A.4.3.2) :

La contrainte de traction des armatures est limitée par :

- Fissuration peu nuisible : la contrainte n'est pas limitée.
- Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\}$$

- Fissuration très préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ 0.5 f_e; 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\}$$

$$\eta \begin{cases} 1 & \text{Pour les aciers HA} \\ 1.6 & \text{Pour les RL} \end{cases}$$

Diagrammes contrainte-déformation :

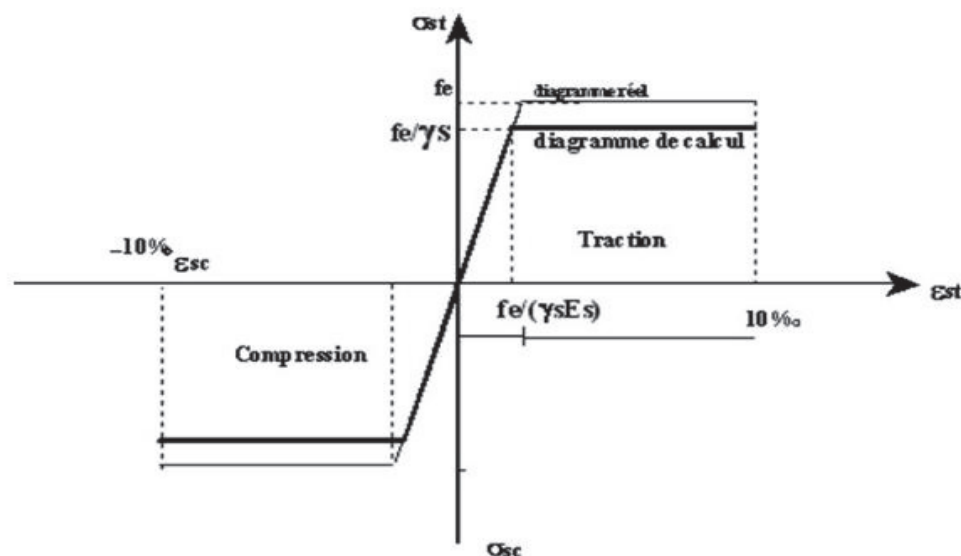


Figure (I.6) : Diagramme contrainte-déformation de l'acier

I.3.4 Conception parasismique

I.3.4.1 Définition :

La construction parasismique (ou antisismique) regroupe l'étude du comportement des bâtiments et structures sujets à un chargement dynamique du type sismique et la réalisation de bâtiments et infrastructures résistant aux séismes.

I.3.4.2 Concepts généraux

- Concept général de stabilité des bâtiments sous action sismique

Tous les bâtiments constituent des « boîtes », dont la stabilité implique le respect des 3 conditions suivantes :

- Une résistance adéquate des plans constituant la boîte :
 - Contreventements verticaux : murs, triangulations, portiques
 - Contreventements ou diaphragmes horizontaux ou subhorizontaux : planchers, toitures, poutres, etc...
- Un choix convenable de ces plans, ceci demande :
 - Un nombre convenable de plans de contreventement verticaux et horizontaux ;
 - Une bonne disposition relative de ces plans.
- Des liaisons adéquates entre ces plans.

I.3.4.3 Objectif global du projet d'ossature parasismique

L'objectif global du projet d'une ossature parasismique est de définir une structure capable de subir, sans s'effondrer, les déformations engendrées par l'action sismique.

Cet objectif peut être atteint avec succès par des projets d'ossatures de divers types et de divers degrés de capacité de dissipation d'énergie par déformations plastiques en particulier :

- Des ossatures où les déformations sont essentiellement élastiques.
- Des ossatures qui forment une seule zone plastique significative, généralement en base.
Exemple : structure à noyau en béton armé
- Des ossatures où sont formées de nombreuses zones dissipatives.

I.3.4.4 Principes de conception parasismique des bâtiments

Principe 1 - Simplicité

Le comportement d'une structure simple est plus facile à comprendre et à calculer ; le risque d'omettre un phénomène particulier est faible. La simplicité d'ensemble concourt à la simplicité des détails.

Principe 2 - Continuité

Toute discontinuité d'une structure conduit à une concentration de contraintes et de déformations. Une structure discontinue est toujours mauvaise, car le mécanisme de ruine qu'elle fait intervenir est local. Le principe de continuité a un impact sur le dessin d'ensemble des structures.

Le principe de continuité se traduit aussi dans les détails de structure et dans la surveillance de chantier.

Dans les détails de la structure, il faut :

- Réaliser des poutres et poteaux d'axes concourants ;
- Éviter les changements brutaux de largeurs des éléments porteurs ;
- Soigner la conception des assemblages des éléments préfabriqués ;
- Positionner les joints de montage (acier, système industrialisés en béton) ou les reprises (béton armé) en dehors des zones fortement contraintes.
- Surveillance du chantier :
 - Le positionnement des éléments préfabriqués en béton
 - Le bétonnage de leurs joints d'assemblage
 - La mise en place correcte des armatures, l'exécution soignée des reprises, en béton armé
 - La qualité des matériaux mis en œuvre.

Principe 3 - Régularité en plan

Le mouvement sismique horizontal est un phénomène tri directionnel. La structure du bâtiment doit être capable de résister à des actions horizontales suivant toutes les directions et les éléments structuraux doivent avoir des caractéristiques de résistance et de rigidité similaires dans les deux directions principales, ce qui se traduit par le choix de formes symétriques.

Principe 4 - Régularité en élévation

Dans la vue en élévation, les principes de simplicité et de continuité se traduisent par un aspect régulier de la structure primaire, sans variation brutale de raideur. De telles variations entraînent des sollicitations locales élevées.

Les problèmes rencontrés dans les irrégularités en élévations sont les distributions de la masse, la rigidité et la résistance. La structure devrait avoir une distribution uniforme et continue de la masse, de rigidité, de la résistance et de ductilité.

Principe 5 - Raideur et résistance à la torsion

Une résistance et une rigidité appropriées à la torsion sont nécessaires pour limiter les mouvements du bâtiment et les sollicitations des éléments structuraux dues à la torsion. La disposition constructive, classique en zone non sismique, où un seul noyau central (cage d'escalier et ascenseur) constitue le seul contreventement, offre peu de raideur torsionnelle et peut conduire à des sollicitations élevées des portiques périphériques. A cet effet, une symétrie parfaite de la structure suivant les deux axes horizontaux peut annuler l'effet de torsion.

Principe 6 - Diaphragmes efficaces

Les diaphragmes d'un bâtiment sont les structures horizontales qui reportent l'action horizontale, résultant de la mise en mouvement des masses des planchers et de leurs charges, vers les éléments verticaux de contreventement. Les diaphragmes doivent être peu déformables dans leur plan, de manière à assurer une distribution efficace de l'action horizontale entre les différents éléments verticaux. Idéalement, ils assurent à chaque niveau où ils sont présents une absence de déplacement horizontal relatif entre les éléments verticaux.

Dans ce cas, l'action horizontale résultante à un niveau se répartit sur les contreventements verticaux proportionnellement à la rigidité de ces derniers. Les éléments verticaux les plus rigides supportent ainsi les charges les plus importantes. Lorsque la raideur d'un contreventement vertical diminue à cause de fissurations ou de sa ruine, les efforts qu'il ne peut plus reprendre sont automatiquement redistribués par le diaphragme horizontal sur les autres contreventements verticaux. Il est donc souhaitable que le nombre de contreventements verticaux soit supérieur au minimum nécessaire à la stabilité de la structure. Le rôle de diaphragme est joué par la toiture et par les planchers, qui peuvent être constitués de différentes façons : plancher en béton armé, mixte, grillage de poutres contreventées, treillis spatial, portiques horizontaux. La rigidité des diaphragmes dépend :

- De leur forme : les diaphragmes longs et étroits sont flexibles. Les diaphragmes présentant des angles rentrants peuvent subir des concentrations de contraintes entraînant des dommages.

- Des rigidités respectives du diaphragme et du contreventement vertical. Si la rigidité du contreventement vertical est importante (murs en maçonnerie ou voiles de béton), les portées modérées du diaphragme sont préférables afin de limiter leur flexibilité.
- De leur matériau : les planchers en contreplaqué sur solives en bois se comportent comme des diaphragmes relativement rigides dans une structure en bois, mais sont flexibles dans une structure en maçonnerie.
- De l'efficacité de la solidarisation de leurs éléments constitutants ;
- De l'importance des ouvertures (trémies) qui devrait être minimisée. La présence de trémies est à l'origine de concentrations de contraintes, les plus importantes dans les angles rentrants. Les ouvertures doivent être les plus petites possibles et leur contour renforcé.

Les liaisons d'un diaphragme aux structures de contreventement verticales sont calculées pour permettre le transfert de l'action horizontale du niveau considéré. Des connecteurs adéquats, goujons, armature de cisaillement, sont utilisés à cette fin.

Principe 7 - Des éléments structuraux verticaux surdimensionnés

La ruine des éléments structuraux verticaux d'un bâtiment a un impact nécessairement catastrophique, car elle entraîne la chute d'un étage, qui entraîne à son tour souvent l'effondrement total de la structure.

Par exemple, dans les poteaux également, la zone de nœud est soumise à fort cisaillement du fait des moments de flexion de signe opposé qui se développent dans les poutres. La ruine par cisaillement de la zone de nœud n'est en aucun cas ductile dans les constructions en béton armé. Par contre, le cisaillement plastique de la zone de nœud d'un poteau en acier est extrêmement ductile et acceptée dans des proportions limitées.

Principe 8. Créer les conditions d'un mécanisme plastique global

Exemple : le principe « poteaux forts — poutres faibles » pour la formation des rotules plastiques dans les poutres plutôt que dans les poteaux des ossatures en portique.

Principe 9 - Choix rationnels relatifs aux masses

Le choix de planchers légers plus performants peut ainsi entraîner une réduction des quantités et coûts d'ossature et de fondation, car les planchers représentent environ 80% de la masse d'un bâtiment. Cette réduction de prix de l'ossature peut compenser le surcoût des planchers traditionnels.

Principe 10 - Largeur des contreventements

Les forces horizontales équivalentes au séisme sont équilibrées en base de la structure par une résultante de cisaillement et un moment de flexion. Ce dernier entraîne :

- Des tractions dans les poteaux ou voiles
- Des compressions dans les poteaux ou voiles

On peut réduire les contraintes correspondant à ces sollicitations dans la structure en élargissant le contreventement (voile en béton armé, ossature triangulée) : le bras de levier des efforts dans le plan vertical est augmenté, ce qui a action constante réduit les sollicitations.

On notera toutefois que ce principe est à nuancer par la considération du spectre de réponse en accélération :

- Pour une structure dont la période T correspond à la branche descendante du spectre, l'augmentation de raideur résultant de l'augmentation de largeur des contreventements entraîne une augmentation de la résultante de cisaillement horizontal, de sorte qu'il n'y a pas nécessairement réduction des sollicitations
- Pour une structure dont la période T correspond au palier du spectre (de «TB» à «Tc» dans l'Eurocode 8), la résultante de cisaillement horizontal est indépendante de la raideur et la réduction de sollicitation est à coup sûr effective.

Principe 11 - Largeur des fondations

Les forces horizontales équivalentes au séisme sont équilibrées en base de la structure par une résultante de cisaillement et un moment de flexion. Ce dernier entraîne :

- Des tractions à la fondation
- Des compressions à la fondation
- Un risque de soulèvement en base du côté traction

Comme pour les éléments de la structure de contreventement, on peut réduire les sollicitations à la fondation en réalisant un radier général raidi par des murs en béton armé plutôt que de multiples fondations sur semelles. Ce radier répartit les réactions sur la plus grande surface possible, ce qui réduit les contraintes appliquées au sol, en cas de fondation directe, ou les efforts dans les pieux. Ceci est vrai quel que soit le type de contreventement utilisé : ossature en portique, voiles ou triangulation. Cette option de réduction des contraintes à la fondation est intéressante, car :

- Elle facilite le respect de la condition « contrainte calculée S contrainte admise »
- Des fondations fractionnées (semelles indépendantes) offrent plus de risque d'un comportement hétérogène et tassement différentiel, car les capacités portantes du sol sont souvent variables, même sur la largeur d'un bâtiment ;
- Il y a toujours des incertitudes sur le niveau exact des sollicitations appliquées à la fondation.

Principe 12-Partition en sous structures

Lorsque pour une raison quelconque (usage, esthétique), les principes de régularité en plan et de symétrie ne peuvent être respectés, on peut penser à effectuer une partition du bâtiment en plusieurs « blocs » ou sous structures ; celles-ci sont séparées pour leur comportement structural, mais jointives pour leur utilisation.

La difficulté de cette solution consiste en la réalisation de joints corrects entre les sous structures. Ces joints doivent être suffisamment larges pour éviter le martèlement entre sous structures lors d'un tremblement de terre, car ces sous structures n'oscillent pas nécessairement à la même fréquence et il faut cumuler leurs déplacements maxima possibles pour définir l'intervalle minimum qui doit les séparer. Cette solution doit en outre être complétée par des passerelles souples entre les différentes unités ainsi réalisées. Cette solution peut être réalisée

sans dédoublement des poteaux de la structure, si les déplacements aux joints sont faibles (zone peu sismique, bâtiments peu élevés).

Principe 13-Fixation des éléments non structurels

La première cause de mort en cas de séisme de faible intensité est la chute d'éléments non structurels mal fixés ou peu résistants placés en hauteur : cheminées (mortiers dégradés), éléments décoratifs de façade, cloisons ou vitrages appliqués aux façades, parois intérieures de séparation simplement posées au sol (maçonneries intérieures des immeubles) et non tenues en leur point haut, bibliothèques, équipements techniques.

Conclusion

Les caractéristiques mécaniques des matériaux constitutifs des éléments structuraux ont un rôle prépondérant dans sa résistance, aussi bien aux charges statiques comme son poids propre et les charges d'exploitation, qu'aux charges dynamiques comme le vent et le séisme.

De même, la conception détermine la résistance de la structure aux charges sismiques vu qu'elle régit le comportement de la structure durant ce dernier d'où l'importance d'une conception parasismique des structures de grande envergure situées sur un site de haute sismicité.

Le choix des matériaux constitutifs et des dispositions parasismiques à mettre en œuvre dans sur structure détermine son comportement sous les différents types de charges ce qui nous donne une marge de prédiction de ce comportement et nous permet donc une prévention contre les pertes humaines et matérielles.

Chapitre II : Descente de charges et pré dimensionnement des éléments

Chapitre II : Descente de charges et pré dimensionnement des éléments

II.1 Introduction

La conception d'une structure est une démarche itérative qui consiste à pré dimensionner un élément, le soumettre aux charges qui lui sont prévues et observer son comportement. Dans le cas où l'élément ne résiste pas, son dimensionnement sera repris en revoyant ses dimensions à la hausse.

Dans ce chapitre nous nous intéresserons à la première étape de la conception, à savoir le pré dimensionnement.

Le pré dimensionnement d'une structure consiste à fixer les dimensions de différents éléments de la structure ou de l'ouvrage en respectant certaines règles et principes pratiques de la construction obtenus et fixés suite à de nombreuses recherches techniques et statistiques.

Etant donné que la structure est composée des éléments en béton armé, le pré dimensionnement de la structure se portera sur : les poteaux, les poutres, les dalles, et les voiles conformément aux règlements *CBA 93*, *BAEL* et *RPA99/03*.

II.2 Pré dimensionnement des dalles

La dalle de béton est une surface horizontale, constituée de béton armé et de barres d'acier qui la renforcent et améliorent sa résistance. Elle est utilisée pour faire un plancher, un plafond, une terrasse ou un dallage extérieur. Elle peut reposer sur deux trois ou quatre appuis. Elle travaille essentiellement en flexion.

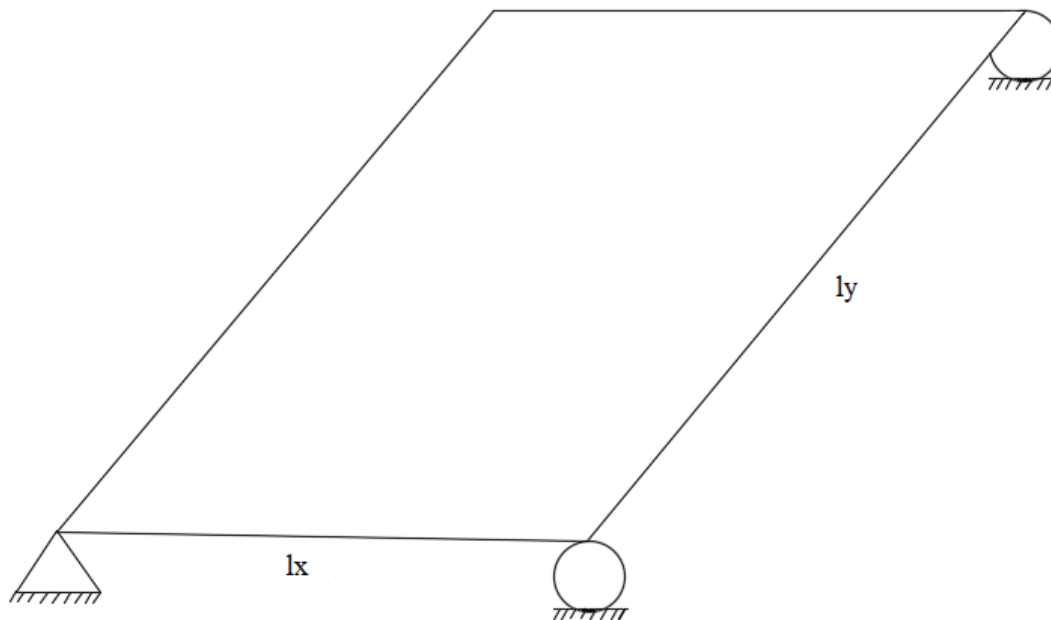


Figure (II.1) : Schéma d'une dalle sur deux appuis

Avec : $l_x < l_y$

II.2.1 Epaisseur

L'épaisseur est conditionnée par ces 3 exigences

- Résistance au feu (**CBA 93**):
 - $e=7\text{cm}$ pour une résistance de 1h au feu
 - $e=11\text{cm}$ pour une résistance de 2h au feu
 - $e=17,5\text{cm}$ pour une résistance de 4h au feu

- Isolation phonique

Le **CBA 93** préconise une épaisseur de minimale de 13 cm pour une bonne isolation phonique

- Résistance à la flexion :

Selon le **BAEL**, l'épaisseur garantissant une résistance à la flexion de la dalle pleine dépend de deux facteurs :

- Sa portée L
- Ses condition d'appuis

Tel que :

✓ $\frac{l_x}{l_y} > 0.4$: Dalle portant dans 2 directions (sur 3 ou 4 cotés)

- En continuité dans 2 directions(hyperstatique) : $\frac{l_x}{40} < e < \frac{l_x}{30}$
- continuité dans 1 direction(hyperstatique) : $\frac{l_x}{35} < e < \frac{l_x}{30}$
- Pas de continuité(isolée/isostatique) : $\frac{l_x}{30} < e < \frac{l_x}{25}$

✓ $\frac{l_x}{l_y} < 0.4$: Dalle portant dans 1 direction (sur 2 cotés)

- En continuité (hyperstatique) : $\frac{l_x}{30} < e < \frac{l_x}{25}$
- Pas de continuité (isolée/isostatique) : $\frac{l_x}{25} < e < \frac{l_x}{20}$

On va traiter deux cas de figures de dalles pleines pour expliciter la différence dans la procédure de pré dimensionnement.

II.2.2 Flèche admissible :

Selon l'article B.6.5.3 du **CBA 93**, la flèche calculée doit être inférieure à la flèche admissible

$$f_{cal} < f_{adm}$$

Avec :

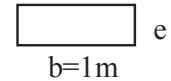
$$f_{cal} = \frac{5ql^4}{384EI}$$

q : charge surfacique * bande de 1m à l'ELS

$$q = G + Q$$

l : petite portée

E : module d'élasticité linéaire du béton
 I : inertie géométrique d'une bande de 1m de la dalle
 Et :



$$\begin{cases} f_{adm} = \frac{l_{max}}{500} \text{ si } l_{max} \leq 5m \\ f_{adm} = 0.05 + \frac{l_{max}}{1000} \text{ si } l_{max} > 5m \end{cases}$$

Cas N°1 :

$$l_x = 5m ; l_y = 9.6m;$$

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{5}{9.6} = 0.52 > 0.4 \rightarrow \text{Dalle portant dans les 2 sens}$$

En continuité dans 1 direction :

$$\begin{aligned} \frac{l_x}{35} < e < \frac{l_x}{30} \\ \frac{5}{35} < e < \frac{5}{30} \\ 0.14m < e < 0.16m \end{aligned}$$

$e = 11cm$ pour une résistance de 2h au feu

Donc :

✓ On prend $e = 15cm$.

Vérifications

- Isolation phonique :

$$e = 15cm > 13cm \text{ Vérifiée}$$

- Flèche admissible :

Selon l'article B.6.5.3 du **CBA 93** :

$$\triangleright l_{max} = 9.6m > 5m$$

Donc :

$$f_{adm} = 0.005 + 9.6/1000 = 14.6mm$$

$$\triangleright f_{cal} = \frac{5ql^4}{384EI}$$

$$q = (4.4 + 2.5) * 1 = 6.9KN/m ;$$

$$l_x = 5m ;$$

$$E = 11000\sqrt[3]{27} = 33000Mpa ;$$

$$I = \frac{1*0.15^3}{12} m^4 ;$$

$$f_{cal} = 6.05mm$$

$$f_{cal} < f_{adm} \text{ Vérifiée}$$

Cas N°2 :

$$l_x = 2.6m ; l_y = 10.5m;$$

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{2.6}{10.5} = 0.24 < 0.4 \rightarrow \text{Dalle portant dans 1 sens}$$

En continuité dans 1 direction :

$$\frac{l_x}{30} < e < \frac{l_x}{25}$$

$$\frac{2.6}{30} < e < \frac{2.6}{25}$$

$$8cm < e < 10.4cm$$

$e = 11cm$ pour une résistance de 2h au feu

✓ On prend $e=11cm$

Vérifications

- Isolation phonique :

$$e = 11cm < 13cm \text{ non vérifiée}$$

✓ Donc on prend $e = 13cm$.

- Flèche admissible :

Selon l'article B.6.5.3 du **CBA 93**

$$\triangleright l_{max} = 10.5m > 5m$$

Donc :

$$f_{adm} = 0.005 + 10.5/1000 = 15.5mm$$

$$\triangleright f_{cal} = \frac{5ql^4}{384EI}$$

$$q = (4.4 + 2.5) \cdot 1 = 6.9KN/m ;$$

$$l_x = 2.6m ;$$

$$E = 11000\sqrt[3]{27} = 33000Mpa ;$$

$$I = \frac{1 \cdot 0.11^3}{12} m^4 ;$$

$$f_{cal} = 0.67mm$$

$$f_{cal} < f_{adm} \text{ Vérifiée}$$

II.3 Descente de charges

La descente de charges a pour objectif d'étudier le transfert des charges dans la structure. L'objectif étant de connaître la répartition et les cheminements des charges sur l'ensemble des éléments porteurs de la structure depuis le haut jusqu'aux fondations. Les valeurs obtenues permettront de dimensionner les éléments porteurs.

II.3.1 Plancher terrasse

La terrasse est inaccessible et est réalisée en dalle pleine surmontée de plusieurs couches de protection en forme de pente, facilitant l'évacuation des eaux pluviales.

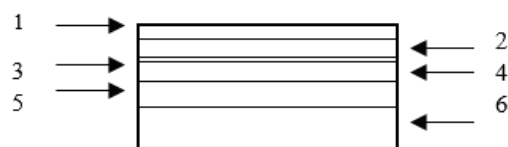


Figure (II.2) : Coupe verticale du plancher terrasse

- 1 : Protection gravier ; 4 : Forme de pente ;
 2 : Etanchéité ; 5 : Dalle pleine ;
 3 : Isolation thermique ; 6 : Enduit plâtre ;

Tableau (II.1) : Composition et poids surfacique du plancher terrasse

Matériaux	Masse volumique (KN/m ³)	épaisseur (m)	Poids surfacique(KN/m ²)
Protection	17	0.05	0.85
Forme de pente	22	0.1	2.2
Isolation	4	0.04	0.16
Etanchéité			0.12
Dalle pleine	25	0.15	3.75
Enduit platre	10	0.02	0.2
$G_{terr}(KN/m^2)$			7.28

$$G_{terr} = 7.28KN/m^2$$

$$Q_{terr} = 175 KN/m^2$$

II.3.2 Plancher étage courant

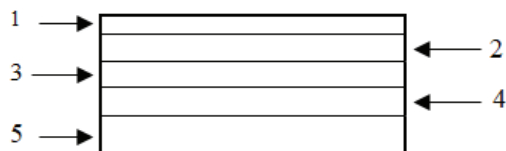


Figure (II.3) : Coupe verticale du plancher étage courant

- 1 : Carrelage ; 3 : Lit de sable ;
 2 : Mortier de pose ; 4 : Dalle pleine ;
 5 : Enduit plâtre ;

Tableau (II.2) : Composition et poids surfacique du plancher étage courant

Matériaux	Masse volumique (KN/m ³)	épaisseur (m)	Poids surfacique(KN/m ²)
Carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0.4
Lit de sable	18	0.02	0.36
Dalle pleine	25	0.15	3.75
Enduit platre	10	0.02	0.2
G_{ec} (KN/m ²)			5.15

$$G_{ec} = 5.15 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{ec} = 250 \text{ KN/m}^2$$

II.4 Pré dimensionnement des poutres

Une poutre est une longue pièce mécanique de forme ou d'enveloppe convexe parallélépipédique, conçue pour résister à la flexion. Elle est placée en général en position horizontale, où elle sert alors à supporter des charges au-dessus du vide, les poids de la construction et du mobilier, et à les transmettre sur le côté aux piliers, colonnes ou au murs sur lesquels elle s'appuie.

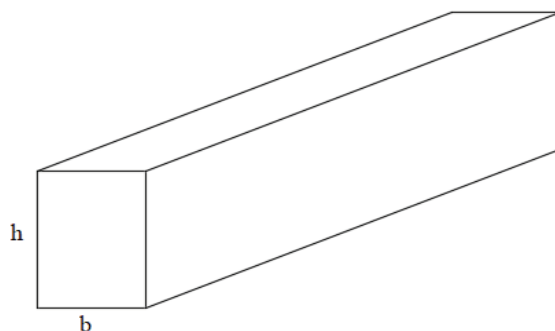


Figure (II.4) : Schéma représentatif d'une poutre

II.4.1 Dimensions :

Les dimensions de la poutre sont conditionnées par :

- **BAEL :**

$$\begin{cases} \frac{l}{15} < h < \frac{l}{10} \\ 0.3h < b < 0.7h \end{cases}$$

Avec :

h : hauteur de la poutre ;

b : largeur de la poutre

l : portée de la poutre

- Article 7.5.1 du RPA99 version 2003 en zone sismique :

$$\left\{ \begin{array}{l} b > 20cm \\ h > 20cm \\ \frac{h}{b} < 4 \end{array} \right.$$

II.4.2 Flèche admissible

Selon l'article B.6.5.3 du **CBA 93**, la flèche calculée doit être inférieure à la flèche admissible :

$$f_{cal} < f_{adm}$$

Avec :

$$f_{cal} = \frac{5ql^4}{384EI}$$

q : charge surfacique * bande de b à l'ELU

$$q = 1.35G + 1.5Q$$

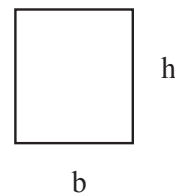
l : portée

E : module d'élasticité linéaire du béton

I : inertie géométrique de la poutre

Et :

$$f_{adm} = \frac{l}{500}$$



Cas N°1 : Poutres secondaires

Plus longue portée longitudinale $L = 6.6m$

$$\frac{6.6}{15} < h < \frac{6.6}{10}$$

$$0.44 < h < 0.66$$

✓ On prend $h = 65cm$

$$0.3h < b < 0.7h$$

$$0.195 < b < 0.455$$

✓ On prend $b = 45cm$

Vérifications

- Article 7.5.1 du **RPA99/03** en zone sismique :

$$\left\{ \begin{array}{ll} b = 45cm > 20cm & \text{Vérifiée} \\ h = 65cm > 20cm & \text{Vérifiée} \\ \frac{h}{b} = 1.44 < 4 & \text{Vérifiée} \end{array} \right.$$

- Flèche admissible :

$$f_{cal} < f_{adm}$$

$$\triangleright f_{adm} = \frac{l}{500} = 13.2mm$$

$$\triangleright f_{cal} = \frac{5ql^4}{384EI}$$

$$q = 1.35(25 * 0.45 * 0.65 + 4.4 * 0.45) + 1.5(2.5 * 0.45)$$

$$q = 14.23KN/m$$

$$l = 6.6m ;$$

$$E = 33000Mpa;$$

$$I = \frac{0.45 * 0.65^3}{12} m^4$$

$$f_{cal} = 1.03mm$$

Donc :

$$f_{cal} < f_{adm} \text{ Vérifiée}$$

Cas N°2 : Poutres principales

Plus longue portée longitudinale $L = 10.5m$

$$\frac{10.5}{15} < h < \frac{10.5}{10}$$

$$0.7 < h < 1.05$$

✓ On prend $h = 75cm$

$$0.3h < b < 0.7h$$

$$0.235 < b < 0.5$$

✓ On prend $b = 50cm$

Vérifications

- Article 7.5.1 du **RPA99/03** en zone sismique :

$$\left\{ \begin{array}{ll} b = 50cm > 20cm & \text{Vérifiée} \\ h = 75cm > 20cm & \text{Vérifiée} \\ \frac{h}{b} = 1.5 < 4 & \text{Vérifiée} \end{array} \right.$$

- Flèche admissible :

$$f_{cal} < f_{adm}$$

$$\triangleright f_{adm} = \frac{l}{500} = 21mm$$

$$\triangleright f_{cal} = \frac{5ql^4}{384EI}$$

$$q = 1.35(25 * 0.5 * 0.75 + 4.4 * 0.5) + 1.5(2.5 * 0.5)$$

$$q = \frac{17.52KN}{ml} = 10.5m ;$$

$$E = 33000Mpa;$$

$$I = \frac{0.5 * 0.75^3}{12} m^4;$$

$$f_{cal} = 4.78mm$$

Donc :

$$f_{cal} < f_{adm} \text{ Vérifiée}$$

II.5 Pré dimensionnement des poteaux

Un poteau un élément vertical, un organe de structure d'un ouvrage sur lequel se concentrent de façon ponctuelle les charges et surcharges de la superstructure (par exemple via un réseau de poutres ou de dalles d'un niveau supérieur) et par lequel ces charges se répartissent vers les infrastructures de cet ouvrage (par exemple les fondations). Du point de vue de la mécanique des structures, les poteaux sont calculés pour résister à la compression et au flambement.

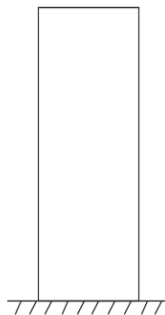


Figure (II.5) : Schéma d'un poteau

II.5.1 Section réduite

D'après l'article B.8.4.1 du **CBA 93** l'effort normal ultime agissant sur un poteau doit vérifier la condition suivante :

$$Nu < \left[\frac{Br * f_{c28}}{0.9 * \gamma_b} + \frac{A_s * f_e}{\gamma_s} \right]$$

Br : Section réduite du béton :

$$Br = (a - 2) * (b - 2)$$

Nu : Effort normal à l'état limite ultime

$$\alpha : \text{facteur de correction} \rightarrow \begin{cases} \alpha = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{si } 50 < \lambda \leq 70 \end{cases}$$

Avec :

λ : Elancement de flambement $\frac{l_f}{i}$

i : Rayon de giration $\sqrt{\frac{I}{B}}$

l_f : longueur de flambement $\rightarrow \begin{cases} 0.7 l_0 & \text{si poteau encastré à ses extrémités} \\ l_0 & \text{dans les autres cas} \end{cases}$

f_{c28} : Résistance à la compression du béton à 28 jours en MPa

γ_b : 1.5

A_s : Section d'acier

B : Section totale du béton

Puisque zone III :

$$\frac{A_{smin}}{B} = 0.009$$

f_e : Coefficient d'élasticité linéaire de l'acier

γ_s : 1.15

- Calcul de α :

Hypothèses :

- Poteaux carrés de section ($A \times A$)
- $\lambda = 35$

$$\alpha = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2}$$

$$\alpha = 0.7083$$

Donc :

$$Br \geq \frac{Nu}{\alpha \left[\frac{27}{0.9 * 1.5} + \frac{0.009 * 400}{1.15} \right]}$$

$$Br \geq \frac{Nu}{\alpha \left[\frac{27}{0.9 * 1.5} + \frac{0.009 * 400}{1.15} \right]}$$

$$Br \geq 0.61038 Nu$$

Avec :

Nu en KN

Br en cm^2

II.5.1.1 Calcul de l'effort normal ultime Nu

Afin de pré dimensionner les poteaux, on doit tout d'abord déterminer les charges qui leur sont transmises. Ces charges sont soit :

- Surfaciques : Poids de la dalle et ses charges d'exploitation.
- Linéaires : Poids des poutres et leur exploitation.
- Ponctuelle : Charges des poteaux situés au-dessus.

Calcul de la surface revenant à chaque poteau

Définissons par C1, C2, C3, C4 et C5 les poteaux de notre structure.

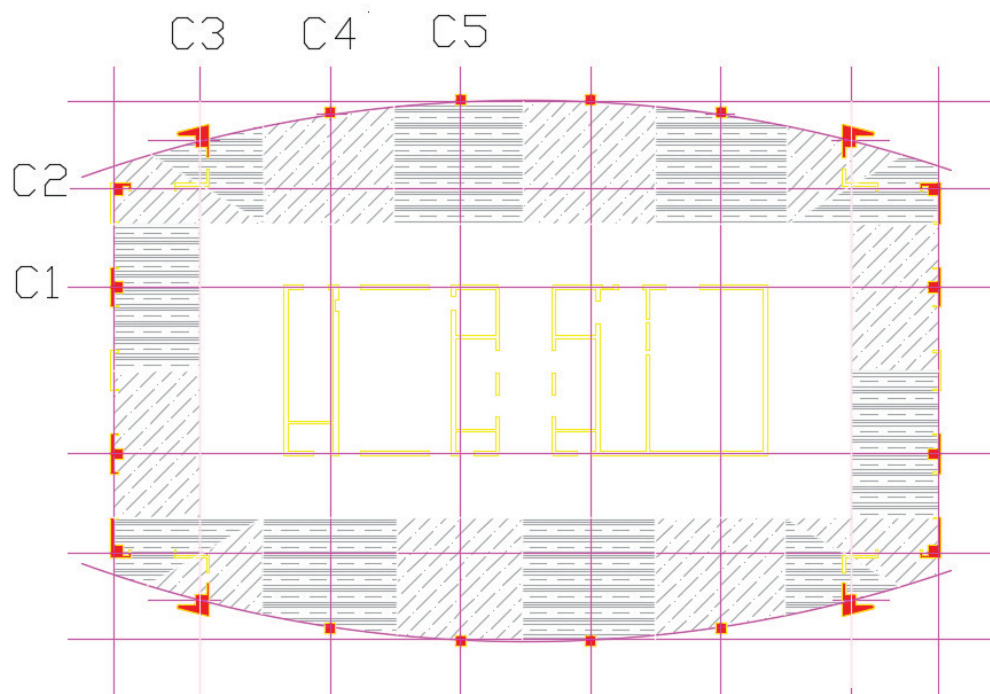


Figure (II.6) : Vue en plan d'un étage courant qui montre la surface chargée (hachurée) qui revient aux poteaux

En utilisant la commande « Aire » dans AutoCAD pour calculer la surface chargée revenant à chaque poteau nous aboutissons à :

Tableau (II.3) : Valeurs des surfaces revenant à chaque poteau

Poteau	C1	C2	C3	C4	C5
Surface(m²)	42.25	20.83	18.6	46.6	52.2

Calcul de l'effort normal par poteau par étage :

Afin de calculer l'effort normal total de chaque poteau, il nous faut estimer l'effort normal du aux poutres. Il est explicité dans le tableau suivant :

Tableau (II.4) : Valeurs des poids des poutres revenant à chaque poteau

Poteau	C1	C2	C3	C4	C5
N _{poutres} (KN)	209.28	110.125	66	87.75	105.5

On pourra à présent calculer l'effort normal revenant à un poteau selon le type d'étage de la manière suivante :

- Pour un étage courant

$$N_{Gec} = 1,35 * (G_{ec} * S + N_{poutres})$$

$$N_{Qec} = 1.5 * (Q_{ec} * S)$$

- Pour la terrasse

$$N_{Gterrasse} = 1,35 * (G_{terr} * S + N_{poutres})$$

$$N_{Qterr} = 1.5 * (Q_{terr} * S)$$

Avec :

S : Surface revenant au poteau en m²

Les calculs donnent :

Tableau (II.5) : Valeurs des efforts normaux par étage revenant à chaque poteau

Poteau	C1	C2	C3	C4	C5
N _{Gec} (KN)	576.27	293.48	245.32	466.14	529.03
N _{Qec} (KN)	158.43	78.11	69.75	174.75	195.75
N _{Gterrasse} (KN)	461.13	247.51	219.12	488.35	543.39
N _{Qterrasse} (KN)	110.90	54.67	48.82	122.32	137.02

Calcul des coefficients de dégression de charges d'exploitation :

Les coefficients de dégression de charge d'exploitation se calcule comme suit :

Sous terrasse	Q_0
Sous étage 1	Q_0+Q_1
Sous étage 2	$Q_0+0.95(Q_1+Q_2)$
Sous étage 3	$Q_0+0.9(Q_1+Q_2+Q_3)$
Sous étage 4.....	$Q_0+0.85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$
Sous étage 5	$Q_0+0.8(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$
Sous étage n	$Q_0+\frac{3+n}{2n}\sum_{i=1}^n Q_i$

Et ce pour $n \geq 5$.

Tableau (II.6) : Valeurs des coefficients de dégression de charge par étage

Etage	C_Q
14	1
13	1
12	0.95
11	0.9
10	0.85
9	0.8
8	0.75
7	0.7142
6	0.6875
5	0.6666
4	0.65
3	0.6363
2	0.625
1	0.6153
MEZZRDC	0.6071
RDC	0.6
MEZZSSOL	0.5937
SSOL	0.5882

C_Q : Coefficient de dégression de charges d'exploitation

II.5.1.2 Calcul de la section réduite et pré dimensionnement des poteaux

Suivant la méthode préconisée par le **CB493**, nous avons calculé les sections réduites Br puis les dimensions finales des poteaux. Les résultats sont montrés dans les tableaux récapitulatifs suivant :

CHAPITRE II : DESCENTE DE CHARGES ET PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

• Poteau C1 :

Etages	N _G (KN)	C _Q	N _{Q'} (KN)	N _u (KN)	Br(cm ²)	a-2 (cm)	a(cm)	A(cm)	Section (cm*cm)
14	461.13	1.00	110.91	788.89	481.52	21.94	23.94	28.73	50x50
13	1 037.40	1.00	269.34	1 804.51	1 101.43	33.19	35.19	42.23	55x55
12	1 613.68	0.95	411.94	2 796.37	1 706.84	41.31	43.31	51.98	60x60
11	2 189.95	0.90	538.69	3 764.46	2 297.74	47.93	49.93	59.92	65x65
10	2 305.08	0.85	649.59	4 086.25	2 494.16	49.94	51.94	62.33	70x70
9	2 881.36	0.80	744.66	5 006.81	3 056.05	55.28	57.28	68.74	75x75
8	3 918.76	0.75	823.88	6 526.14	3 983.41	63.11	65.11	78.14	80x80
7	4 033.90	0.71	903.00	6 800.26	4 150.73	64.43	66.43	79.71	85x85
6	5 071.30	0.69	982.31	8 319.73	5 078.18	71.26	73.26	87.91	90x90
5	5 647.57	0.67	1 061.44	9 216.38	5 625.48	75.00	77.00	92.40	95x95
4	6 223.84	0.65	1 140.75	10 113.31	6 172.95	78.57	80.57	96.68	100x100
3	6 800.12	0.64	1 219.86	11 009.94	6 720.23	81.98	83.98	100.77	105x105
2	6 915.25	0.63	1 299.19	11 284.37	6 887.73	82.99	84.99	101.99	110x110
1	7 952.66	0.62	1 378.23	12 803.44	7 814.94	88.40	90.40	108.48	115x115
MEZZRDC	8 528.93	0.61	1 457.53	13 700.35	8 362.39	91.45	93.45	112.14	120x120
RDC	9 105.20	0.60	1 536.84	14 597.29	8 909.86	94.39	96.39	115.67	120x120
MEZZSSOL	9 681.47	0.59	1 615.94	15 493.89	9 457.13	97.25	99.25	119.10	125x125
SSOL	10 257.74	0.59	1 695.19	16 390.73	10 004.54	100.02	102.02	122.43	130x130

• Poteau C2 :

Etages	N _G (KN)	C _Q	N _{Q'} (KN)	N _u (KN)	Br(cm ²)	a-2 (cm)	a(cm)	A(cm)	Section (cm*cm)
14	247.52	1.00	110.91	500.51	305.50	17.48	19.48	23.37	45x45
13	541.01	1.00	269.34	1 134.37	692.40	26.31	28.31	33.98	50x50
12	834.50	0.95	411.94	1 744.48	1 064.79	32.63	34.63	41.56	50x50
11	1 127.99	0.90	538.69	2 330.81	1 422.68	37.72	39.72	47.66	55x55
10	1 173.96	0.85	649.59	2 559.23	1 562.10	39.52	41.52	49.83	60x60
9	1 467.45	0.80	744.66	3 098.04	1 890.97	43.49	45.49	54.58	65x65
8	2 008.45	0.75	823.88	3 947.22	2 409.30	49.08	51.08	61.30	70x70
7	2 054.43	0.71	903.00	4 127.97	2 519.62	50.20	52.20	62.64	70x70
6	2 595.43	0.69	982.31	4 977.30	3 038.04	55.12	57.12	68.54	75x75
5	2 888.92	0.67	1 061.44	5 492.20	3 352.32	57.90	59.90	71.88	80x80
4	3 182.41	0.65	1 140.75	6 007.38	3 666.77	60.55	62.55	75.06	80x80
3	3 475.90	0.64	1 219.86	6 522.25	3 981.04	63.10	65.10	78.11	85x85
2	3 521.87	0.63	1 299.19	6 703.31	4 091.55	63.97	65.97	79.16	85x85
1	4 062.88	0.62	1 378.23	7 552.23	4 609.72	67.89	69.89	83.87	90x90
MEZZRDC	4 356.37	0.61	1 457.53	8 067.39	4 924.16	70.17	72.17	86.61	95x95
RDC	4 649.86	0.60	1 536.84	8 582.57	5 238.61	72.38	74.38	89.25	95x95
MEZZSSOL	4 943.35	0.59	1 615.94	9 097.42	5 552.87	74.52	76.52	91.82	100x100
SSOL	5 236.84	0.59	1 695.19	9 612.51	5 867.26	76.60	78.60	94.32	100x100

CHAPITRE II : DESCENTE DE CHARGES ET PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

• Poteau C3 :

Etages	N _G (KN)	C _Q	N _{Q'} (KN)	N _u (KN)	Br(cm ²)	a-2 (cm)	a(cm)	A(cm)	Section (cm*cm)
14	219.13	1.00	110.91	462.18	282.10	16.80	18.80	22.56	40x40
13	464.45	1.00	269.34	1 031.02	629.31	25.09	27.09	32.50	45x45
12	709.78	0.95	411.94	1 576.10	962.02	31.02	33.02	39.62	45x45
11	955.10	0.90	538.69	2 097.42	1 280.22	35.78	37.78	45.34	55x55
10	981.30	0.85	649.59	2 299.14	1 403.35	37.46	39.46	47.35	60x60
9	1 226.62	0.80	744.66	2 772.92	1 692.53	41.14	43.14	51.77	60x60
8	1 691.07	0.75	823.88	3 518.76	2 147.78	46.34	48.34	58.01	65x65
7	1 717.27	0.71	903.00	3 672.81	2 241.81	47.35	49.35	59.22	65x65
6	2 181.72	0.69	982.31	4 418.79	2 697.14	51.93	53.93	64.72	70x70
5	2 427.05	0.67	1 061.44	4 868.67	2 971.73	54.51	56.51	67.82	75x75
4	2 672.37	0.65	1 140.75	5 318.83	3 246.50	56.98	58.98	70.77	75x75
3	2 917.70	0.64	1 219.86	5 768.68	3 521.07	59.34	61.34	73.61	80x80
2	2 943.89	0.63	1 299.19	5 923.04	3 615.29	60.13	62.13	74.55	80x80
1	3 408.35	0.62	1 378.23	6 668.61	4 070.38	63.80	65.80	78.96	85x85
MEZZRDC	3 653.67	0.61	1 457.53	7 118.75	4 345.13	65.92	67.92	81.50	85x85
RDC	3 898.99	0.60	1 536.84	7 568.91	4 619.90	67.97	69.97	83.96	90x90
MEZZSSOL	4 144.32	0.59	1 615.94	8 018.73	4 894.46	69.96	71.96	86.35	95x95
SSOL	4 389.64	0.59	1 695.19	8 468.80	5 169.17	71.90	73.90	88.68	95x95

• Poteau C4 :

Etages	N _G (KN)	C _Q	N _{Q'} (KN)	N _u (KN)	Br(cm ²)	a-2 (cm)	a(cm)	A(cm)	Section (cm*cm)
14	488.36	1.00	110.91	825.65	503.96	22.45	24.45	29.34	40x40
13	954.50	1.00	269.34	1 692.59	1 033.12	32.14	34.14	40.97	45x45
12	1 420.64	0.95	411.94	2 535.77	1 547.78	39.34	41.34	49.61	55x55
11	1 886.78	0.90	538.69	3 355.19	2 047.93	45.25	47.25	56.70	60x60
10	1 864.57	0.85	649.59	3 491.55	2 131.17	46.16	48.16	57.80	65x65
9	2 330.71	0.80	744.66	4 263.44	2 602.31	51.01	53.01	63.62	70x70
8	3 285.21	0.75	823.88	5 670.84	3 461.36	58.83	60.83	73.00	80x80
7	3 262.99	0.71	903.00	5 759.54	3 515.49	59.29	61.29	73.55	85x85
6	4 217.49	0.69	982.31	7 167.08	4 374.63	66.14	68.14	81.77	90x90
5	4 683.63	0.67	1 061.44	7 915.06	4 831.18	69.51	71.51	85.81	90x90
4	5 149.77	0.65	1 140.75	8 663.32	5 287.90	72.72	74.72	89.66	95x95
3	5 615.92	0.64	1 219.86	9 411.27	5 744.44	75.79	77.79	93.35	100x100
2	5 593.70	0.63	1 299.19	9 500.27	5 798.76	76.15	78.15	93.78	100x100
1	6 548.20	0.62	1 378.23	10 907.42	6 657.65	81.59	83.59	100.31	105x105
MEZZRDC	7 014.34	0.61	1 457.53	11 655.65	7 114.36	84.35	86.35	103.62	110x110
RDC	7 480.48	0.60	1 536.84	12 403.92	7 571.08	87.01	89.01	106.81	115x115
MEZZSSOL	7 946.62	0.59	1 615.94	13 151.85	8 027.60	89.60	91.60	109.92	120x120
SSOL	8 412.77	0.59	1 695.19	13 900.01	8 484.26	92.11	94.11	112.93	120x120

- Poteau C5 :

Etages	N _G (KN)	C _Q	N _Q (KN)	N _u (KN)	Br(cm ²)	a-2 (cm)	a(cm)	A(cm)	Section (cm*cm)
14	543.40	1.00	110.91	899.94	549.31	23.44	25.44	30.52	45x45
13	1 072.43	1.00	269.34	1 851.80	1 130.30	33.62	35.62	42.74	50x50
12	1 601.47	0.95	411.94	2 779.89	1 696.79	41.19	43.19	51.83	55x55
11	2 130.51	0.90	538.69	3 684.22	2 248.77	47.42	49.42	59.31	65x65
10	2 116.15	0.85	649.59	3 831.20	2 338.48	48.36	50.36	60.43	70x70
9	2 645.19	0.80	744.66	4 687.99	2 861.45	53.49	55.49	66.59	75x75
8	3 717.62	0.75	823.88	6 254.61	3 817.67	61.79	63.79	76.54	80x80
7	3 703.27	0.71	903.00	6 353.91	3 878.29	62.28	64.28	77.13	85x85
6	4 775.70	0.69	982.31	7 920.66	4 834.60	69.53	71.53	85.84	90x90
5	5 304.74	0.67	1 061.44	8 753.55	5 342.98	73.10	75.10	90.11	95x95
4	5 833.78	0.65	1 140.75	9 586.72	5 851.53	76.50	78.50	94.19	100x100
3	6 362.81	0.64	1 219.86	10 419.59	6 359.89	79.75	81.75	98.10	105x105
2	6 348.46	0.63	1 299.19	10 519.20	6 420.69	80.13	82.13	98.56	105x105
1	7 420.89	0.62	1 378.23	12 085.55	7 376.76	85.89	87.89	105.47	110x110
MEZZRDC	7 949.93	0.61	1 457.53	12 918.70	7 885.29	88.80	90.80	108.96	115x115
RDC	8 478.97	0.60	1 536.84	13 751.87	8 393.84	91.62	93.62	112.34	120x120
MEZZSSOL	9 008.00	0.59	1 615.94	14 584.71	8 902.19	94.35	96.35	115.62	125x125
SSOL	9 537.04	0.59	1 695.19	15 417.79	9 410.68	97.01	99.01	118.81	125x125

II.5.2 Vérifications

L'article 7.4.1 du **RP499/03** exige que les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

Soient :

b_1, h_1 : les dimensions du poteau en cm ;

h_e : hauteur d'étage en m ;

Pour la zone III on a :

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm}$

$$\text{Min}(b_1, h_1) = (40, 40) \text{ Vérifiée}$$

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e/20$

$$h_e/20 = 3.9/20 = 0.195m$$

$$(40, 40) > 19.5cm \text{ Vérifiée}$$

- $1/4 < b_1/h_1 < 4$

$$1/4 < b_1/h_1 = 1 < 4 \text{ Vérifiée}$$

II.6 Pré dimensionnement des voiles

Les voiles sont des éléments qui résistent aux charges horizontales dues au vent et au séisme. Est considéré comme voile par le **RP499/03**, tout élément vertical qui satisfait la condition :

$$L \geq 4a \quad (\text{RP499/03 Art 7.7.1})$$

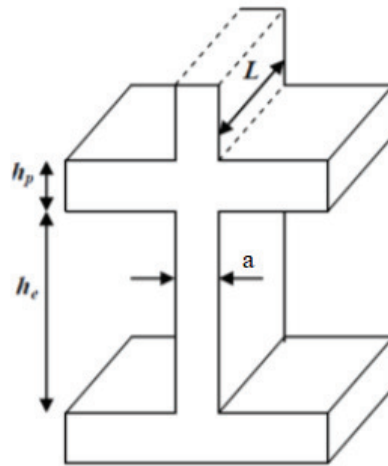


Figure (II.7) : Les dimensions d'un voile

Avec :

L : Longueur du voile ;

a : épaisseur du voile ;

Telle que :

$$a \geq 15 \text{ cm} \quad (\text{RP499/03 Art 7.7.1})$$

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

II.6.1 Pré dimensionnement du voile périphérique

Le voile périphérique est un voile sans about comme le montre la figure (II.8). Il entoure dans notre cas la base de la structure et joue deux rôles :

- Mur de soutènement pour les sous-sols contre les poussées des terres du sol environnant.
- Assurer la résistance de la structure aux résultantes horizontales des forces sismiques.

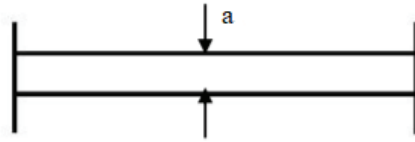


Figure (II.8) : Schéma d'un voile sans abouts

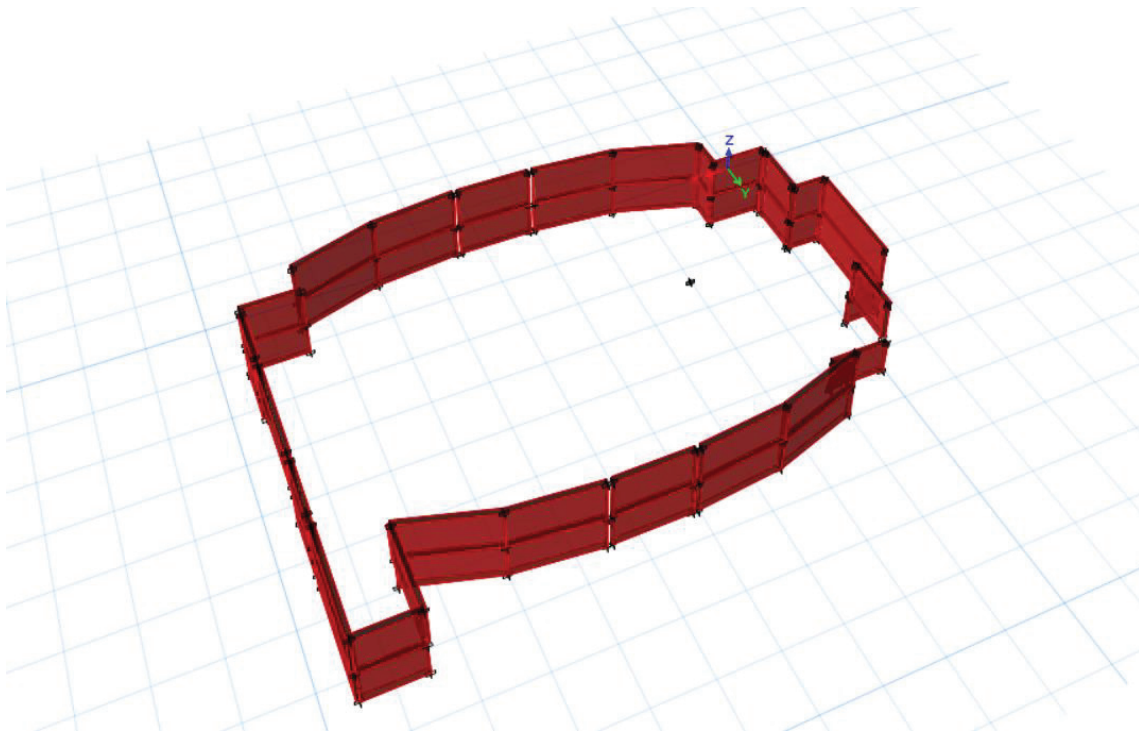


Figure (II.9) : Vue en 3D du voile périphérique

Pour un voile sans abouts, l'épaisseur doit satisfaire la condition :

$$a \geq \frac{h_e}{20}$$

$$h_e = 7.2 \text{ m}$$

$$a \geq 36 \text{ cm}$$

Le bureau a adopté une épaisseur de :

$$a = 45 \text{ cm}$$

II.6.2 Pré dimensionnement du noyau central

Le noyau central est l'élément assurant la rigidité de l'édifice, il parcourt le bâtiment sur toute sa hauteur et contient généralement les ascenseurs ainsi que les cages d'escaliers. Les efforts exercés par le vent sont retransmis au noyau par l'intermédiaire d'éléments horizontaux positionnés aux différents étages. Les gratte-ciel constitués d'un noyau central peuvent atteindre facilement une hauteur équivalente à une cinquantaine d'étages tout en réduisant l'emprise au sol. Le doublement parfois même le triplement de la structure centrale a ensuite permis

d'atteindre des hauteurs d'environ 70 étages. Nous remarquerons que dans l'ouvrage étudié il est question de 2 noyaux centraux symétriquement opposés.

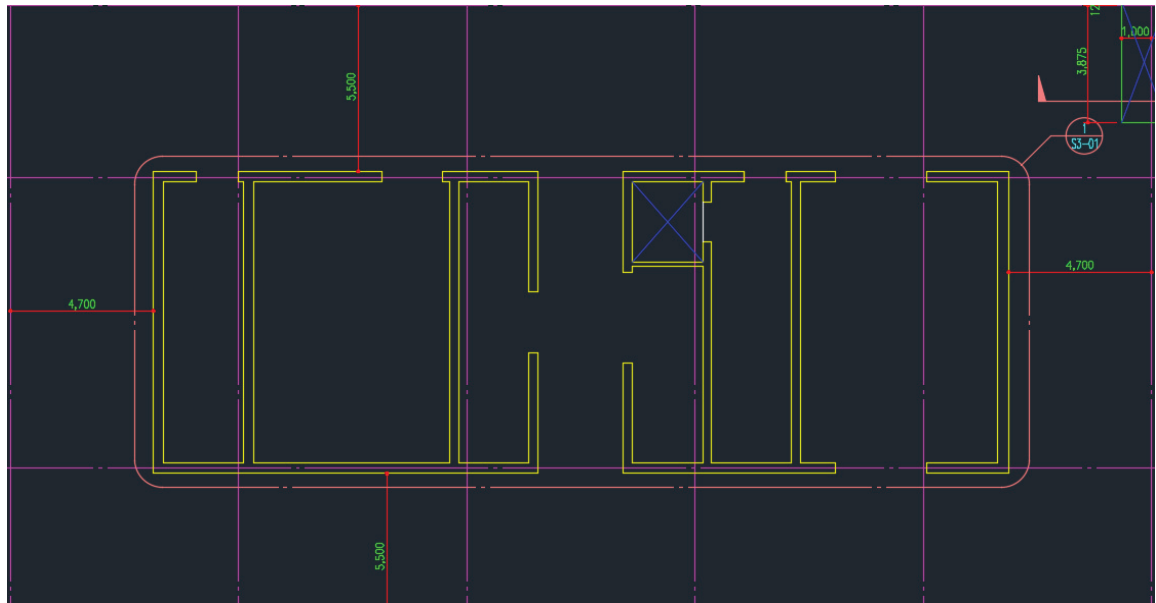


Figure (II.10) : Schéma du noyau central en jaune

Nous remarquons que dans le noyau central il existe deux type de voiles selon les conditions aux extrémités :

- Voile avec un (1) about :

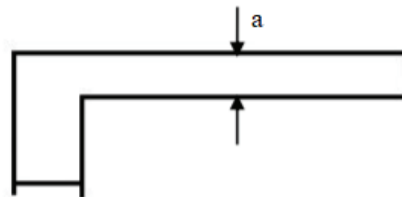


Figure (II.11) : Schéma d'un voile avec un about.

Dans ce cas :

$$a \geq \frac{h_e}{20}$$

Pour un étage courant :

$$h_e = 3.9 \text{ m}$$

$$a \geq 19.5 \text{ cm}$$

Le bureau a opté pour :

$$a = 30 \text{ cm}$$

- Voile avec deux (2) abouts :

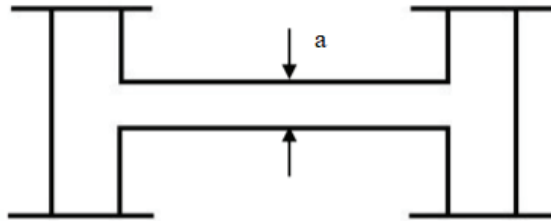


Figure (II.11) : Schéma d'un voile avec un about.

Dans ce cas :

$$a \geq \frac{h_e}{25}$$

Pour un étage courant :

$$h_e = 3.9 \text{ m}$$

$$a \geq 15 \text{ cm}$$

Le bureau a opté pour :

$$a = 20 \text{ cm}$$

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons vu la démarche de pré dimensionnement des éléments de l'ossature de notre structure en suivant les codes **CBA93** et **BAEL**.

Les conditions telles que l'isolation phonique, la résistance au feu et la flèche admissible régissent le pré dimensionnement de façon à garantir la sécurité des usagers. Aussi, les combinaisons de charges utilisées pour le pré dimensionnement surévaluent les sollicitations auxquelles sera sujet l'élément. Cette surévaluation procure une marge d'erreur à l'ingénieur en cas de manque de données ou de mauvaise mise en œuvre sur chantier, mais aussi une marge de sécurité aux usagers, en cas d'un usage exceptionnel de la structure.

Le pré dimensionnement des éléments principaux constitutifs de l'ossature est une étape cruciale dans la conception. Le respect des normes garantit une marge de sécurité pour l'ingénieur concepteur qui devra faire preuve d'ingéniosité afin d'allier au mieux l'économie sur le coût de réalisation à la sécurité à l'usage.

Chapitre III : Etude sismique

Chapitre III : Etude sismique

III.1 Introduction

Le pré dimensionnement des éléments structuraux principaux à savoir poteaux, poutres, planchers et fondations se fait en ne tenant compte que des charges statiques (poids propre et charges d'exploitation). Cependant, un bâtiment, se voit sollicité par un autre type de charges : les charges dynamiques. L'expression charge dynamique englobe à la fois la force sismique et la force du vent sur la structure. La non prise en compte de ces charges constitue une menace directe à la stabilité de la structure. Une analyse dynamique est donc indispensable à la conception des bâtiments et ce à partir d'une certaine hauteur. Comme notre travail porte essentiellement le domaine sismique du bâtiment, nous n'allons pas intégrer l'étude au vent dans notre analyse dynamique, et nous nous consacrerons uniquement à l'étude sismique.

Un séisme ou tremblement de terre est une secousse du sol résultant de la libération brusque d'énergie accumulée par les contraintes exercées sur les roches. Cette libération d'énergie se fait par rupture le long d'une faille, généralement préexistante. Il exerce une sollicitation de type dynamique (variable en fonction du temps) sur les différentes structures. La manière dont « réagit » la structure à cette excitation est qualifiée de « réponse ». On entend par réponse d'un bâtiment, les déplacements, vitesses et accélérations de ses degrés de liberté à savoir, les étages. Comme les matériaux constitutifs d'un bâtiment sont régis par la loi de « Hook », prévoir sa réponse va nous permettre d'anticiper les efforts auxquels vont être soumis ces éléments structuraux et donc opter pour des conceptions, des dimensions et des sections d'acier qui vont assurer :

- Une rigidité et une résistance suffisante pour limiter les dommages non structuraux et éviter les dommages structuraux par un comportement essentiellement élastique de la structure face à un séisme modéré, relativement fréquent.

- Une ductilité et une capacité de dissipation d'énergie adéquate pour permettre à la structure de subir des déplacements inélastiques avec des dommages limités et sans effondrement ni perte de stabilité.

La réponse d'une structure en général dépend essentiellement de deux facteurs :

- Propriétés du séisme : Types d'ondes, distance épacentrale, type de faille et amplification du sol.
- Propriétés dynamiques de la structure : Modes et périodes propres, amortissement.

Dans ce chapitre nous allons nous aider des logiciels ETABS et MATLAB pour déduire les propriétés dynamiques de notre structure, puis par la suite étudier son comportement vis-à-vis d'un séisme et calculer les efforts résultants par trois (3) méthodes :

- Méthode modale spectrale par éléments finis : en introduisant le spectre de réponse du **RPA99/03** dans le logiciel ETABS.
- Méthode modale spectrale appliquée à un modèle réduit de notre structure (modèle brochette).
- Méthode statique équivalente : préconisée par le **RPA99/03**.

Enfin nous allons comparer entre l'analyse du modèle ETABS 3D et celle du modèle brochette puis effectuer les différentes vérifications imposées par le **RPA99/03** et conclure.

III.2 Objectif de l'analyse dynamique

L'objectif initial de l'analyse dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non-amortie. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux voire impossible. C'est pour cette raison qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

III.3 Modélisation

La modélisation d'un bâtiment repose sur une hypothèse principale : la rigidité des diaphragmes. En effet au lieu de considérer chaque point d'un niveau de bâtiment donné comme degré de liberté, on suppose le plancher infiniment rigide. Il en résulte que les déplacements de tous les points d'un même niveau soient égaux et assimilés à un seul degré de liberté. Cette hypothèse va nous permettre de simplifier l'étude de notre système en réduisant le nombre de degrés de liberté donc le nombre d'inconnus, tout en gardant une précision concernant les propriétés intrinsèques à l'instar de la rigidité, l'amortissement, la masse et les fréquences propres.

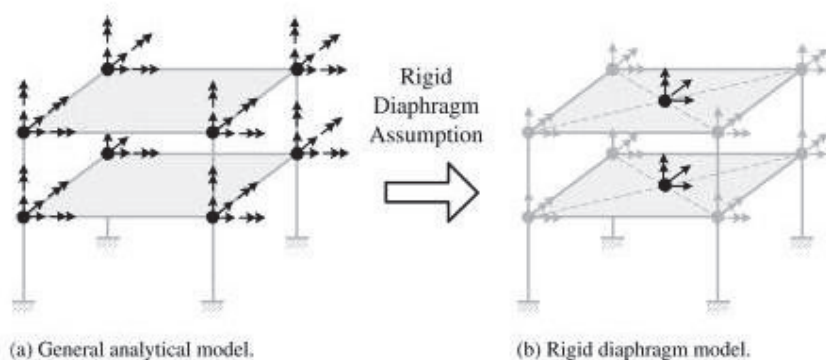


Figure (III.1) : Réduction du modèle réel vers à un modèle réduit

III.3.1 ETABS

Un logiciel basé sur la théorie des éléments finis est dédié à l'analyse et à la conception structurelle de bâtiments. La conception a commencé en 1963, lorsque la première version a été produite à l'Université de Berkeley en Californie, aux États-Unis, en 1984. Plusieurs versions du programme ont ensuite été développées. La version 8.4 du programme ETABS a été utilisée pour l'analyse structurelle sous l'influence de charges latérales et verticales (vents et séismes) et en tenant compte des effets P- Δ de Burj Khalifa, actuellement le bâtiment le plus haut du monde

III.3.2 Modélisation des éléments

- Les poteaux et les poutres sont modélisés par la commande « FRAME » en forme d'éléments à 2 nœuds et 6 D.D.L par nœud et qui permet de choisir les dimensions et les matériaux des sections.
- Les planchers en dalle pleine sont modélisés par la commande « SLAB » qui permet qui négliger les efforts membranaires et sont soumis à l'option « DIAPHRAGME » qui unifie les déplacements des nœuds dans le même niveau.
- Les voiles sont modélisés par des éléments coques « Shell » à quatre nœuds.

III.3.3 Modélisation de la masse

La masse est modélisée en sommant le poids total de la structure et le poids dû à l'exploitation pondéré par un coefficient β dépendant de l'usage du bâtiment.

$$W = W_G + \beta W_Q \quad (3.1)$$

Avec : $\beta = 0.2$ pour les bâtiments contenant des bureaux selon **RPA99/03**.

III.4 Analyse sismique

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique temporelle par accélérographes.

Ici les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes satisfaites. Il faut donc utiliser la méthode modale spectrale en utilisant le spectre de réponse défini dans le **RPA 99/03**. Néanmoins, à cause de certaines vérifications il est indispensable de passer par la méthode statique équivalente.

III.4.1 Méthode modale spectrale

A partir d'un spectre de réponse défini, l'analyse modale spectrale nous permet d'avoir les déplacements maximaux de la structure ce qui va nous permettre de prévenir les éléments contre tous risques de rupture et de perte de stabilité de la structure.

Vu la complexité du calcul analytique imposé par cette méthode on a recours au logiciel qui s'appuie sur la méthode des éléments finis.

III.4.1.1 Hypothèses de calcul

- Les masses sont supposées concentrées au niveau du plancher.
- Seul les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans (vis-à-vis des déplacements horizontaux)

III.4.1.2 Analyse de la structure

Le bâtiment en béton armé est un R+14 avec 2 sous-sols. Le contreventement est assuré par un noyau central et un système de portiques. La structure présente une régularité en plan et en élévation

III.4.1.3 Caractéristiques géométriques et massiques

- Dimensions en plan :

Longueur (axe x-x) : 47,5m

Largeur (axe y-y) : 32,5m

- Dimensions en élévation :

Hauteur totale : 77.6m

Hauteur au-dessus du sol : 70,4 m

- Poids par étage et poids total :

Tableau (III.2) : Poids sismique par étage et poids total

Niveau	Calcul manuel(KN)	Calcul automatique(KN)
Ch. de ref	2969	2413
Toit	16909	17021
14	15454	17984
13	16010	17336
12	16045	17466
11	16045	17466
10	16045	17466
9	16045	17466
8	16045	17466
7	16045	17466
6	16045	17466
5	16045	17466
4	16045	17466
3	16045	17467
2	16045	17466
1	18228	17893
MEZZRDC	15881	15942
Somme	261953	280727

III.4.1.4 Analyse modale spectrale du modèle ETABS 3D en utilisant SRSS

En utilisant le logiciel ETABS, nous avons effectué l'analyse modale spectrale en s'appuyant sur le spectre de réponse du **RPA99/03** représenté ci-dessous :

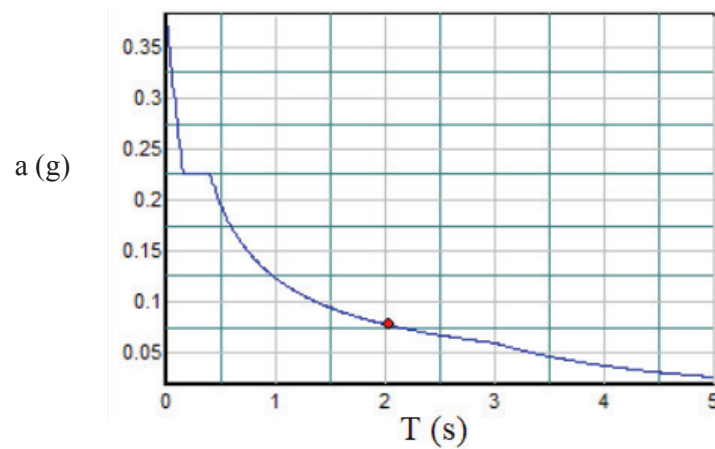


Figure (III.2) : Spectre de réponse du RPA99/03 utilisé pour l'analyse modale spectrale

L'analyse modale de la structure donne :

Tableau (III.3) : Facteur de participation massique

Mode	Période (s)	UX(%)	UY(%)	SumUX(%)	SumUY(%)	RZ(%)	SumRZ(%)
1	1.194	1.237	62.944	1.237	62.944	1.985	1.985
2	1.103	36.187	2.920	37.424	65.865	29.576	31.562
3	0.851	31.998	0.066	69.422	65.931	37.904	69.465
4	0.314	6.148	0.403	75.570	66.334	7.040	76.505
5	0.268	0.455	18.483	76.026	84.817	0.046	76.551
6	0.236	9.995	0.163	86.020	84.980	5.800	82.350
7	0.158	1.703	0.067	87.724	85.047	3.769	86.119
8	0.122	1.538	4.151	89.262	89.198	0.288	86.406
9	0.118	2.319	2.165	91.581	91.363	1.164	87.571
10	0.102	0.724	0.025	92.305	91.389	2.488	90.059
11	0.081	1.847	0.165	94.152	91.553	0.614	90.673
12	0.076	0.549	0.045	94.700	91.598	1.538	92.211
13	0.075	0.042	2.893	94.742	94.491	0.143	92.354
14	0.065	0.296	0.014	95.038	94.504	0.841	93.196
15	0.060	0.984	0.001	96.022	94.505	0.490	93.686
16	0.056	0.275	0.228	96.297	94.733	0.935	94.620
17	0.054	0.058	1.456	96.354	96.188	0.174	94.794

Avec :

UX/Y (%) : Facteur de participation massique pour la translation suivant l'axe X ou Y

RZ (%) : Facteur de participation massique pour une torsion suivant l'axe Z

Sum U/R (%) : Cumul du facteur de participation massique

Interprétation des résultats :

- Le premier mode (fondamental) est un mode de translation suivant l'axe y. La dimension de la structure est plus faible selon ce sens et donc la structure est moins rigide ce qui fait qu'elle aura tendance à osciller dans ce sens dès le premier mode.
- Le deuxième (02) mode est couplé entre translation suivant l'axe x et torsion (rotation suivant l'axe vertical z) avec une majorité du facteur de participation massique en faveur de la translation.
- Le troisième (03) mode est aussi un mode couplé entre la translation suivant l'axe x et la torsion mais cette fois le mode de torsion prime. On remarquera que la torsion a été répartie sur le deuxième et le troisième mode.
- Les périodes sont découplées.
- Pour le calcul de la force sismique, il suffit de prendre les neufs (10) premiers modes suivant l'axe x, et l'axe y car c'est à partir du dixième mode que le facteur de participation massique dépasse les 90%.

Distribution des efforts sismiques :

- Effort tranchant et moment de renversement par étage :

Tableau (III.4) : Effort tranchant et moment de renversement par étage

Niveau	Vx(KN)	Vy(KN)	Mx(KN.m)	My(KN.m)
Ch.de ref	773	940	5643	4638
Toit	3990	5361	32016	23700
14	6253	8149	63123	47613
13	8082	10251	101826	78285
12	9630	11924	146399	114629
11	10945	13256	195436	155674
10	12077	14362	247870	200658
9	13057	15364	303014	248931
8	13989	16383	360603	300057
7	14905	17492	420765	353853
6	15797	18680	483872	410257
5	16648	19863	550316	469236
4	17417	20963	620324	530711
3	18083	21912	693878	594522
2	18602	22665	770714	660408
1	18982	23232	856631	733293
MEZZRDC	19157	23485	951532	813066

L'effort tranchant à la base suivant l'axe y est supérieur à celui suivant l'axe x. Ceci est expliqué par le fait que le facteur de participation massique suivant l'axe y est nettement supérieur à celui suivant l'axe x pour le mode fondamental.

Puisque l'effort tranchant suivant l'axe y est plus grand, il est logique que le moment de renversement à la base autour de l'axe x soit plus grand que celui autour de l'axe.

- Déplacement par étage :

Tableau (III.5) : Valeurs des déplacements par étage

Niveau	hauteur h_i (m)	δx (mm)	δy (mm)
Ch. de ref	70.4	115	210
Toit	64.4	106	189
14	59.4	98	170
13	55.5	91	156
12	51.6	84	142
11	47.7	77	127
10	43.8	70	113
9	39.9	62	98
8	36	54	84
7	32.1	46	71
6	28.2	38	57
5	24.3	31	45
4	20.4	23	33
3	16.5	16	23
2	12.6	10	14
1	8.7	5	6
MEZZRDC	4.5	1	1

Toujours sur la même logique, les sollicitations suivant l'axe y (effort tranchant et moment autour de x) ont provoqué un plus grand déplacement au dernier étage que ceux suivant l'axe x vu leur supériorité explicitée ci-dessus.

III.4.1.5 Analyse modale spectrale du modèle brochette

Afin d'obtenir un modèle réduit de la structure on doit l'assimiler à un oscillateur à plusieurs D.D.L (MDOF) en un modèle brochette. Il consiste à considérer l'indéformabilité de chaque étage en supposant les diaphragmes infiniment rigides et leurs masses concentrées en leur centre de gravité, et à additionner les raideurs des colonnes de chaque étage (considérées alors comme encastrées aux nœuds déplaçables transversalement). Les raideurs des colonnes sont obtenues comme suit :

- Les voiles sont remplacés par des portiques équivalents comme le montre la figure (III.3).

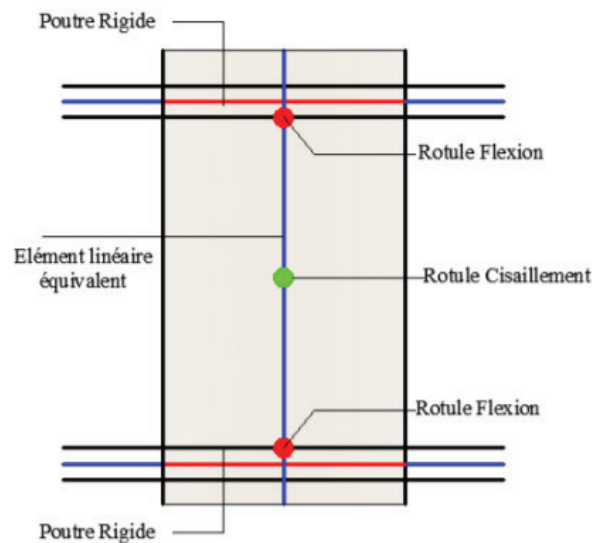


Figure (III.3) : Remplacement d'un voile par un portique équivalent

- Sommer en parallèle les raideurs des poteaux et poutres de l'étage concerné, selon le schéma représentatif ci-dessus.

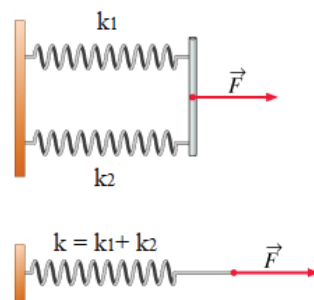


Figure (III.4) : Somme des raideurs en parallèle d'un étage

Compte tenu de l'indéformabilité des planchers, il est évident que la structure ne comporte que trois degrés de liberté. Ces hypothèses vont donc nous permettre de réduire le nombre et la complexité des calculs.

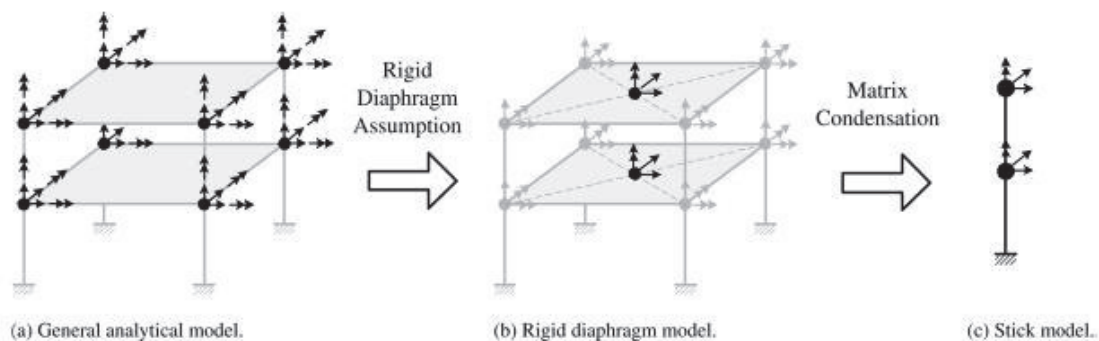


Figure (III.5) : Réduction du modèle réel vers à un modèle réduit de type « brochette »

En utilisant le logiciel de calcul numérique MATLAB, nous avons pu effectuer l'analyse modale du modèle réduit. Les matrices de masse et de rigidité sont explicitées dans l'annexe 2. Les résultats obtenus sont montrés ci-dessous :

- Selon le l'axe x :

Tableau (III.6) : Facteur de participation massique du modèle selon x

Mode	Période(s)	UX (%)	sum UX(%)
1	1.106	70.76	70.76
2	0.417	10.89	81.66
3	0.267	4.65	86.31
4	0.202	2.27	88.59
5	0.177	1.19	89.78
6	0.150	1.75	91.54
7	0.126	1.42	92.97
8	0.108	1.12	94.09
9	0.095	0.88	94.97
10	0.085	0.69	95.67
11	0.078	0.55	96.22
12	0.072	0.45	96.68
13	0.067	0.38	97.06
14	0.063	0.39	97.46
15	0.058	0.4996	97.96
16	0.051	0.7166	98.67
17	0.034	1.3254	100.00

Interprétation des résultats :

- La période fondamentale de la translation suivant l'axe x est similaire à celle obtenue par analyse modale par ETABS.
- Les modes sont suffisamment espacés pour calculer la réponse sismique par la méthode de sommation SRSS.
- Il suffit de prendre les six (06) premiers modes pour calculer la réponse sismique.

Distribution des efforts sismiques :

La distribution des efforts se fait selon les lois de la dynamique des structures.

- Pour les forces sismiques la répartition se fait comme suit :

$$\{F\}_i = [M]\{\phi_i\} \left(\frac{L_i}{m_i} \right) S a_i \quad (3.3)$$

Avec :

$\{F\}_i$: Vecteur de répartition des forces par étage pour le mode i ;

$[M]$: Matrice masse de la structure ;

$\{\phi_i\}$: Vecteur propre du mode i ;

L_i : Facteur de participation modale du mode i ;

$\bar{m}_i$: Masse modale généralisée du mode i ;

Sa_i : Accélération modale spectrale ;

- Pour les efforts tranchants modaux par étage :

$$V_{j,i} = \sum_{k=j}^n F_{k,i} \quad (3.4)$$

- Les efforts tranchants par étage sont calculés par la méthode de sommation SRSS :

$$V_j = \sum_{i=1}^n \sqrt{V_{j,i}^2} \quad (3.5)$$

$V_{j,i}$: Effort tranchant à l'étage j pour le mode i ;

F_k : Force sismique à l'étage k pour le mode i ;

n : Nombre d'étage de la structure ;

- Pour les moments de renversement modaux par étage :

$$M_{j,i} = \sum_{k=j}^n V_{k,i} * h_k \quad (3.6)$$

$M_{j,i}$: Moment de renversement à l'étage j pour le mode i ;

$V_{k,i}$: Effort tranchant à l'étage k pour le mode i ;

h_k : hauteur de l'étage k ;

- Les moments de renversement par étage sont calculés par la méthode de sommation SRSS :

$$M_j = \sum_{i=1}^n \sqrt{M_{j,i}^2} \quad (3.7)$$

Les déplacements sont distribués comme suit :

- Déplacements modaux :

$$\{u\}_i = \{\phi_i\} \left(\frac{L_i}{\bar{m}_i} \right) \frac{Sa_i}{\omega_i^2} \quad (3.8)$$

$\{u\}_i$: Vecteurs de déplacement d'étage pour le mode i ;

ω_i : Pulsation du mode i ;

- Les déplacements totaux sont obtenus par la méthode de sommation SRSS :

$$u_j = \sum_{i=1}^n \sqrt{u_{j,i}^2} \quad (3.9)$$

u_j : Déplacement total de l'étage j ;

$u_{j,i}$: Déplacement de l'étage j pour le mode i ;

- Effort tranchant par et moment de renversement par étage :

Tableau (III.7) : Effort tranchant et moment par étage obtenu par analyse modale spectrale analytique suivant l'axe x

Niveau	he (m)	Fx (KN)	Vx(KN)	My (KN.m)
Ch. de ref	6	1901	1901	2997
Toit	5	2608	4509	22051
14	3.9	2541	7050	47229
13	3.9	2289	9340	81468
12	3.9	2144	11484	124078
11	3.9	1982	13466	174411
10	3.9	1820	15286	231892
9	3.9	1658	16944	295989
8	3.9	1496	18441	366197
7	3.9	1333	19775	442020
6	3.9	1171	20946	522936
5	3.9	1009	21956	608324
4	3.9	847	22804	697431
3	3.9	685	23490	789396
2	3.9	523	24013	883329
1	4.2	370	24384	985688
MEZZRDC	4.5	170	24554	1096172

- Déplacement par étage et déplacement inter-étage :

Selon les lois de la dynamique des structures vues plus haut les déplacements par étage sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau (III.8) : Déplacement par étage et déplacement inter-étage selon l'axe x

Niveau	hi (m)	$\delta x(\text{mm})$	$\Delta x(\text{mm})$
Ch. de ref	70.4	175	6
Toit	64.4	168	9
14	59.4	159	8
13	55.5	150	9
12	51.6	141	10
11	47.7	130	11
10	43.8	119	12
9	39.9	106	12
8	36.0	93	13
7	32.1	80	13
6	28.2	66	13
5	24.3	53	13
4	20.4	40	12
3	16.5	27	11
2	12.6	16	8
1	8.7	7	5
MEZZRDC	4.5	2	2

- Selon l'axe y :

Après avoir effectué l'analyse modale du modèle réduit nous aboutissons sur :

Tableau (III.9) : Facteur de participation massique du modèle selon y

Mode	Période(s)	UY(%)	Sum UY(%)
1	1.158	67.21	67.21
2	0.456	11.83	79.04
3	0.299	4.86	83.9
4	0.244	1.76	85.66
5	0.206	2.59	88.25
6	0.166	2.11	90.36
7	0.137	1.58	91.94
8	0.117	1.19	93.13
9	0.103	0.92	94.05
10	0.093	0.73	94.78
11	0.085	0.61	95.39
12	0.078	0.53	95.92
13	0.072	0.53	96.45
14	0.065	0.60	97.05
15	0.057	0.68	97.73
16	0.048	0.81	98.54
17	0.033	1.46	100

Remarque :

$$T_1 = 1.15 \text{ s} \neq 1.19 \text{ s}$$

Nous remarquons que la période fondamentale du modèle réduit est très différente de celle du modèle 3D. Cette différence est due au fait que la matrice de rigidité utilisée pour l'analyse modale est une matrice approximative et non exacte. En effet c'est une matrice tri diagonale qui ne contient que les termes des rigidités par étage. Tandis que la matrice du modèle 3D est une matrice symétrique contenant des termes même hors de sa diagonale. Pour que le modèle réduit soit suffisamment précis, il faut que sa période fondamentale soit égale à celle du modèle ETABS 3D. Pour ce faire on va « calibrer » cette période.

Ce qui nous pousserait à nous demander pourquoi n'a-t-on pas rencontré ce problème lors de l'analyse modale selon l'axe x. La réponse est la suivante :

Le mode fondamental de translation selon l'axe x est un mode couplé entre torsion autour de z et translation selon x. De ce fait, la période sera différente que dans le cas d'une translation pure. Dans le cas de l'analyse modale du modèle réduit, il est supposé une translation pure suivant l'axe x. Comme la matrice de rigidité est comme cité plus haut, une matrice approximative, nous aurons une période différente de la période exacte d'une translation pure de la structure suivant l'axe x.

Le calibrage proposé par le Pr. HADID consiste à réajuster la matrice de masse d'une manière à ce que la période fondamentale obtenue par analyse modale du modèle réduit soit égale à celle obtenue par le logiciel de calcul par éléments finis ETABS. Pour ce faire, on doit multiplier la matrice masse $[m]$ par le ratio des périodes fondamentales des modèles ETABS 3D et brochette $\frac{T_{3D}}{T_B}$, nous obtiendrons la matrice calibrée $[m]_{cal}$ (Annexe 2-4) qui permettra une plus grande précision lors de l'estimation des modes et pulsations propres du modèle généralisé à plusieurs D.D.L (MDOF) de la structure.

Après calibrage et analyse modale nous obtenons :

Tableau (III.10) : Facteur de participation massique du modèle selon y

Mode	Période(s)	UY(%)	Sum UY(%)
1	1.194	67.206	67.206
2	0.47	11.83	79.036
3	0.309	4.865	83.901
4	0.251	1.76	85.661
5	0.212	2.587	88.248
6	0.171	2.115	90.363
7	0.142	1.581	91.944
8	0.121	1.193	93.138
9	0.107	0.917	94.054
10	0.096	0.729	94.783
11	0.087	0.607	95.39
12	0.08	0.532	95.922
13	0.074	0.53	96.452
14	0.067	0.602	97.053
15	0.059	0.68	97.733
16	0.05	0.81	98.544
17	0.034	1.456	100

Interprétation des résultats :

- Les modes sont découplés ce qui permet de calculer la réponse sismique par la méthode de sommation SRSS.
- Il suffit de prendre les six (06) premiers modes pour calculer la réponse sismique.
- La différence entre les facteurs de participation massique avant et après calibrage est négligeable. Cela est dû à la petite différence entre la période du modèle ETABS 3D et le modèle brochette (3% d'erreur).

Distribution des efforts sismiques :

En procédant de la même manière que pour le sens x, nous pouvons estimer prévoir la distribution de la force sismique, et calculer l'effort tranchant et le moment de renversement par étage :

- Effort tranchant et moment de renversement par étage :

Tableau (III.11) : Effort tranchant par étage et moment obtenus par analyse modale spectrale analytique suivant l'axe y

Niveau	he (m)	Fy (KN)	Vy (KN)	Mx (KN.m)
Ch. de ref	6	576	576	3458
Toit	5	3409	3985	23388
14	3.9	2634	6620	49207
13	3.9	2295	8916	83980
12	3.9	2100	11017	126947
11	3.9	1917	12934	177392
10	3.9	1760	14694	234702
9	3.9	1623	16318	298345
8	3.9	1497	17816	367829
7	3.9	1365	19181	442638
6	3.9	1216	20398	522192
5	3.9	1047	21446	605832
4	3.9	862	22308	692835
3	3.9	667	22976	782442
2	3.9	466	23442	873868
1	4.2	275	23718	973485
MEZZRDC	4.5	202	23920	1081127

- Déplacement par étage déplacement inter-étage :

Tableau (III.12) : Déplacement par étage et déplacement inter-étage selon l'axe y

Niveau	hi (m)	δy (mm)	Δy (mm)
Ch. de ref	70.4	205	13
Toit	64.4	191	13
14	59.4	178	11
13	55.5	166	12
12	51.6	153	13
11	47.7	139	14
10	43.8	124	15
9	39.9	109	15
8	36.0	94	15
7	32.1	78	15
6	28.2	63	14
5	24.3	49	12
4	20.4	36	11
3	16.5	24	9
2	12.6	14	7
1	8.7	7	4
MEZZRDC	4.5	2	2

III.4.1.6 Comparaison des résultats obtenus les modèles ETABS 3D et brochette

Dans cette section, nous allons comparer entre les résultats des analyses modales spectrales sur le modèle ETABS 3D et ceux du modèle réduit (brochette).

Les tableaux (III.13) et (III.14) mettent en comparaison les résultats obtenus pour les deux modèles. Ils mettent en évidence l'effort tranchant à la base, le moment de renversement à la base et le déplacement au sommet de la structure. Ces grandeurs sont des indications sur le comportement global de la structure sous chargement sismique.

Notons par V , M , et Δ respectivement l'effort tranchant à la base, le moment de renversement à la base et le déplacement au sommet de la structure. L'erreur est en pourcentage de la valeur obtenue pour le modèle 3D.

- Selon l'axe x :

Tableau (III.13) : Comparaison des résultats de l'analyse sismique entre modèle ETABS 3D et modèle brochette selon l'axe x

	Modèle 3D	Modèle brochette	(%) d'erreur
V(KN)	19157	24554	+28.17
M(KN.m)	951532	1099251	+15.52
Δ (mm)	115	175	+51.18

- Selon l'axe y :

Tableau (III.14) : Comparaison des résultats de l'analyse sismique entre modèle ETABS 3D et modèle brochette selon l'axe y

	Modèle 3D	Modèle brochette	(%) d'erreur
V(KN)	23485	23920	+1.85
M(KN.m)	813066	1124371	+38.28
Δ (mm)	210	205	-2.29

Interprétation :

Le modèle réduit est un modèle approximatif dans lequel le comportement couplé entre le mode de translation et de torsion est négligé ce qui fait qu'il ne prend en compte que le mode de translation dans la dissipation de l'énergie sismique. Donc, les sollicitations à la base, à savoir, effort tranchant et moment de renversement, sont supérieures ou égales à celles du modèle ETABS 3D. Ceci engendre un déplacement équivalent ou supérieur au sommet de la structure.

Conclusion :

Après avoir comparé les résultats de l'analyse modale spectrale du modèle 3D et du modèle réduit, on peut déduire que le modèle réduit a un caractère sur estimatif des sollicitations. Dans le cas du modèle 3D, l'énergie est dissipée dans des modes plus ou moins couplés qui prennent en compte plusieurs degrés de liberté. Par contre dans le cas du modèle réduit, le fait qu'il ne prenne en compte que le mode de translation selon chaque axe dans la dissipation de l'énergie sismique rend les résultats conservatifs.

III.4.2 Méthode statique équivalente

III.4.2.1 Principe

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique. Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

Il faut souligner toutefois que les forces et les déformations obtenues pour l'élément à partir des méthodes d'analyse statiques pour les charges de conception recommandées sont inférieures aux forces et aux déformations qui seraient observées sur la structure sous les effets d'un séisme majeur pour lequel les charges ont été spécifiées. Ce dépassement des forces est équilibré par le comportement ductile qui est fourni par les détails de construction de l'élément.

C'est pourquoi l'utilisation de cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant à la structure :

- Une ductilité suffisante
- La capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques majeures.

III.4.2.2 Modélisation

- Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux (2) directions puissent être découplés.
- La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir de sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.
- Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

III.4.2.3 Conditions d'application

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III.

- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, autres les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : • tous groupes.

Zone II : • groupe d'usage 3.

- groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.

- groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
- Zone III :
- groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
 - groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
 - groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

Dans notre cas les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas remplies, cependant les vérifications imposées par le **RPA99/03** nécessitent son application.

III.4.2.4 Calcul de la force sismique

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} * W \quad (\text{RPA99/03 Art 4.2.3})$$

A : coefficient d'accélération de zone donné par le tableau 4.1 du RPA en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage.

R : facteur de comportement dépendant de type du système de contreventement de la structure.

D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T)

Q : facteur de qualité, dépendant de la qualité du système structurel (régularité en plan, en élévation, contrôle de la qualité des matériaux.

W : Poids sismique de la structure.

- Coefficient d'accélération A :

Le coefficient d'accélération A est donné par le tableau 4.1 du **RPA99/03** (Annexe 3-1)

Puisque :

Groupe d'usage du bâtiment : 1b

Zone sismique : Zone III

$$A = 0.3$$

- Facteur de comportement R :

Le facteur de comportement est donné par le tableau du **RPA99/03**(Annexe 3-2).

Dans notre cas :

Matériaux de la structure : Béton armé

Contreventement assuré par : Noyau central

$$R = 3.5$$

- Facteur d'amplification dynamique D :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & 3.0s \leq T \end{cases}$$

- ❖ T_2 période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 du RPA99/2003

Tableau (III.15) : Les valeurs des périodes T_1 et T_2 en fonction du site (RPA99/03)

Site	S1	S2	S3	S4
T_1 (sec)	0.15	0.15	0.15	0.15
T_2 (sec)	0.3	0.4	0.5	0.7

Dans notre cas :

Site : S2

$$T_2 = 0.40 \text{ s}$$

- ❖ η : facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7 \quad (\text{RPA Art 4.2.3})$$

Avec :

ξ en (%) : est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. (Annexe 3-3)

Dans notre cas la structure est contreventée par voiles en béton armé donc :

$$\xi = 10\%$$

Ce qui donne :

$$\eta = 0.76$$

- ❖ Calcul de la période fondamentale T :

- Par méthode empirique :

$$T = C_T * h_n^{\frac{3}{4}} \quad (\text{RPA Art 4.2.4})$$

Avec :

h_n : hauteur de la structure sans acrotère.

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6 du RPA **99/03** (Annexe 3-4)

Dans notre cas :

$$h_n = 70.4m$$

Contreventement assuré partiellement pas des voiles en béton armé

$$C_T = 0.05$$

Donc :

$$T = 1.21s$$

- Dans les cas 3 et 4 du tableau précédent on peut également estimer la période fondamentale et ce à l'aide de la formule suivante :

$$T = \frac{0.09 h_n}{\sqrt{d}} \quad (\text{RPA Art 4.2.4})$$

Avec :

d : Dimension de la structure parallèle à la force sismique

Dans ce cas de figure, il résulte une période dans chacun des sens longitudinal (sens x-x) et transversal (sens y-y) de la structure.

On devra prendre en considération la plus petite des deux valeurs calculées par la première et la deuxième formule et ce pour chaque sens (x-x et y-y).

Dans notre cas :

$$d_x = 47.5m$$

Donc :

$$T_x = 0.92s$$

Et :

$$d_y = 32.5m$$

Donc :

$$T_y = 1.11s$$

Remarque :

$$T_x = \min (1.21s ; 0.92s)$$

$$T_x = 0.92s$$

$$T_y = \min (1.21s ; 1.11s)$$

$$T_y = 1.11s$$

❖ Calcul du facteur d'amplification dynamique

- Selon l'axe x :

$$T_x = 0.92s \rightarrow$$

$$D_x = 1.09$$

- Selon l'axe y :

$$T_y = 1.11s \rightarrow$$

$$D_y = 0.96$$

- Calcul du poids sismique :

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad (3.1)$$

Le poids sismique W_i est calculé en sommant le poids total de la structure et un pourcentage β de la charge d'exploitation pour tenir compte de la probabilité d'occupation du bâtiment.

Le coefficient de pondération β est donné selon la fonction du bâtiment dans le tableau 4.5 du **RPA99/03** (Annexe 3-5).

Dans notre cas :

Bâtiment de bureaux :

$$\beta = 0.2$$

Le calcul du poids sismique total de la structure se fait suite au calcul des poids sismiques par étages détaillé en annexe 1 :

$$W = 261953 \text{ KN}$$

- Calcul du facteur de qualité Q :

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- la régularité en plan et en élévation
- la qualité du contrôle de la construction

La valeur de Q est déterminée par la formule : $1 + \sum_1^5 P_q$

P_q est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non". Sa valeur est donnée au tableau 4.4 du **RPA99/03** (Annexe 3-6).

Dans notre cas :

Critère q	Pq	
	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	
2. Redondance en plan	0	
3. Régularité en plan	0	
4. Régularité en élévation	0	
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	
6. Contrôle de la qualité de l'exécution		0,10

Tableau (III.16) : Vérifications des critères du facteur de qualité Q par notre structure

Contrôle de la qualité de l'exécution N/observé

$$Q = 1.10$$

- Calcul de la force sismique :

Tableau (III.17) : Récapitulatif des facteurs de la MSE

A	D_x	D_y	Q	R	W (KN)
0.3	1.09	0.96	1.1	3.5	261953

- ❖ La force sismique selon x :

$$V_x = 26921 \text{ KN}$$

- ❖ La force sismique selon y :

$$V_y = 23710 \text{ KN}$$

Interprétation :

L'effort tranchant à la base selon l'axe x calculé par la méthode statique équivalente est supérieur à celui selon l'axe y, contrairement au résultat obtenu par analyse modale spectrale. Ceci est dû au fait que la méthode statique équivalente ne considère que le premier (1) mode de participation pour chaque direction qui dépend que du facteur d'amplification dynamique (D_x et D_y).

III.4.2.5 Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$$V_t = F_t + \sum F_i \quad (\text{RPA Art 4.2.5})$$

La force concentrée F_t au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration. Elle doit être déterminée par la formule :

$$F_t = 0,07 TV \quad (\text{RPA Art 4.2.5})$$

où T est la période fondamentale de la structure (en secondes).

La valeur de F_t ne dépassera en aucun cas $0,25 V$ et sera prise égale à 0 quand T est plus petite ou égale à 0,7 seconde. La partie restante de V soit $(V - F_t)$ doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule :

$$F_i = \frac{(V-F_t)W_i \cdot h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j} \quad (\text{RPA Art 4.2.5})$$

$$T = 1.21s > 0.7s$$

- Selon l'axe x :

$$F_t = 0,07 T * V_x$$

$$F_t = 1947 \text{ KN}$$

- Selon l'axe y :

$$F_t = 0,07 T * V_y$$

$$F_t = 2388 \text{ KN}$$

Distribution de la force sismique :

Tableau (III.18) : Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur

Niveau	Poids W_i (KN)	hauteur h_i (m)	$W_i \cdot h_i$ (KN.m)	F_x (KN)	F_y (KN)
Toit	17021	64.4	1096212	2836	2498
14	17984	59.4	1068265	2764	2434
13	17336	55.5	962152	2489	2193
12	17466	51.6	901283	2332	2054
11	17466	47.7	833163	2156	1899
10	17466	43.8	765043	1979	1743
9	17466	39.9	696922	1803	1588
8	17466	36	628802	1627	1433
7	17466	32.1	560682	1451	1277
6	17466	28.2	492561	1274	1122
5	17466	24.3	424441	1098	967
4	17466	20.4	356321	922	812
3	17467	16.5	288219	745	656
2	17466	12.6	220080	569	501
1	17893	8.7	155676	402	354
MEZZRDC	15942	4.5	71739	185	163

Comme on le voit sur le tableau (III.17), la force sismique est répartie suivant la hauteur et le poids de l'étage. C'est ce qui fait que les étages les plus hauts ou les plus massifs, soient les plus sollicités.

III.4.2.6 Distribution des efforts sismiques

L'effort tranchant au niveau de l'étage k :

$$V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i \quad (\text{RPA Art 4.2.6})$$

Dans le cas de structures comportant des planchers rigides dans leur plan, l'effort tranchant est distribué aux éléments verticaux de contreventement proportionnellement à leurs rigidités relatives.

Effort tranchant et moment de renversement par étage :

Tableau (III.19) : Effort tranchant par et moment de renversement par étage selon la MSE

Niveau	h _i (m)	F _x (KN)	V _x (KN)	M _x (KN.m)	F _y (KN)	V _y (KN)	M _y (KN.m)
Toit	64.4	2836	5117	22534	2498	4506	25585
14	59.4	2764	7881	49606	2434	6941	56324
13	55.5	2489	10371	85232	2193	9134	96774
12	58.8	2332	12704	128869	2054	11188	146320
11	47.7	2156	14860	179912	1899	13087	204275
10	43.8	1979	16840	237756	1743	14831	269952
9	39.9	1803	18643	301795	1588	16420	342663
8	36	1627	20271	371423	1433	17853	421720
7	32.1	1451	21722	446035	1277	19131	506436
6	28.2	1274	22996	525026	1122	20254	596123
5	24.3	1098	24095	607790	967	21221	690095
4	20.4	922	25017	693721	812	22033	787662
3	23.7	745	25763	782214	656	22690	888139
2	12.6	569	26332	872664	501	23192	990837
1	8.7	402	26735	971561	354	23547	1103127
MEZZRDC	4.5	185	26921	1078258	163	23710	1224273

- Moment maximum à la base autour de l'axe x :

$$M_x = 1078258 \text{ KN.m}$$

- Moment maximum à la base autour de l'axe y :

$$M_y = 1224273 \text{ KN.m}$$

III.4.3 Vérifications réglementaires**III.4.3.1 Période fondamentale théorique RPA Art 4.2.4**

Les périodes calculées à partir des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles des formules empiriques au plus de 30 %.

Période calculée par éléments finis :

$$T_N = 1.194 \text{ s}$$

Période calculée par éléments finis :

$$T_{\text{emp}} = 1.21s$$

$$T_N < T_{\text{emp}} \text{ Vérifiée}$$

III.4.3.2 Résultante des forces sismiques RPA Art 4.3.6

La résultante des forces sismiques à la base V obtenue par combinaison des valeurs V_m 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.

Si $V_m < 0.80 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,) dans le rapport $0.8 V / V_m$

- Les résultantes obtenues par la méthode statique équivalente (MSE) :

$$V_x = 26921 \text{ KN}$$

$$V_y = 23710 \text{ KN}$$

- Les résultantes obtenues par combinaison des valeurs modales du modèle 3D :

$$V_{mx} = 19157 \text{ KN}$$

$$V_{my} = 23485 \text{ KN}$$

- Les résultantes obtenues par combinaisons des valeurs modales du modèle brochette :

$$V_{mx} = 24554 \text{ KN}$$

$$V_{my} = 23920 \text{ KN}$$

- Vérification :

Tableau (III.20) : Tableau de vérification de la condition de l'article 4.3.6 du RPA

	V _x (KN)	V _y (KN)	0.8 V _x (KN)	0.8 V _y (KN)	Condition suivant x	Condition suivant y
MSE	26921	23710	21537	18968	/	/
Modèle 3D	19157	23485	/	/	Non vérifiée	Vérifiée
Modèle brochette	24554	23920	/	/	Vérifiée	Vérifiée

III.4.3.3 Justification de l'interaction portiques-voiles RPA Art 3.4

Selon le **RPA99/03**, les voiles doivent reprendre au minimum 25% de l'effort tranchant à la base. Cette condition ne peut être vérifiée que pour le modèle ETABS 3D.

- Selon x :
 - L'effort tranchant revenant aux voiles :

$$V_{vx} = 18982 \text{ KN}$$

- L'effort tranchant totale :

$$V_{mx} = 19157 \text{ KN}$$

$$\frac{V_{vx}}{V_{mx}} = \frac{18982}{19157} = 0.99 = 99\% > 25\% \quad \text{Vérifiée}$$

- Selon y :

- L'effort tranchant revenant aux voiles :

$$V_{vy} = 23357 \text{ KN}$$

- L'effort tranchant totale :

$$V_{my} = 23485 \text{ KN}$$

$$\frac{V_{vy}}{V_{my}} = \frac{23357}{23485} = 0.99 = 99\% > 25\% \quad \text{Vérifiée}$$

III.4.3.4 Vérification de la stabilité au renversement RPA Art 4.4.1

La vérification de la stabilité au renversement d'un bâtiment est garantie par la condition suivante :

$$\frac{M_{st}}{M_{renv}} \geq 1.5 \quad (\text{RPA Art 4.4.1})$$

M_{st} : Moment stabilisant

M_{renv} : Moment renversant

Cette vérification est effectuée pour les sollicitations obtenus par la méthode statique équivalente.

- Autour de l'axe x :

Moment stabilisant M_{st} :

$$M_{st} = \frac{W * d_y}{2} = \frac{261953 * 32.5}{2}$$

$$M_{st} = 4256741 \text{ KN.m}$$

Moment renversant M_{renv} :

$$M_{renv} = M_x = 1078258 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_{st}}{M_{renv}} = \frac{4256741}{1078258} = 3.94 > 1.5$$

Conclusion : Structure stable vis-à-vis du renversement.

- Autour de l'axe y :

Moment stabilisant M_{st} :

$$M_{st} = \frac{W * d_x}{2} = \frac{261953 * 47.5}{2}$$

$$M_{st} = 6221391 \text{ KN.m}$$

Moment renversant M_{renv} :

$$M_{renv} = M_y = 1224273 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_{st}}{M_{renv}} = \frac{6221391}{1224273} = 5.08 > 1.5$$

Conclusion : Structure stable vis-à-vis du renversement.

III.4.3.5 Les déplacements inter-étages RPA Art 5.10

Le **RPA99/03** impose la vérification du déplacement inter-étage. En effet si ce dernier dépasse un certain seuil, les sollicitations sur les poteaux seront préjudiciables à leur stabilité ce et du coup à celle de la structure.

La vérification est effectuée comme suit :

$$\Delta_k < \bar{\Delta}$$

Tels que :

Δ_k : Déplacement relatif du niveau k

$\bar{\Delta}$: Déplacement limite

$$\bar{\Delta} = 0.01 h_e$$

h_e : hauteur d'étage

Avec :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

δ_k : Déplacement du niveau k dû à la force sismique

δ_{k-1} : Déplacement du niveau k-1 dû à la force sismique

$$\delta_k = R. \delta_{ek}$$

δ_{ek} : Déplacement élémentaire du niveau k dû à la force sismique

R : Facteur de comportement de la structure

- Pour le modèle 3D :

Tableau (III.21) : Valeur des déplacement relatifs inter-étages du modèle 3D

Niveau	he (m)	$\delta_{ex}(mm)$	$\delta_x(mm)$	$\delta_{ey}(mm)$	$\delta_y(mm)$	$\Delta x(mm)$	$\Delta y(mm)$	$\bar{\Delta} (mm)$
Ch. de ref	6	33	115	60	210	9	20	60
Toit	5	30	106	54	189	8	18	50
14	3.9	28	98	48	170	6	14	39
13	3.9	26	91	44	156	6	14	39
12	3.9	24	84	40	142	7	14	39
11	3.9	22	77	36	127	7	14	39
10	3.9	20	70	32	113	7	14	39
9	3.9	17	62	28	98	7	14	39
8	3.9	15	54	24	84	7	13	39
7	3.9	13	46	20	71	7	13	39
6	3.9	11	38	16	57	7	12	39
5	3.9	8	31	12	45	7	11	39
4	3.9	6	23	9	33	6	10	39
3	3.9	4	16	6	23	6	9	39
2	3.9	3	10	4	14	5	7	39
1	4.2	1	5	1	6	3	4	42
MEZZRDC	4.5	0.5	1.9	0.5	1	1	1	45

Les déplacements inter-étages sont vérifiés.

- Pour le modèle brochette :

Tableau (III.22) : Valeur des déplacement relatifs inter-étages du modèle réduit

Niveau	he (m)	$\delta_{ex}(mm)$	$\delta_x(mm)$	$\delta_{ey}(mm)$	$\delta_y(mm)$	$\Delta x(mm)$	$\Delta y(mm)$	$\bar{\Delta} (mm)$
Ch. de ref	6	50	175	58	205	6	13	60
Toit	5	48	168	54	191	9	13	50
14	3.9	45	159	50	178	8	11	39
13	3.9	43	150	47	166	9	12	39
12	3.9	40	141	43	153	10	13	39
11	3.9	37	130	39	139	11	14	39
10	3.9	34	119	35	124	12	15	39
9	3.9	30	106	31	109	12	15	39
8	3.9	26	93	26	94	13	15	39
7	3.9	22	80	22	78	13	15	39
6	3.9	19	66	18	63	13	14	39
5	3.9	15	53	14	49	13	12	39
4	3.9	11	40	10	36	12	11	39
3	3.9	7	27	7	24	11	9	39
2	3.9	4	16	4	14	8	7	39
1	4.2	2	7	2	7	5	4	42

Les déplacements inter-étages sont vérifiés.

III.4.3.6 Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ RPA Art 5.9

L'effet P-Δ est un effet non linéaire (de second ordre) qui se produit dans chaque structure ou élément soumis à des charges axiales et latérales. Lorsque l'élément porteur verticale (poteau) à la rigidité K et de hauteur H est soumis à une force latérale F, il aura tendance à subir un déplacement Δ au point d'application qui va générer un moment la base dont l'expression est :

$$M_A = F.H \quad (3.10)$$

Mais si ce poteau est également soumis à une force axiale P, alors celle-ci va générer un moment additionnel M_P à la base dont l'expression est :

$$M_P = P.\Delta \quad (3.11)$$

Cet effet est étroitement lié à valeur de la force axiale appliquée (P) et le déplacement (Δ). La valeur de l'effet P- Δ dépend de :

- La valeur de la force axiale appliquée
- La rigidité ou la souplesse de la structure globale
- La souplesse des éléments de la structure

En contrôlant la souplesse, la valeur de l'effet P-Δ est souvent gérée de telle façon à être considérée négligeable et donc ignorée dans le calcul.

La figure ci-dessous illustre parfaitement le phénomène en question :

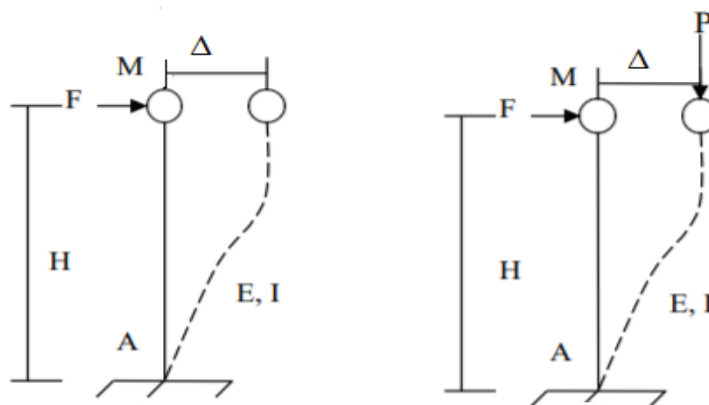


Figure (III.6) : Schéma de l'effet P-Δ

La structure est dite stable vis-à-vis de l'effet P-Δ si et seulement elle satisfait à chaque niveau la condition suivante :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} < 0.1 \quad (\text{Art 5.9 RPA})$$

Avec :

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau k.

V_k : effort tranchant d'étage au niveau k.

Δ_k : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1.

h_k : hauteur de l'étage k.

Si :

$0.1 < \theta < 0.2 \rightarrow$ Les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $\frac{1}{1-\theta}$.

$\theta > 0.2 \rightarrow$ La structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

- Calcul du poids cumulé dans chaque niveau :

Tableau (III.23) : Poids cumulé par niveau

Niveau	Poids par niveau(KN)	Poids cumulés (KN)
Ch. de ref	2413	2413
Toit	17021	19435
14	17984	37420
13	17336	54756
12	17466	72222
11	17466	89689
10	17466	107156
9	17466	124623
8	17466	142089
7	17466.	159556
6	17466	177023
5	17466	194490
4	17466	211956
3	17467	229424
2	17466	246891
1	17893	264785
MEZZRDC	15942	280727

- Vérification de l'effet P- Δ pour le modèle 3D

- Vérification de l'effet P- Δ selon le sens x :

Tableau (III.24) : Vérification de l'effet P- Δ selon x pour le modèle 3D

Niveau	Hauteur (m)	P(KN)	V _x (KN)	Δx (mm)	θ	Condition
Ch. de ref	6	2413	773	9	0.0047	Vérifiée
Toit	5	19435	3990	8	0.0079	Vérifiée
14	3.9	37420	6253	6	0.0102	Vérifiée
13	3.9	54756	8082	6	0.012	Vérifiée
12	3.9	72222	9630	7	0.0139	Vérifiée
11	3.9	89689	10945	7	0.0157	Vérifiée
10	3.9	107156	12077	7	0.0175	Vérifiée
9	3.9	124623	13057	7	0.0192	Vérifiée
8	3.9	142089	13989	7	0.0206	Vérifiée
7	3.9	159556	14905	7	0.0215	Vérifiée
6	3.9	177023	15797	7	0.0221	Vérifiée
5	3.9	194490	16648	7	0.0221	Vérifiée
4	3.9	211956	17417	6	0.0216	Vérifiée
3	3.9	229424	18083	6	0.0204	Vérifiée
2	3.9	246891	18602	5	0.0178	Vérifiée
1	4.2	264785	18982	3	0.0111	Vérifiée
MEZZRDC	4.5	280727	19157	1	0.0062	Vérifiée

Conclusion : $\theta < 0.1$ à tous les niveaux. On peut négliger l'effet P- Δ selon le sens x.

- Vérification de l'effet P- Δ selon le sens y :

Tableau (III.25) : Vérification de l'effet P- Δ selon y pour le modèle 3D

Niveau	Hauteur(m)	P(KN)	V _y (KN)	Δy (m)	θ	Condition
Ch.de ref	6	2413	940	20	0.0087	Vérifiée
Toit	5	19435	5361	18	0.0135	Vérifiée
14	3.9	37420	8149	14	0.0167	Vérifiée
13	3.9	54756	10251	14	0.0197	Vérifiée
12	3.9	72222	11924	14	0.0225	Vérifiée
11	3.9	89689	13256	14	0.0251	Vérifiée
10	3.9	107156	14362	14	0.0275	Vérifiée
9	3.9	124623	15364	14	0.0294	Vérifiée
8	3.9	142089	16383	13	0.0306	Vérifiée
7	3.9	159556	17492	13	0.0309	Vérifiée
6	3.9	177023	18680	12	0.0304	Vérifiée
5	3.9	194490	19863	11	0.0291	Vérifiée
4	3.9	211956	20963	10	0.0270	Vérifiée
3	3.9	229424	21912	9	0.0243	Vérifiée
2	3.9	246891	22665	7	0.0202	Vérifiée
1	4.2	264785	23232	4	0.0134	Vérifiée
MEZZRDC	4.5	280727	23485	2	0.0051	Vérifiée

Conclusion : $\theta < 0.1$ à tous les niveaux. On peut négliger l'effet P- Δ selon le sens y.

- Vérification de l'effet P- Δ pour le modèle brochette
 - Vérification de l'effet P- Δ selon le sens x :

Tableau (III.26) : Vérification de l'effet P- Δ selon x pour le modèle réduit

Niveau	he (m)	P(KN)	Vx(KN)	Δx (m)	θ	Condition
Ch. de ref	6	2413	499	6	0.0053	Vérifiée
Toit	5	19435	3810	9	0.0095	Vérifiée
14	3.9	37420	6455	8	0.0127	Vérifiée
13	3.9	54756	8779	9	0.0152	Vérifiée
12	3.9	72222	10925	10	0.0178	Vérifiée
11	3.9	89689	12905	11	0.0203	Vérifiée
10	3.9	107156	14738	12	0.0228	Vérifiée
9	3.9	124623	16435	12	0.0252	Vérifiée
8	3.9	142089	18001	13	0.0272	Vérifiée
7	3.9	159556	19442	13	0.0287	Vérifiée
6	3.9	177023	20747	13	0.0295	Vérifiée
5	3.9	194490	21894	13	0.0298	Vérifiée
4	3.9	211956	22847	12	0.0292	Vérifiée
3	3.9	229424	23580	11	0.0276	Vérifiée
2	3.9	246891	24085	8	0.0235	Vérifiée
1	4.2	264785	24371	5	0.0129	Vérifiée
MEZZRDC	4.5	280727	24551	2	0.0071	Vérifiée

Conclusion : $\theta < 0.1$ à tous les niveaux. On peut négliger l'effet P- Δ selon le sens x.

- Vérification de l'effet P- Δ selon le sens y :

Tableau (III.27) : Vérification de l'effet P- Δ selon y pour le modèle réduit

Niveau	he	P(KN)	Vy(KN)	Δy (m)	θ	Condition
Ch.de ref	6	2413	576	13	0.0093	Vérifiée
Toit	5	19435	3985	13	0.0134	Vérifiée
14	3.9	37420	6620	12	0.0172	Vérifiée
13	3.9	54756	8916	12	0.0202	Vérifiée
12	3.9	72222	11017	13	0.0232	Vérifiée
11	3.9	89689	12934	14	0.0259	Vérifiée
10	3.9	107156	14694	15	0.0284	Vérifiée
9	3.9	124623	16318	15	0.0304	Vérifiée
8	3.9	142089	17816	15	0.0316	Vérifiée
7	3.9	159556	19181	15	0.0320	Vérifiée
6	3.9	177023	20398	14	0.0315	Vérifiée
5	3.9	194490	21446	13	0.0302	Vérifiée
4	3.9	211956	22308	11	0.0281	Vérifiée
3	3.9	229424	22976	10	0.0253	Vérifiée
2	3.9	246891	23442	7	0.0210	Vérifiée
1	4.2	264785	23718	4	0.0125	Vérifiée
MEZZRDC	4.5	280727	23920	2	0.0063	Vérifiée

Conclusion : $\theta < 0.1$ à tous les niveaux. On peut négliger l'effet P- Δ selon le sens y.

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons vu trois (3) différentes méthodes de calcul de la réponse sismique d'une structure. L'analyse modale spectrale du modèle 3D nous a permis d'estimer avec précision les différentes sollicitations induites par le séisme sur la structure. Puis nous avons effectué une analyse modale spectrale de la structure en l'assimilant à un modèle brochette. Nous avons constaté que le modèle 3D est plus précis et plus proche du cas réel que le modèle réduit vu qu'il prend en considération plus de degrés de libertés et plus de modes dissipatifs. Ceci n'empêche pas le fait que le modèle réduit soit assez approximatif au cas réel puisque on a enregistré un pourcentage d'erreur dans l'effort tranchant à la base assez minime et toujours sur estimatif. Aussi, le modèle brochette répond aux vérifications imposées par le **RP499/03**. Cela prouve l'efficacité de cette méthode longtemps utilisée dans l'analyse dynamique des structures avant la conception des logiciels de calcul par éléments finis.

Enfin, à l'aide de la méthode statique équivalente, nous avons effectué les vérifications nécessaires et préconisées par le **RP499/03**.

Chapitre IV : Calcul de réponse sismique avec prise en compte de l'ISS selon ASCE 7

Chapitre IV : Calcul de réponse sismique avec prise en compte de l'ISS selon ASCE 7

IV.1 Introduction

Dans le cadre du calcul de la réponse sismique d'une structure, il est indispensable de prendre en considération les paramètres tels que : l'amortissement structurel, la période et la sismicité de la zone. Pour un souci de sécurité, on néglige souvent l'interaction sol structure qui a tendance à atténuer la réponse sismique des structures mais pas dans tous les cas.

Il en découle que la prise en considération de cette interaction peut non-seulement s'avérer avantageuse du côté économique et ce, vue la réduction de l'effort sismique subit par la structure, mais aussi du côté sécuritaire car l'interaction sol structure a pour effet dans certains cas d'accentuer la réponse sismique et donc sa prise en compte permet de mieux prédire les risques auxquels est sujette la structure.

Au cours d'un séisme, le sol par son mouvement exerce une force sur la structure par l'intermédiaire des fondations. La structure répond à cette excitation par un mouvement dont la forme et la fréquence dépendent des caractéristiques intrinsèques de la structure. Cependant, et dans le cas d'un sol meuble, le mouvement de la structure modifie à son tour le mouvement du sol. Cette influence réciproque est nommée « interaction sol-structure » notée dans la suite de ce travail par « ISS ».

Le dernier règlement parasismique Algérien ne tient pas compte de l'effet de l'ISS sur la réponse sismique de la structure. Donc pour répondre aux ambitions de ce travail de faire une analyse sismique approfondie, nous aurons recours dans ce chapitre au règlement de l'*ASCE* (American Society of civil engineers). Ce règlement permet une estimation approximative de la réponse sismique de la structure tout en tenant compte de son interaction avec le sol. Ceci fera l'objet de ce quatrième chapitre de notre projet de fin d'études.

IV.2 Modèle généralisé à un seul degré de liberté

Dans sa méthode de modélisation de l'ISS, l'*ASCE 7-16* se base sur le principe de la méthode statique équivalente, et propose l'introduction des paramètres dynamiques du sol. Il préconise donc un modèle généralisé à un (1) seul degré de liberté. Les paramètres de cet oscillateur sont sa masse notée M_1 , sa rigidité notée K_1 , son amortissement noté β_i , sa période T et sa hauteur notée h_1 .

La masse M_1 de cet oscillateur sera prise égale à la masse modale effective du 1^{er} mode. Elle est calculée comme suit :

$$M_1 = \frac{L_1^2}{\bar{m}_1} \quad (4.1)$$

Avec :

M_1 : Masse effective de la structure liée au 1^{er} mode (le plus dissipatif) ;

$\bar{m}_1$: Masse généralisée du 1^{er} mode ;

L_1 : Vecteur de coefficient de participation modale correspondant au 1^{er} mode ;

Tel que :

$$L_1 = \phi_1^T [M] \{r\} \quad (4.2)$$

Et :

$$\bar{m}_1 = \phi_1^T [M] \phi_1 \quad (4.3)$$

Avec :

$[M]$: Matrice de masse de l'oscillateur ;

ϕ_1 : Vecteur représentant la déformée de l'oscillateur au 1^{er} mode ;

$\{r\}$: Vecteur d'influence de la structure ;

Sa rigidité K_1 , est calculée comme suit :

$$K_1 = M_1 * \omega_{n1}^2$$

Tel que :

ω_{n1} : Pulsation du 1^{er} mode de vibration de la structure à base fixe ;

Sa hauteur h_1 est prise égale à la hauteur effective du 1^{er} mode ;

$$h_1 = \frac{L_1^0}{L_1} \quad (4.4)$$

Tel que :

$$L_1^0 = \phi_1^T [M] \{h\} \quad (4.5)$$

$\{h\}$: Vecteur hauteur d'étage

Enfin son amortissement β_i est égale à l'amortissement structurel.

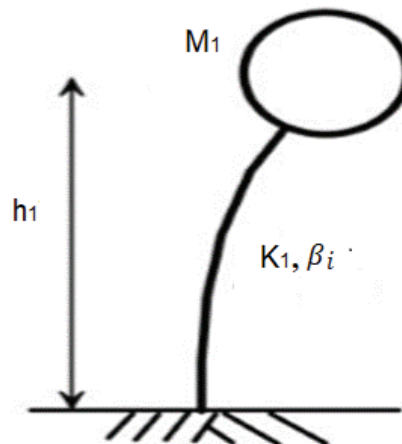


Figure (IV.1) : Modèle généralisé à 1 degré de liberté de la structure utilisé pour le calcul de la résultante sismique.

L'effort tranchant à la base sera calculé en utilisant la MSE préconisée par l'**ASCE 7-16** :

$$V = C_s * W \quad (\text{ASCE 12.8-1})$$

Le coefficient de réponse sismique C_s sera adapté au **RPA99/03** comme suit:

$$C_s = \frac{A * D * Q}{R} \quad (\text{RPA Art 4.2.3})$$

Avec :

W : Poids de la structure ;

La réduction de l'effort tranchant due à l'ISS est notée ΔV . Elle est calculée comme suit :

$$\Delta V = \left(C_s - \frac{\tilde{C}_s}{B_{SSI}} \right) \bar{W} \quad (\text{ASCE 19.2-1})$$

g : Accélération gravitationnelle ;

$\tilde{C}_s$: Coefficient de réponse sismique avec ISS ;

$\bar{W}$: Poids effectif de la structure correspondant au mode fondamental de vibration ;

$$\bar{W} = M_1 * g$$

B_{SSI} : Facteur d'ajustement du spectre de réponse ;

$$B_{SSI} = \frac{4}{5.6 - \ln(100\beta_0)} \quad (\text{ASCE 19.2-4})$$

β_0 : Amortissement total du système sol structure ;

$$\beta_0 = \frac{1}{(\tilde{T}/T)_{eff}^2} \beta_i + \beta_f \quad (\text{ASCE 19.3-1})$$

$$\left(\frac{\tilde{T}}{T} \right)_{eff} = \left\{ 1 + \frac{1}{\mu} \left[\left(\frac{\tilde{T}}{T} \right)^2 - 1 \right] \right\}^2 \quad (\text{ASCE 19.3-1})$$

$\mu = 2.4748$ pour une structure contreventée par voiles.

$\tilde{T}$: Période allongée (période du système sol structure) ;

β_f : Amortissement des fondations ;

L'effort tranchant réduit en conséquence à l'ISS est calculé comme suit :

$$\tilde{V} = V - \Delta V \quad (4.6)$$

$\tilde{V}$: Effort tranchant réduit (à la base de la structure à base flexible) ;

V : Effort tranchant à la base de la structure à base fixe ;

- Calcul de la période allongée $\tilde{T}$:

On suppose un oscillateur à base flexible avec une aptitude à la translation suivant l'axe x, et une aptitude à la rotation autour de l'axe y. La période allongée se calcul par :

$$\tilde{T} = T \sqrt{1 + \frac{k}{k_x} + \frac{kh^2}{k_{yy}}} \quad (4.7)$$

T : Période du 1^{er} mode de vibration de la structure à base fixe ;

k : Rigidité de l'oscillateur à base fixe ($k = K_1$) ;

k_x : Raideur dynamique d'une fondation rectangulaire pour le mouvement de translation selon l'axe x ;

k_{yy} : Raideur dynamique d'une fondation rectangulaire pour le mouvement de rotation selon l'axe y ;

h : hauteur de l'oscillateur à base fixe ($h = h_1$) ;

Tels que :

$$k_x = K_x * \alpha_x \quad ; \quad k_{yy} = K_{yy} * \alpha_{yy}$$

α_x : Coefficient d'amplification dynamique pour la translation suivant l'axe x ;

α_{yy} : Coefficient d'amplification dynamique pour la rotation autour de l'axe y ;

K_x : Raideur statique d'une fondation rectangulaire pour le mouvement de translation selon l'axe x ;

K_{yy} : Raideur statique d'une fondation rectangulaire pour le mouvement de rotation selon l'axe y ;

Avec :

$$K_x = \frac{GB}{2 - \vartheta} \left[6.8 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.65} + 2.4 \right]$$

$$K_{yy} = \frac{GB^3}{1 - \vartheta} \left[3.73 \left(\frac{L}{B} \right)^{2.4} + 0.27 \right]$$

Et :

$$\alpha_x = 1$$

$$\alpha_{yy} = 1 - \left[\frac{0.55 a_0^2}{\left(0.6 + \frac{1.4}{(L/B)^3} \right) + a_0^2} \right]$$

G : Module de cisaillement du sol ;

ϑ : Coefficient de Poisson ;

B : Largeur de la fondation (dimension selon l'axe y) ;

L : Longueur de la fondation (dimension selon l'axe x) ;

a_0 : Fréquence adimensionnelle du système sol structure ;

$$a_0 = \omega B / V_s \quad (4.8)$$

V_s : Vitesse d'ondes de cisaillement ;

ω : Fréquence du système sol structure ;

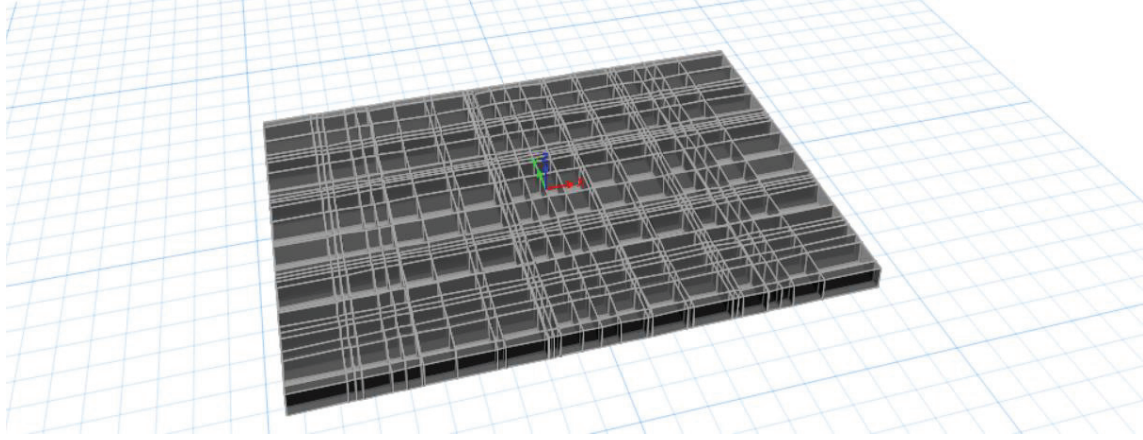


Figure (IV.2) : Fondation rectangulaire de la structure

Note : Les raideurs statiques selon Pais et Kausel pour une fondation rectangulaire sont données sous forme de tableau dans l'annexe 5.

- Calcul de l'amortissement des fondations β_f :

$$\beta_f = \left(1 - \frac{1}{(\tilde{T}/T)^2}\right) \beta_s + \beta \quad (\text{ASCE 19.3-3})$$

β_s : Amortissement matériel du sol ;

β : Amortissement radiatif de la fondation ;

Avec :

$$\beta = \frac{1}{(\tilde{T}/T_x)^2} \beta_x + \frac{1}{(\tilde{T}/T_{yy})^2} \beta_{yy} \quad (\text{ASCE 19.3-5})$$

β_x : Amortissement radiatif pour fondation rectangulaire pour une translation suivant l'axe x ;

β_{yy} : Amortissement radiatif pour fondation rectangulaire pour une rotation autour de l'axe y ;

$$\beta_x = \left[\frac{4 (L/B)}{(K_x/GB)} \right] \left[\frac{a_0}{2\alpha_x} \right]$$

$$\beta_{yy} = \left[\frac{(4\psi/3) (L/B)^3 a_0^2}{(K_{yy}/GB^3) \left[\left(\frac{1.8}{1 + 1.75(L/B - 1)^{0.7}} \right) + a_0^2 \right]} \right] \left[\frac{a_0}{2\alpha_{yy}} \right]$$

Et :

$$T_x = 2\pi \sqrt{\frac{M_1}{k_x}} \quad ; \quad T_{yy} = 2\pi \sqrt{\frac{M_1}{k_{yy}}}$$

Note : Les ratios d'amortissement radiatif selon Pais et Kausel pour une fondation rectangulaire sont données sous forme de tableau dans l'annexe 5.

IV.3 Calcul de la réduction de l'effort tranchant due à l'ISS

Le calcul de la réduction de l'effort tranchant due à l'ISS passe par cinq (5) étapes principales.

IV.3.1 Calcul C_{sx} de et C_{sy} :

Dans cette étape nous allons calculer le coefficient de réponse sismique C_s de l'oscillateur à base fixe, pour chaque sens de la force sismique (x et y). Rappelons que son expression est de :

$$C_s = \frac{A * D * Q}{R}$$

En se basant sur les données de la méthode statique équivalente effectuée au chapitre III, et sur les tableaux du **RPA99/03** de l'annexe 3, nous aurons les résultats donnés ci-dessous :

Tableau (IV.1) : Facteurs du coefficient de la réponse sismique de l'oscillateur à base fixe

Coefficient	A	D_x	D_y	Q	R
Valeur	0.3	1.09	0.96	1.1	3.5

Le calcul de C_{sx} de et C_{sy} donne :

$$C_{sx} = 0.10277$$

$$C_{sy} = 0.09051$$

IV.3.2 Calcul de la période allongée $\tilde{T}$ et de l'amortissement total β_0

Afin de calcul les coefficients de réponse sismique de l'oscillateur à base flexible, il nous est indispensable de calculer la période allongée et l'amortissement total du système sol structure dans les sens x et y de cet oscillateur. Pour ce faire, nous allons démarrer des paramètres de l'oscillateur à base fixe, puis introduire les données du sol par les fonctions d'impédance données en (Annexe 4).

IV.3.2.1 Paramètres de l'oscillateur à base fixe :

Tableau (IV.2) : Paramètres de l'oscillateur à base fixe

Paramètres	sens X	sens Y
Période (s)	1.106	1.194
Masse modale effective (t)	20676	19637
Rigidité effective (KN/m)	666840	543790
Hauteur effective (m)	46.52	47.53
Amortissement structurel (%)	10	10

IV.3.2.2 Introduction des paramètres dynamiques du sol

Nous allons utiliser le logiciel EXCEL et les fonction d'impédances pour calculer les périodes allongées et les amortissement totaux pour les modes de translation selon x et y.

Notons par G le module de cisaillement effectif du sol et G_0 module de cisaillement du sol tel que :

$$G_0 = V_s^2 * \rho \quad (4.9)$$

V_s : Vitesse des ondes de cisaillement dans le sol en m/s ;

ρ : Masse volumique du sol en t/m^3 ;

Le rapport G/G_0 est défini dans le tableau 19.3-2 de l'**ASCE 7-16** en fonction de la classe du sol et du spectre de déplacement.

Tableau (IV.3) : Valeurs du rapport du module de cisaillement effectif (G/G_0)

Classe du site	$S_{DS}/2.5=0$	$S_{DS}/2.5=0.1$	$S_{DS}/2.5=0.4$	$S_{DS}/2.5 > 0.8$
A	1.00	1.00	1.00	1.00
B	1.00	1.00	0.95	0.90
C	1.00	0.95	0.75	0.60
D	1.00	0.90	0.50	0.10
E	1.00	0.60	0.05	/
F	/	/	/	/

Classe du site : C

$$0.1 < S_{DS}/2.5 < 0.4$$

Du tableau et après interpolation on déduit que :

$$\frac{G}{G_0} = 0.82$$

En sachant que :

$$G_0 = 410^2 * 1.73 = 291305 \text{ KPa}$$

Alors :

$$G = 238870 \text{ KPa}$$

- Pour la translation selon l'axe x :

Données du sol :

L(m)	B(m)	$h_{1x}(m)$	ν	G (KPa)	Vs(m/s)	$\rho(t/m^3)$
23.75	16.25	46.52	0.3	238870	410	1.73

Selon les tableaux, les ratio d'amortissement radiatifs du sol par rapport à la translation selon x sont de :

$$\beta_x = 9.83 \%$$

$$\beta_{yy} = 0.372\%$$

- Pour une translation selon l'axe y :

Données du sol :

L(m)	B(m)	$h_{1y}(m)$	ν	G (KPa)	Vs(m/s)	$\rho(t/m^3)$
23.75	16.25	47.537	0.3	238870	410	1.73

Selon les tableaux, les ratio d'amortissement radiatifs du sol par rapport à la translation selon y sont de :

$$\beta_y = 8.9 \%$$

$$\beta_{xx} = 0.09 \%$$

Rappelons que l'amortissement matériel du sol, noté β_s est estimé à :

$$\beta_s = 5\%$$

Calcul des périodes allongées et amortissement totaux :

- Translation selon x :

Données de la structure :

$T_x(s)$	a_0	$M_{1x}(t)$	$K_{1x} (KN/m)$
1.106	0.225	20676	666840

Avec :

$$a_0 = \frac{\omega_{n1} * B}{V_s}$$

Résultats :

Tableau (IV.4) : Période allongée et amortissement total du système sol structure suivant l'axe de translation x

Paramètre	Annotation	Valeur
Période allongée	$\tilde{T}_x$	1.176
Amortissement structurel(%)	β_i	10
Amortissement radiatif du sol (%)	β	0.25
Amortissement des fondations (%)	β_f	0.83
Amortissement total (%)	β_0	9.67

Interprétation des résultats :

- Nous remarquons un allongement de la période, estimé à 6.5% dû à l'ISS.
- Contrairement à ce qui était attendu, une diminution de l'amortissement de 3.3% a été enregistrée. Elle est due à un principal facteur :

L'amortissement de la structure est supérieur à celui des fondations car le sol support est un sol ferme, la prise en compte de l'ISS implique une pondération des amortissements des fondations et de la structure afin de les combiner ce qui fait que l'amortissement total se voit légèrement diminué relativement au cas la structure était sur base fixe.

- Translation selon y :

Données de la structure :

$T_y(s)$	α_0	$M_{1y}(t)$	$K_{1y}(KN/m)$
1.194	0.209	19637	543790

Résultats :

Tableau (IV.5) : Période allongée et amortissement total du système sol structure suivant l'axe de translation y

Paramètre	Annotation	Valeur
Période allongée	$\tilde{T}_y$	1.258
Amortissement structurel(%)	β_i	10
Amortissement radiatif du sol (%)	β	0.18
Amortissement des fondations (%)	β_f	0.69
Amortissement total (%)	β_0	9.68

Interprétation des résultats

- Nous remarquons un allongement de la période, estimé à 7 % dû à l'ISS.
- Une diminution de l'amortissement total expliquée ci-dessus.

IV.3.3 Calcul de $\tilde{C}_{sx}$ et de $\tilde{C}_{sy}$

Comme les coefficients A, Q, R sont indépendants de l'amortissement et de la période, on enregistrera aucun changement les concernant par rapport à l'oscillateur à base fixe. Par contre le facteur D dépend, et de la période, et de l'amortissement total.

- Calcul des coefficients d'amplification dynamique D_x et D_y :

En suivant la même démarche de la méthode statique équivalente explicitée dans le chapitre 3 nous allons calculer les coefficient d'amplification dynamique pour chaque sens.

- Suivant l'axe x :

Calcul du facteur de correction d'amortissement η :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} = \sqrt{\frac{7}{2 + 9.67}} = 0.774$$

$$D_x = 0.943$$

- Suivant l'axe y :

Calcul du facteur de correction d'amortissement η :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} = \sqrt{\frac{7}{2 + 9.68}} = 0.774$$

$$D_y = 0.901$$

Après avoir calculé les facteur d'amplification dynamiques, les coefficients de réponse sismique sont calculés et donnés ci-dessous :

$$\widetilde{C}_{sx} = 0.0889$$

$$\widetilde{C}_{sy} = 0.0849$$

IV.3.4 Calcul de B_{SSI}

- Suivant l'axe x :

$$B_{SSIx} = \frac{4}{5.6 - \ln(9.67)} = 1.2$$

- Suivant l'axe y :

$$B_{SSIy} = \frac{4}{5.6 - \ln(9.68)} = 1.201$$

IV.3.5 Calcul de la réduction de l'effort tranchant due à l'ISS

- Suivant l'axe x :

$$\Delta V_x = \left(C_{sx} - \frac{\widetilde{C}_{sx}}{B_{SSIx}} \right) \bar{W}_{1x} = 5819 \text{ KN}$$

- Suivant l'axe y :

$$\Delta V_y = \left(C_{sy} - \frac{\widetilde{C}_{sy}}{B_{SSIy}} \right) \bar{W}_{1y} = 3818 \text{ KN}$$

L'effort tranchant réduit à la base sera alors :

$$\widetilde{V}_x = 21103 \text{ KN}$$

$$\widetilde{V}_y = 19892 \text{ KN}$$

Après prise en compte de l'ISS, on a enregistré une réduction de :

- 21% de la résultante des forces sismiques suivant l'axe x.
- 16% de la résultante des forces sismiques suivant l'axe y.

IV.3.6 Calcul du déplacement au sommet de la structure

Selon l'ASCE 7-16, le déplacement au sommet de la structure à base flexible est calculé comme suit :

$$\tilde{\Delta} = \frac{\tilde{V}}{V} \left(\Delta + \frac{M * h_1}{k_\theta} \right) \quad (4.10)$$

$\tilde{\Delta}$: Déplacement au sommet de la structure à base flexible ;

Δ : Déplacement au sommet de la structure à base fixe ;

M : Moment de renversement à la base de la structure à base fixe ;

K_θ : Rigidité au balancement de la fondation ;

- Suivant l'axe x :

$$\Delta_x = \frac{V_x}{K_{1x}} = \frac{26921}{666840} = 0.04m = 40 \text{ mm}$$

$$M_y = V_x * h_{1x} = 1252364 \text{ KN.m}$$

Donc :

$$\begin{aligned} \tilde{\Delta}_x &= \frac{\tilde{V}_x}{V_x} \left(\Delta_x + \frac{M_y * h_{1x}}{k_{yy}} \right) \\ \tilde{\Delta}_x &= \frac{21103}{26921} \left(0.04 + \frac{1252364 * 46.52}{13659830565} \right) \\ \tilde{\Delta}_x &= 35 \text{ mm} \\ \tilde{\Delta}_x &< \Delta_x \end{aligned}$$

- Suivant l'axe y :

$$\Delta_y = \frac{V_y}{K_{1y}} = \frac{23710}{543790} = 0.043 \text{ m} = 43 \text{ mm}$$

$$M_x = V_y * h_{1y} = 1127102 \text{ KN.m}$$

Donc :

$$\begin{aligned} \tilde{\Delta}_y &= \frac{\tilde{V}_y}{V_y} \left(\Delta_y + \frac{M_x * h_{1y}}{k_{xx}} \right) \\ \tilde{\Delta}_y &= \frac{19892}{23710} \left(0.043 + \frac{1127102 * 47.53}{7926633026} \right) \\ \tilde{\Delta}_y &= 42 \text{ mm} \\ \tilde{\Delta}_y &< \Delta_y \end{aligned}$$

Après prise en compte de l'ISS, on a enregistré une réduction de :

- 12.5% du déplacement au dernier étage suivant l'axe x.
- 2.32% du déplacement au dernier étage suivant l'axe y.

- Remarques :

- Que ce soit suivant l'axe x ou y, nous remarquons une diminution du déplacement au sommet de la structure due à la réduction de la réponse sismique de la structure causée par l'ISS. (Le rapport $\frac{\tilde{V}}{V}$ étant suffisamment petit pour réduire le déplacement au sommet de la structure à base flexible par rapport à celui de la structure à base fixe)
- Afin d'avoir le déplacement réel, on doit multiplier par le facteur de comportement de la structure R :

$$\tilde{\Delta}_x = 35 * 3.5 = 122.5mm$$

$$\tilde{\Delta}_y = 42 * 3.5 = 147 mm$$

IV.4 ISS et rapport de rigidité entre sol et structure

Nous définissons par rapport de rigidité entre sol et structure le rapport :

$$\frac{h}{V_S * T} \quad (4.11)$$

h : hauteur de la structure ;

V_S : vitesse des ondes de cisaillement dans le sol ;

T : période de la structure à base fixe ;

Nous remarquons que ce ratio implique deux termes :

- La fraction (h/T) : exprime la rigidité de la structure. En effet plus la période est petite, plus la structure est rigide.
- La vitesse des ondes de cisaillement (V_S) : Plus la vitesse est grande, plus le sol est rigide.

Ce ratio exprime donc le rapport de rigidités de la structure et celle du sol. Plusieurs recherches ont démontré qu'il y'a interaction entre le sol et la structure si :

$$\frac{h}{V_S * T} > 0.05 \quad (4.12)$$

Le graphe de la figure (IV.2) montrant le changement de l'amortissement radiatif en fonction du rapport de rigidité pour une structure quelconque, illustre parfaitement l'idée présentée.

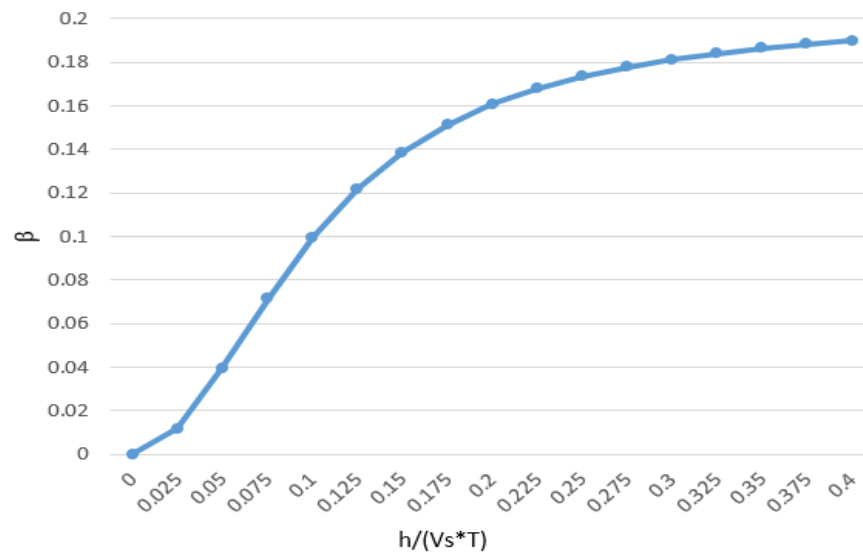


Figure (IV.2) : Graphe montrant la variation de β en fonction de $\frac{h}{V_s \cdot T}$

Il est utile de rappeler que l'amortissement radiatif est un signe d'occurrence du phénomène de l'ISS.

Dans notre cas le rapport de rigidité entre le sol et la structure tourne autour de 9% à 10% ce qui, comme l'exprime le graphe de la figure (IV.2), indique un amortissement radiatif, et donc une interaction sol structure, considérable.

Plus la structure est rigide par rapport au sol, plus le rapport de rigidité entre le sol et la structure est élevé ce qui fait que les effets de l'ISS se manifestent davantage sur la réponse sismique.

Conclusion

Après avoir calculé la réponse sismique de la structure en prenant en compte l'ISS en nous appuyant sur le code **ASCE 7-16**, nous avons remarqué que l'ISS a réduit la réponse sismique de la structure. Une diminution qui s'est manifesté à la fois sur l'effort tranchant à la base et sur le déplacement au sommet. Elle permet donc de réaliser des économies sur le coût de réalisation tout en gardant un usage sûr de la structure.

Ensuite, et du fait que la méthode soit assez simple à appliquer, son intégration au **RPA99/03** devrait être envisageable voire recommandée puisqu'elle s'inscrit parfaitement dans la logique de l'optimisation du coût, une des logiques maitresses de l'ingénierie en général, et l'ingénierie génie civil en particulier.

Elle peut être utilisée non seulement pour calculer la résultante sismique à la base de la structure, mais aussi pour vérifier les résultantes obtenues par l'analyse sismique par éléments finis des modèles 3D. De même, cette méthode peut offrir un ordre de grandeur concernant la variation des composantes de la réponse sismique due à l'ISS.

Ceci, à condition bien-sûr, de prendre des mesures de sécurité en fixant des marges d'erreurs et des seuils minimums à ne pas dépasser, car après tout, le comportement du sol reste assez imprévisible.

Conclusion générale

Ce mémoire de fin d'études a été une occasion de revoir des notions de bases de notre cursus d'ingénieur, mais aussi d'en découvrir bien d'autres. Des concepts généraux de la construction parasismique, allant à la comparaison des résultats d'analyse modale spectrale d'un modèle 3D et un modèle réduit, arrivant au calcul de la réponse sismique de la structure avec prise en compte de l'ISS, nous avons pu, et comme voulu, approfondir nos connaissances dans la branche du génie parasismique. Une branche d'une importance primordiale dans le domaine des travaux publics puisqu'elle permet de pallier au risque sismique qui est le plus mortel du domaine.

La comparaison des modèles 3D et brochette lors de l'analyse modale spectrale a démontré que, naturellement, le modèle 3D donne des résultats plus réaliste et plus précis mais le modèle brochette demeure toutefois assez approximatif et fiable dans la mesure où la structure soit assez simple de conception.

Le calcul de la réponse sismique suivant l'**ASCE 7-16** en tenant compte de l'ISS a permis de voir ses effets sur la réponse sismique à savoir, allongement de la période, et réductions des efforts et déplacements.

Tout ça n'a été possible qu'à l'aide des logiciels de modélisation et de calculs numériques qui ont permis une approche réaliste, et de la structure, et de sa réponse sismique.

Ce travail fut donc une expérience de recherche très riche, non seulement de par son apport en notions théoriques et pratiques du domaine des travaux publics en général, et celui du génie parasismique en particulier, mais aussi par les techniques de recherche, analyse et synthèse. De plus, on a vu qu'il est possible, pratique, et même recommandé d'inclure la méthode de prise en compte de l'ISS dans le calcul de la réponse sismique d'une structure, au **RPA99/03**. Elle pourrait avoir le même rôle que la méthode statique équivalente, à savoir, le calcul de la résultante des forces sismiques et la vérification des résultats obtenus par analyse modale spectrale des modèles 3D, dans le contexte d'une interaction sol structure.

Notre mémoire, de par la richesse et la diversité de son contenu a très bien clôturé les cinq années de notre cursus, ce qui, à coup sûr, va nous permettre d'aborder le monde professionnel ou post-graduel avec un savoir et un savoir-faire qualifiants.

Chapitre Master :
Effets de l'interaction
sol structure sur
l'effort sismique

Chapitre Master : Effets de l'interaction sol structure sur l'effort sismique

I.1 Introduction

L'échelle des dégâts socio-économiques causés par un séisme dépend grandement des caractéristiques du mouvement du sol. Les mouvements sismiques du sol dépendent eux, de trois facteurs, à savoir : les caractéristiques de la source du séisme, le type d'ondes sismiques résultantes et leur trajectoire de propagation et enfin les conditions locales du site.

De même, les caractéristiques dynamiques de la structure influencent sa réponse vis-à-vis du séisme et du coup les efforts auxquels elle sera sujette. La question qui se pose est de savoir comment ces deux éléments (sol et structure) interagissent et dans quelle mesure le mouvement du sol support est affecté par la réponse de la structure, dont la réponse sera elle-même modifiée par le mouvement du sol support. Le terme générique regroupant l'étude de ces phénomènes est désigné dans la littérature sous le nom d'interaction sol structure.

Le problème de l'interaction sol structure (ISS) est devenu une caractéristique importante de l'ingénierie structurelle, surtout avec l'avènement de structures massives et construites sur des sols meubles tels que les centrales nucléaires, les barrages en béton, les gratte-ciels et les ponts. Les tunnels et les ouvrages souterrains peuvent également nécessiter une attention particulière. Si une structure légère et flexible est construite sur un sol rocheux et donc très rigide (base fixe), l'hypothèse est que le mouvement sismique à la base de la structure est identique à celui du champ libre. Si la structure est très massive et rigide, et le sol relativement meuble (base flexible), le mouvement à la base de la structure peut être très différent de celui du champ libre.

Pour les codes de conception des bâtiments, il est important de prendre en compte l'effet de l'ISS. L'objectif de ce chapitre est d'éclaircir les concepts de base de l'ISS, puis d'en étudier l'effet sur les caractéristiques dynamiques de notre structure, et ce en suivant une méthode spécifique de prise en compte de l'ISS dans l'analyse sismique d'une structure.

I.2 Définition de l'interaction sol structure

Si la structure est portée par un sol meuble, l'inaptitude de sa fondation à se conformer aux déformations du champ libre va dévier son mouvement de celui du champ libre (Le sol entourant la structure et qui n'est pas affecté par son mouvement). Aussi, la réponse dynamique de la structure elle-même induit une déformation dans le sol support. Ce processus dans lequel la réponse du sol influence le mouvement de la structure et la réponse de la structure influence le mouvement du sol est connu comme interaction sol structure.

Ces effets sont plus significatifs pour les structures rigides et/ou massives portées par un sol meuble. Pour les structures souples/légères portées par un sol rigide, ces effets sont généralement négligeables.

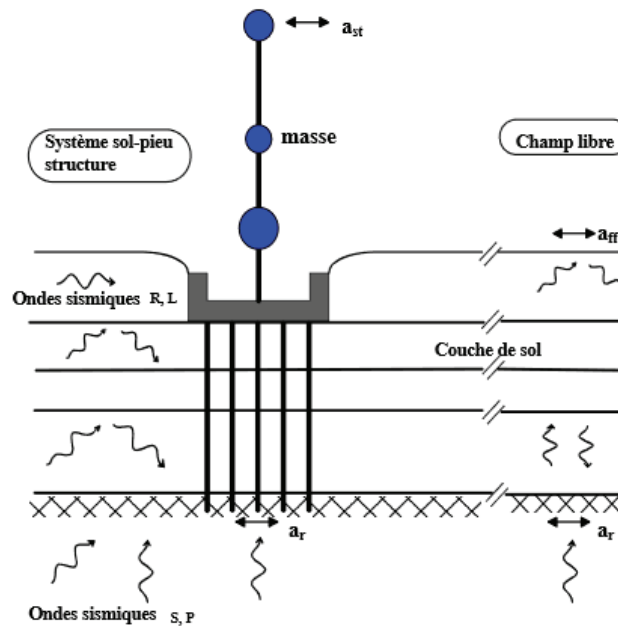


Figure. (V.1) : Illustration de l'interaction sol structure (Pecker,2015)

L'interaction dynamique sol structure consiste essentiellement en deux interactions, à savoir : l'interaction cinématique et l'interaction inertielle.

I.3 Types d'interaction

I.3.1 Interaction cinématique :

L'effet ISS associé à la rigidité de la structure est appelé interaction cinématique. Cela est expliqué à l'aide de la figure (V.2) (a – d). Dans la figure (V.2) (a), le tapis sans masse de la fondation limite la composante verticale du mouvement du sol en raison de sa rigidité en flexion.

De ce fait, au lieu du mouvement du sol en champ libre, la base de la structure se déplace différemment (c'est-à-dire que le mouvement du sol est différent de celui de la fondation).

De plus, la structure provoque un changement de nature du mouvement du sol à proximité et au-dessous de la fondation. Des exemples similaires d'interaction cinématique sont montrés dans la figure (V.2) (b et c). À la figure (V.2) (b), une onde de cisaillement se propageant verticalement est confinée par la fondation intégrée. Dans la figure (V.2) (c), la rigidité axiale de la dalle de fondation empêche le mouvement de sol incohérent produit sous la fondation. Pour les ondes S se propageant verticalement uniquement, le mouvement de rotation induit dans la fondation par l'interaction cinématique est montré dans la figure (V.2) (d). Le champs d'ondes incident est réfléchi et diffracté par les fondations et donc modifie le mouvement total du sol au voisinage de celles-ci.

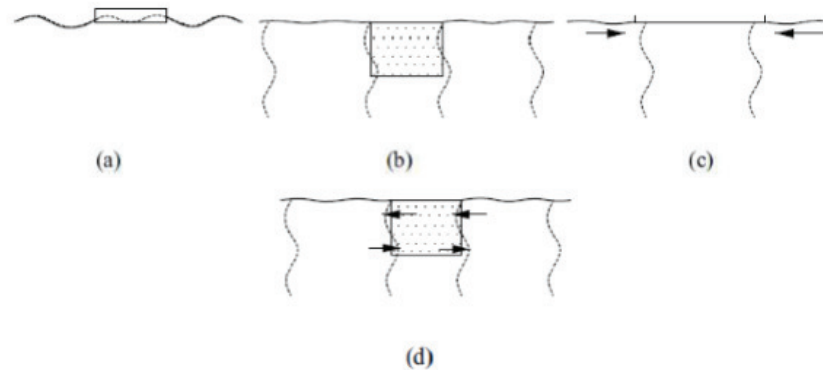


Figure (V.2) : interaction cinématique : (a) mouvement vertical modifié ; (b) mouvement horizontal modifié ;
(c) prévention des mouvements de sol incohérents ; et (d) mouvement de balancement induit

I.3.2 Interaction inertielle :

La masse de la structure la pousse à réagir de manière dynamique. L'effet ISS qui est associé à la masse de la structure est appelée interaction inertielle. Il est purement causé par les forces d'inertie (accélération sismique fois la masse de la structure) générées dans la structure par le mouvement de ses masses pendant la vibration. Les charges inertielles appliquées à la structure conduit à un moment de renversement et à un cisaillement transversal comme l'illustre la figure (V.3). Si le sol porteur est meuble, la force d'inertie transmet des forces dynamiques à la fondation, entraînant un déplacement dynamique qui ne se produirait pas dans le cas d'une structure à base fixe.

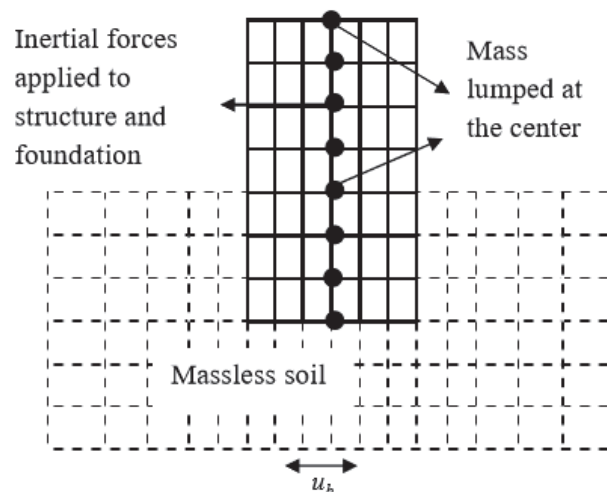


Figure (V.3) : Interaction inertielle (Evaluation of soil–foundation–structure interaction effects on seismic response demands of multi-story MRF buildings on raft foundations)

I.4 Méthodes de prise en compte de l'interaction sol structure

Parmi les méthodes de prise en compte de l'interaction sol structure on peut distinguer les méthodes globales (directes), qui résolvent, comme leur nom l'indique, le problème global et celles qui s'appuient sur une décomposition du système en sous-systèmes, ces méthodes sont désignées sous le nom générique de méthodes de sous structure.

Enfin il existe des méthodes combinant les deux premières tout en tirant profit des qualités de chacune. Ces méthodes s'appellent les méthodes hybrides.

I.4.1 Méthode directe ou globale

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

$$M\ddot{U} + C\dot{U} + KU = -MI\ddot{U}_g \quad (5.1)$$

Où :

$\ddot{U}$ Représente le vecteur des déplacements relatifs du système par rapport à l'assise ;

I : un vecteur unité, donnant la direction de la sollicitation $\ddot{U}_g$;

M, K, C les matrices de masse, de raideur et d'amortissement du système.

Généralement la technique de résolution est basée sur la méthode des éléments finis qui présente la plus grande flexibilité et permet en outre la prise en compte de phénomènes non linéaires, tel le comportement anélastique des matériaux (sol plus souvent), ou aux interfaces sol-structure (décollement ou glissement d'ouvrages sur leur fondation). La résolution par une méthode globale est illustrée sur la figure (V.4) :

- Le mouvement sismique de dimensionnement est connu (spécifié) à la surface du sol, en champ libre ;
- Le mouvement est calculé à la base inférieure du modèle, choisi à une profondeur suffisante pour que la présence d'une structure en surface n'affecte pas ce mouvement ; cette étape est connue sous le nom de déconvolution du mouvement sismique ;
- Le mouvement déconvolué est imposé uniformément à la base du système sol structure et la réponse est calculée par résolution de l'équation (5.1).

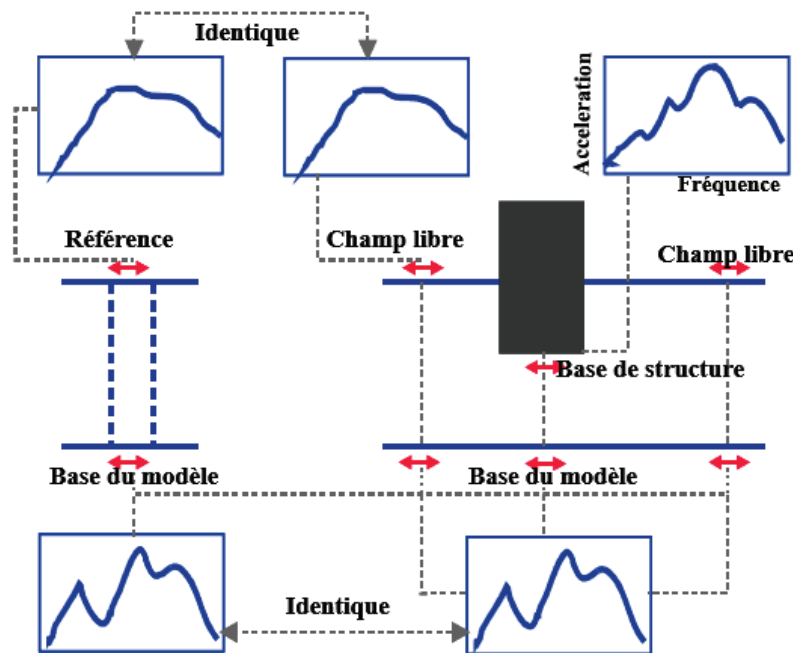


Figure (V.4) : Schématisation d'un problème d'interaction sol structure en éléments finis (Pecker, 2015)

- Avantages :
 - Cette méthode permet une modélisation précise de l'ISS. En effet, le sol est modélisé avec des éléments finis qui tiennent compte du comportement non linéaire du sol. Alors l'effet de l'ISS est constaté avec précision en utilisant cette méthode.
- Inconvénients :

Cette méthode présente plusieurs inconvénients et difficultés d'application qui sont cités ci-dessous :

- 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 différentes 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 ce qui engendre des temps de calculs contraignants.

I.4.2 Méthode de sous structure

La méthode des sous-structures est plus efficace du point de vue calcul que la méthode directe, car la plupart des inconvénients de la méthode directe peuvent être évités si la méthode des sous-structures est utilisée. Dans cette méthode, le mouvement d'entrée effectif est exprimé initialement en termes de mouvements de champ libre de la couche de sol. Dans la suite de cette étape, le sol / support de fondation et la structure sont représentés sous la forme de deux modèles ou sous-structures mathématiques indépendantes, comme illustré à la figure (V.5).

La connexion entre eux est assurée par des forces d'interaction d'amplitude égale, agissant dans des directions opposées des deux sous-structures. Les mouvements totaux développés à l'interface sont les sommes des mouvements de champ libre à l'interface du sol sans la structure ajoutée et les mouvements supplémentaires résultant de l'interaction.

Comme il est expliqué dans ce paragraphe, la méthode des sous-structures est avantageuse car elle permet de décomposer le système complexe sol structure la structure complexe du sol système en parties plus faciles à gérer, plus faciles à résoudre et à vérifier.

Comme la rigidité et les propriétés d'amortissement du sol dépendent de la fréquence, il est plus pratique d'effectuer l'analyse de la réponse sismique dans le domaine fréquentiel, puis obtenir l'historique de réponse puis à nouveau le transformer dans le domaine temporel.

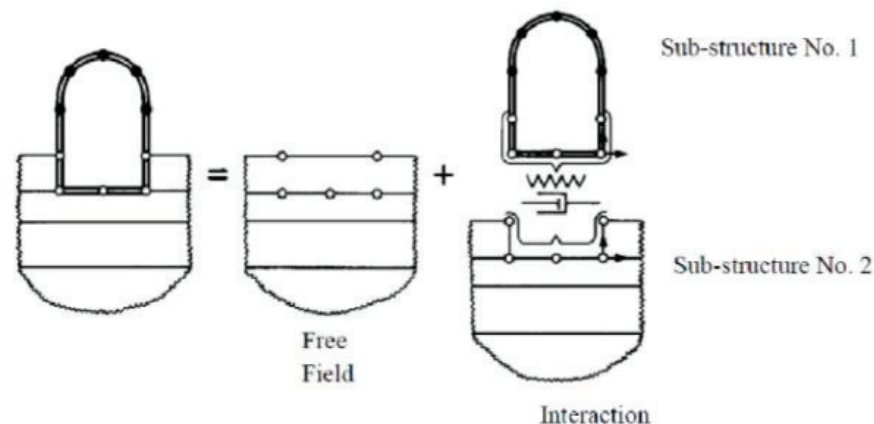


Figure (V.5) : Interaction sol structure par la méthode des sous-structures. (Wolf,1985)

- Avantages :

Contrairement à la méthode directe qui utilise les éléments finis pour modéliser le sol, la méthode de sous-structure utilise les fonctions d'impédances dynamiques (ressorts) pour représenter les caractéristiques sol-fondation. De ce fait, la méthode de sous-structure raccourcit beaucoup le temps de calcul par comparaison avec la méthode directe. Il en est de même que l'utilisation de l'impédance simplifie les hypothèses de calcul par comparaison à celles qu'il faut introduire à un modèle utilisant la méthode directe.

- Inconvénients :

Cette méthode est basée sur le principe de superposition, alors elle exige une hypothèse d'un sol linéaire et d'un comportement de structure linéaire. Dans la pratique cette exigence n'est pas parfaite et elle est supposée d'une manière équivalente.

I.4.3 Méthode hybride

Cette méthode est issue de la combinaison de la méthode directe et de sous-structure, tout en profitant des avantages de chacune. Cette méthode décompose le problème en deux sous-domaines. Le premier domaine semi-infini est appelé champ lointain, il est formé du sol seulement et il est pris suffisamment loin de la fondation pour qu'il ne soit pas influencé par L'ISS.

Pour ces raisons, on considère ce champ comme élastique (linéaire) et on utilise les méthodes adaptées aux problèmes linéaires (impédance dynamique) pour sa modélisation. Ainsi, c'est dans ce champ que vont pouvoir être considérés les dissipations d'énergies dues à l'amortissement radiatif. Le deuxième domaine fini est appelé champ proche, il est formé d'une fondation superficielle et d'un volume fini du sol sous-jacent. Ce champ inclut toutes les hétérogénéités et non linéarités du système qui sont composées en deux parties : les non linéarités matérielles (plasticité du sol) et les non linéarités géométriques (décollement éventuel de la fondation). Il s'intègre dans le modèle de la superstructure et peut être traité par une méthode directe (la méthode des éléments finis) et aussi le concept du macroélément peut être utilisé.

- Avantages :

L'avantage de la méthode hybride c'est qu'elle simplifie le problème en considérant deux champs : champs proche et champs lointain. Elle utilise l'impédance dynamique pour modéliser le champ lointain tandis que la méthode des éléments finis ou le macroélément sont utilisés pour modéliser le champ proche. De cette façon, cette méthode réduit le temps de calcul par comparaison avec la méthode directe. Comme la méthode directe, cette méthode donne une modélisation précise de l'ISS, puisqu'elle prend en considération la non-linéarité dans le champ proche du sol.

- Inconvénients :

Ce genre de méthodes nécessite une modélisation sophistiquée.

Dans les cas académiques courants, nous avons recours à la méthode hybride pour tenir compte des effets de l'ISS sur les structures étudiées. Dans la suite de ce chapitre nous allons d'abord traiter la notion d'impédance vu son importance dans la prise en compte de l'ISS. Par la suite nous allons expliciter les effets de l'ISS sur les propriétés dynamiques d'une structure. Enfin nous allons appliquer ces notions pour prendre en compte l'ISS dans l'étude sismique de notre structure.

I.5 L'impédance dynamique

I.5.1 Notion d'impédance

Pour illustrer cette notion, considérons une fondation circulaire rigide reposant à la surface d'un demi-espace élastique homogène et isotrope (figure (V.6)).

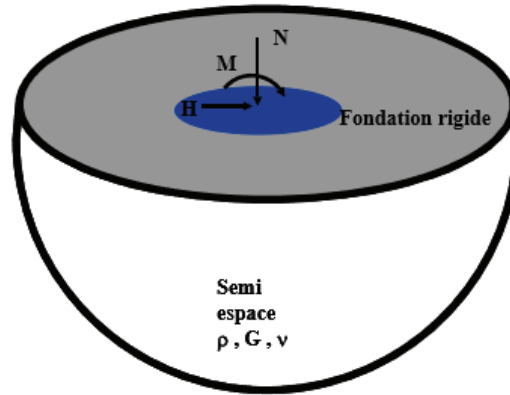


Figure (V.6) : Impédance d'une fondation superficielle circulaire. (Pecker,2015)

La fondation est caractérisée par son rayon r_0 , et le semi espace par sa masse volumique ρ et deux paramètres de comportement, par exemple le module de cisaillement G et le coefficient de poisson ν ; on utilisera également la célérité des ondes de cisaillement $V_S = \sqrt{\frac{G}{\rho}}$ pour définir le semi espace.

Par définition, l'impédance de la fondation est égale à la réaction exercée sur la fondation sans masse lorsqu'elle est soumise à des déplacements harmoniques unitaires dirigés suivant l'un quelconque de ses degrés de liberté. La fondation étant sans masse l'impédance représente également le quotient d'une force directement appliquée à la fondation (qui est égale à la réaction du sol) par le déplacement résultant.

Une fondation rigide possédant six degrés de liberté est représentée par une matrice d'impédance qui a pour dimension 6×6 ; si la fondation est de forme quelconque, les différents degrés de liberté sont couplés et la matrice d'impédance est pleine. Si la fondation possède des symétries, certains des termes de couplage (termes hors diagonale) disparaissent. Dans le cas de la fondation circulaire, il existe 4 degrés de liberté : les translations horizontale et verticale, la rotation autour d'un axe horizontal et la rotation autour d'un axe vertical.

La translation verticale et la rotation autour d'un axe vertical sont totalement découplés des autres degrés de liberté ; par contre, en toute théorie, le déplacement horizontal et la rotation autour d'un axe horizontal sont couplés entre eux ; cependant, pour la fondation superficielle le terme de couplage est négligeable et il est licite de considérer que la matrice d'impédance est une matrice diagonale de dimension 4×4 . Chaque terme de la matrice représente donc le quotient de la force appliquée par le déplacement résultant suivant le même degré de liberté. Dans la suite du paragraphe on raisonnera donc sur un des termes de la matrice que l'on notera K , par exemple celui correspondant au déplacement vertical, sachant que les considérations qui sont développées sont également applicables aux autres termes ; on dénommera ce terme par le vocable générique impédance.

Dans le cas statique, la grandeur qui s'oppose à la force appliquée sur la fondation et qui détermine la réaction du sol est appelée rigidité statique K_{ST} indépendante de la fréquence d'excitation. Le déplacement de la fondation sera de la forme :

$$Z_{ST} = \frac{P}{K_{ST}} \quad (5.2)$$

Z_{ST} : déplacement de la fondation sous charge statique ;

P : force statique appliquée à la fondation ;

K_{ST} : rigidité statique de la fondation ;

Dans le cas dynamique, la réaction du sol est déterminée non seulement par la rigidité qui devient dynamique (dépend de la fréquence d'excitation) mais aussi de l'amortissement. Le sol s'oppose au mouvement par sa rigidité et par son taux d'amortissement. Cette nouvelle grandeur qui caractérise l'opposition du sol aux déplacements qui sont imposés à la fondation et nommée impédance.

Pour mieux comprendre la structure de l'impédance, prenons un oscillateur à un seul degré de liberté soumis à une force harmonique $P e^{i\omega t}$. Le déplacement résultant est de la forme :

$$Z(t) = \frac{P e^{i\omega t}}{(k - m\omega^2) + i\omega c} \quad (5.3)$$

ω : pulsation d'excitation ;

k : rigidité de l'oscillateur ;

m : masse de l'oscillateur ;

c : amortissement de l'oscillateur ;

Par définition l'impédance de l'oscillateur simple s'écrit :

$$K = (k - m\omega^2) + i\omega c = k \left[1 - \left(\frac{\omega}{\omega_n} \right)^2 + 2i\xi \frac{\omega}{\omega_n} \right] \quad (5.4)$$

Dans laquelle on a utilisé les notations usuelles de l'oscillateur simple : ω_n et ξ désignent la pulsation propre et le pourcentage d'amortissement critique.

L'examen de la relation (5.4) montre que l'impédance est le produit d'un terme correspondant à la raideur (rigidité) statique k et d'un terme qui représente la partie dynamique, ce terme comporte une partie réelle et une partie imaginaire qui provient du fait que le déplacement est déphasé par rapport à la force appliquée. Ce déphasage est lié à la dissipation d'énergie du système.

Par analogie avec l'équation (5.4), l'impédance de la fondation peut s'écrire sous la forme générale :

$$K = K_S [k_1(\omega) + i a_0 c_1(\omega)] \quad (5.5)$$

Avec :

$$a_0 = \frac{\omega r_0}{V_S} \quad (5.6)$$

Pour une fondation rectangulaire :

$$a_0 = \frac{\omega B}{V_S} \quad (5.6)'$$

B : demi-largeur de la fondation

Elle se compose d'un terme multiplicatif qui est la raideur statique (raideur à fréquence nulle) de la fondation K_S et d'une partie représentant la contribution dynamique. Cette contribution dynamique comporte une partie réelle et une partie imaginaire. Les coefficients a_0 , k_1 et c_1 sont sans dimension et dépendent de la pulsation ω .

Il est instructif de donner une interprétation physique à la notion d'impédance. Par définition l'équation (5.6) donne la réaction R du sol exercée sur la fondation, soit :

$$R = K_S [k_1(\omega) + i a_0 c_1(\omega)]z \quad (5.7)$$

Tenant compte du fait que pour une sollicitation harmonique :

$$\dot{z} = i\omega z \quad (5.8)$$

L'équation (5.7) peut s'écrire :

$$R = K_S k_1(\omega)z + \frac{K_S r_0 c_1(\omega)}{V_S} \dot{z} \quad (5.9)$$

La réaction du sol se compose donc de deux termes, proportionnels au déplacement et à la vitesse de la fondation. On peut donner à ces termes la signification physique d'un ressort et d'un amortisseur de caractéristiques :

$$\bar{K} = K_S k_1(\omega) \quad , \quad \bar{C} = \frac{K_S r_0 c_1(\omega)}{V_S} \quad (5.10)$$

qui dépendent de la pulsation ω . Par ailleurs on notera qu'il existe une dissipation d'énergie dans le système, représentée par l'amortisseur, bien que le milieu sur lequel repose la fondation soit élastique, donc non dissipatif. Cette dissipation provient du transport de l'énergie dans le milieu par les ondes issues du mouvement de la fondation : il s'agit de l'amortissement géométrique.

Si les termes de l'impédance étaient constants la modélisation de celle-ci dans le calcul dynamique de la structure, serait immédiate : on la représenterait pour chaque degré de liberté par un ressort et un amortisseur. Dans le cas général cette représentation n'est pas possible et oblige pour la résolution des problèmes d'interaction sol structure à se placer dans le domaine fréquentiel, comme cela a été fait pour l'établissement du théorème de superposition.

Il existe cependant des configurations pour lesquelles l'approximation par un ressort et un amortisseur (un pour chaque degré de liberté) indépendants de la fréquence est possible : c'est le cas en particulier pour la fondation rectangulaire étudiée dans ce projet.

Dans ce qui suit nous allons voir les formules d'impédance d'une fondation rectangulaire mises au point par Pais et Kausel en 1988.

I.5.2 Raideur statique et modificateur dynamique

Comme nous l'avons précédemment vu, l'impédance d'une fondation est divisée en deux termes. Le présent volet de ce chapitre concerne le premier terme de l'impédance : la raideur.

I.5.2.1 Raideur d'une fondation

La raideur d'une fondation est tout simplement sa résistance à un déplacement forcé selon un de ses degrés de liberté. Comme le montre l'équation (5.10), la raideur est un produit d'un coefficient de raideur statique noté K_s et d'un coefficient qui dépend de la fréquence $k_1(\omega)$.

Pais et Kausel en 1988 ont mis au point des formules de raideurs statiques pour les fondations surfaciques rectangulaires et rigide et qui dépendent des dimensions des fondations et des propriétés du sol support. Elles sont données en Annexe 5-1. Pour les fondations enterrées, les formules sont en annexe 5-2.

Pour avoir une approximation de la raideur dynamique qui soit indépendante de la pulsation d'excitation il suffit de multiplier la raideur statique par un modificateur dynamique.

I.5.2.2 Modificateur dynamique des raideurs statiques α

Pour simplifier le problème et l'extraire du domaine fréquentiel on a recours à des modificateurs dynamiques des raideurs statiques. Pour une fondation rectangulaire les modificateurs sont données en annexe 5-3.

I.5.3 Amortissement et modificateur dynamique

L'amortissement du sol est sa capacité à dissiper de l'énergie. Comme vu précédemment c'est le deuxième terme de l'impédance de la fondation. L'amortissement du sol noté β se divise en deux :

- L'amortissement matériel β_s qui tient compte des dissipations d'énergie par déformations plastiques du sol. Pour de faibles vibrations il est souvent négligé.
- L'amortissement radiatif β est dû à la dissipation de l'énergie en forme d'ondes de rayonnement s'éloignant de la fondation.

L'amortissement total des fondations noté β_f est calculé comme suit :

$$\beta_f = \beta + \frac{\omega}{\omega_n} \beta_s \quad (5.11)$$

L'amortissement matériel étant une propriété constante du sol et indépendante de l'excitation, la difficulté de l'estimation de l'amortissement de la fondation réside en l'estimation des ratios d'amortissement radiatif.

I.5.3.1 Ratios d'amortissement radiatif

Pais et Kausel en 1988, ont mis au point des formules permettant d'estimer les ratios d'amortissements radiatifs des fondations à partir des dimensions de la fondation et des propriétés du sol support. Ils sont explicités en annexe 5-4.

Pour les fondations encastrées, les ratios sont donnés en annexe 5-5.

I.5.3.2 Modificateur dynamique des ratios d'amortissements radiatifs

Pour obtenir le modificateur dynamique de l'amortissement radiatif il faut multiplier les termes β dans le tableau précédant par $\frac{2\alpha}{a_0}$.

I.6 Effets de l'ISS sur la réponse sismique d'une structure

Précédemment, nous avons défini l'ISS, ses types, et les différentes méthodes pour la prendre en compte lors de l'estimation de la réponse sismique.

Nous savons donc que l'ISS modifie la réponse sismique, en d'autres termes, la réponse sismique d'une structure sur base flexible est différente de celle sur base fixe pour un même séisme donné. Dans ce volet nous allons voir qu'est-ce qui différencie la réponse d'une structure sur base fixe de celle sur base flexible et donc les effets de l'ISS sur la réponse sismique d'une structure.

I.6.1 Allongement de la période

Tout d'abord, on considère une structure à un degré de liberté (SDOF) à base fixe (fondation rigide sur sol rigide) et avec une raideur k et une masse m , comme il est montré dans la figure (V.7). Une force statique F est appliquée sur la masse de ce système dans la direction x . Cette force cause une flexion de la structure et par suite un déplacement Δ de la masse m en haut de la structure:

$$\Delta = \frac{F}{k} \quad (5.12)$$

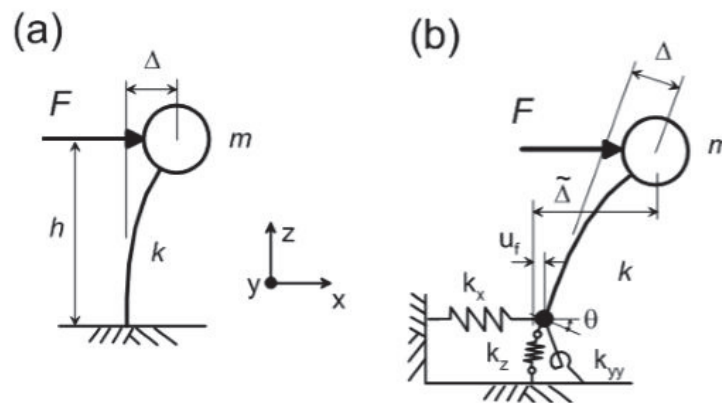
La période de d'oscillation de ce système sera de :

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} \quad (5.13)$$

m : masse de la structure ;

k : rigidité de la structure ;

T : période de la structure ;



Figure(V.7) : Modèle SDOF d'une structure soumise à une force F :
(a) : base fixe. (b) : base flexible. (NEHRP, 2012)

Ensuite, on considère le même oscillateur mais avec une base flexible (fondation rigide sur sol flexible). La flexibilité du sol est représentée par trois ressorts (vertical, horizontal et rotationnel) comme il est montré dans la figure (V.7). La raideur du ressort vertical dans la direction z est notée k_z , la raideur du ressort horizontal dans la direction x est notée k_x , et la raideur du ressort rotationnel est notée k_θ représentant la rotation autour de l'axe $y - y$ et dans le plan $x - z$. Si on applique la même force F sur ce système, on doit avoir un déplacement de la masse Δ égal au déplacement engendré sur la structure à base fixe, mais aussi un déplacement du ressort horizontal u_f causé par le cisaillement F à la base, et une rotation θ du ressort rotationnel causée par le moment à la base ($F * h$). Alors le déplacement total $\tilde{\Delta}$ de la masse m en haut de la structure sera de :

$$\tilde{\Delta} = \frac{F}{K} + u_f + \theta \cdot h \quad (5.14)$$

En remplaçant chaque déplacement par son rapport force/rigidité on obtient :

$$\frac{F}{\tilde{k}} = \frac{F}{k} + \frac{F}{k_x} + \frac{(F * h)}{k_\theta} * h \quad (5.15)$$

Si l'on divise chaque terme de l'équation par F on obtient :

$$\frac{1}{\tilde{k}} = \frac{1}{k} + \frac{1}{k_x} + \frac{h^2}{k_\theta} \quad (5.16)$$

En multipliant les deux termes de l'équation par $4\pi^2 * m$ et en les passant la racine carrée on obtient :

$$\tilde{T} = T \sqrt{1 + \frac{k}{k_x} + \frac{kh^2}{k_\theta}} \quad (5.17)$$

On remarque que :

$$\sqrt{1 + \frac{k}{k_x} + \frac{kh^2}{k_\theta}} > 1$$

Ce qui implique un allongement de la période d'oscillation.

En faisant l'analogie entre l'oscillateur et la structure, les ressorts et les raideurs des fondations, nous pouvons comprendre comment l'ISS modifie la période de vibration de la structure sur base flexible (sol meuble) et l'allonge par rapport à celle d'une structure posée sur base fixe (sol rigide).

Les raideurs de la fondation selon les différents degrés de liberté sont tirées des tableaux de formules de Kais et Kausel vus dans le volet précédent.

Remarque :

Dans le cas d'une analyse modale avec prise en compte de l'ISS, l'allongement périodique n'est appliqué qu'au premier mode de vibration (mode fondamental).

I.6.2 Modification de l'amortissement

Comme vu précédemment, l'ISS allonge la période d'une structure en oscillation car un sol meuble permet aux fondations de plus amples translations et rotations. Dans ce volet nous allons voir l'influence de l'ISS sur l'amortissement total de la structure.

I.6.2.1 Amortissement structurel

Une structure sur base fixe peut grâce à son amortissement dissiper l'énergie du séisme auquel elle est sujette et diminuer l'amplitude de ses oscillations au fil du temps. Cet amortissement structurel peut être :

- **Amortissement visqueux** : fournit par la capacité aux matériaux à dissiper l'énergie sismique dans le domaine de déformations élastiques et dépendant de la fréquence :

$$\xi = \frac{c}{2\sqrt{k.m}} \quad (5.18)$$

- **Amortissement matériel** : Concerne le domaine de déformations inélastiques et indépendant de la fréquence. Son amortissement visqueux équivalent est de :

$$\xi_{eq} = \frac{\eta}{2\left(\frac{\omega}{\omega_n}\right)} \quad (5.19)$$

Dans les cas courants, l'amortissement total de la structure est approximé entre 5% et 20%. Sa valeur dépend du type de contreventement utilisé.

On rappelle que le **RP499/03** préconise pour les structures contreventées par voiles comme la structure qui fait l'objet de notre étude, un amortissement de

$$\xi = 10\%$$

Remarque :

Dans la suite de ce travail nous allons désigner l'amortissement structurel ξ par le symbole β_i pour avoir une correspondance avec la littérature propre à ce domaine d'études.

I.6.2.2 Amortissement des fondations

Les fondations rigides, déforment le sol de par leur mouvement au cours d'un séisme créant un amortissement matériel (dissipation de l'énergie sismique par déformations non-linéaires). De plus, la rigidité supérieure des fondations par rapport au sol cause d'abord une réflexion des ondes sismiques incidentes, et aussi participe aux réflexions des ondes ayant une fois traversé la structure.

Ceci dispense la structure d'une partie de l'énergie sismique ce qui diminue l'excitation sismique sur la structure. Ce type d'amortissement est appelé amortissement radiatif.

L'amortissement des fondations noté β_f est calculé comme suit :

$$\beta_f = \beta + \frac{\omega}{\omega_n} \beta_s \quad (5.20)$$

β : Amortissement radiatif ;

β_s : Amortissement matériel ;

Comme cité précédemment l'amortissement matériel est une propriété intrinsèque du sol. L'amortissement radiatif par contre dépend en plus du sol, des dimensions et de la profondeur des fondations. Dans ce qui suit nous allons expliciter la démonstration qui a permis d'obtenir l'expression de l'amortissement des fondations β_f .

Arrêtons-nous à l'équation obtenue précédemment pour un oscillateur simple :

$$\frac{1}{\bar{k}} = \frac{1}{k} + \frac{1}{k_x} + \frac{h^2}{k_\theta} \quad (5.21)$$

Dans le cas d'une structure avec fondations rigides sur un sol meuble sujette à un séisme, les rigidités de l'oscillateur selon les différents modes de vibration sont remplacées par les impédances de la fondation :

$$\frac{1}{\bar{k}} = \frac{1}{\bar{k}} + \frac{1}{\bar{k}_x} + \frac{h^2}{\bar{k}_\theta} \quad (5.22)$$

Avec :

$$\bar{k}_j = k_j + i\omega c \quad (5.23)$$

Et :

$\bar{k}_j$: impédance des fondations ;

k_j : rigidité des fondations ;

ω : fréquence d'excitation ;

c : Amortissement des fondations ;

j : mode de vibration (translation ou rotation)

$$k_j = K_j * \alpha_j \quad (5.24)$$

K_j : Raideur statique ;

α_j : Modificateur dynamique des raideurs statiques ;

L'impédance peut s'écrire sous la forme :

$$\bar{k}_j = k_j(1 + 2i\beta_j) \quad (5.25)$$

Avec :

$$\beta_j = \frac{c\omega}{k_j} \quad (5.26)$$

β_j : Amortissement radiatif des fondations selon le mode de vibration j ;

En remplaçant l'équation (5.25) dans (5.22), nous obtenons :

$$\frac{1}{\tilde{k}(1+2i\beta_0)} = \frac{1}{k(1+2i\beta_i)} + \frac{1}{k_x(1+2i\beta_x)} + \frac{h^2}{k_\theta(1+2i\beta_\theta)} \quad (5.27)$$

β_0 : Amortissement total du système sol structure

Notez que les effets d'amortissement du sol par hystérésis ne sont pas pris en compte à ce stade mais sont introduits par la suite.

En multipliant et divisant chaque terme par son complexe conjugué, en négligeant le terme d'amortissement d'ordre supérieur (c'est-à-dire $\beta_0^2 \approx 0$) et en multipliant les deux côtés par k , on obtient:

$$\frac{k}{\tilde{k}}(1 - 2i\beta_0) = (1 - 2i\beta_i) + \frac{k}{k_x}(1 - 2i\beta_x) + \frac{k.h^2}{k_\theta}(1 - 2i\beta_\theta) \quad (5.28)$$

L'égalité dans l'équation (5.28) exige que les parties réelle et imaginaire des expressions à droite et à gauche du signe égal sont équivalentes. En conséquence, nous considérons l'équivalence des parties imaginaires exclusivement comme suit :

$$\beta_0 = \frac{\tilde{k}}{k}\beta_i + \frac{\tilde{k}}{k}\left(\frac{k}{k_x}\beta_x + \frac{kh^2}{k_\theta}\beta_\theta\right) \quad (5.29)$$

L'allongement de la période peut être récupéré du rapport de rigidité comme suit :

$$\frac{\tilde{k}}{k} = \frac{\tilde{k}}{m} * \frac{m}{k} = \frac{\tilde{\omega}^2}{\omega^2} = \frac{\tilde{\omega}^2}{2\pi} * \frac{2\pi}{\omega^2} = \frac{1}{(\tilde{T}/T)^2} \quad (5.30)$$

En utilisant l'équation (5.30), l'amortissement du système à base flexible peut maintenant être présenté en fonction de l'allongement de la période :

$$\beta_0 = \frac{1}{(\tilde{T}/T)^2} \beta_i + \frac{1}{(\tilde{T}/T)^2} \left(\frac{k}{k_x} \beta_x + \frac{kh^2}{k_\theta} \beta_\theta \right) \quad (5.31)$$

Pour simplifier d'avantage, nous introduisons les périodes de vibration fictives suivantes, calculées comme suit :

Si la translation ou la rotation des fondations est la seule source des vibrations, alors :

$$T_x = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k_x}} \quad ; \quad T_\theta = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k_\theta}} \quad (5.32)$$

L'amortissement total devient alors :

$$\beta_0 = \frac{1}{(\tilde{T}/T)^2} \beta_i + \frac{1}{(\tilde{T}/T_x)^2} \beta_x + \frac{1}{(\tilde{T}/T_\theta)^2} \beta_\theta \quad (5.33)$$

En prenant en compte l'amortissement matériel :

$$\beta_0 = \frac{1}{(\tilde{T}/T)^2} \beta_i + \left(1 - \frac{1}{(\tilde{T}/T)^2}\right) \beta_s + \frac{1}{(\tilde{T}/T_x)^2} \beta_x + \frac{1}{(\tilde{T}/T_\theta)^2} \beta_\theta \quad (5.34)$$

L'amortissement des fondations se calcule alors comme suit :

$$\beta_f = \frac{1}{(\tilde{T}/T_x)^2} \beta_x + \frac{1}{(\tilde{T}/T_\theta)^2} \beta_\theta \quad (5.35)$$

En prenant en compte l'amortissement matériel :

$$\beta_f = \left(1 - \frac{1}{(\bar{T}/T)^2}\right) \beta_s + \frac{1}{(\bar{T}/T_x)^2} \beta_x + \frac{1}{(\bar{T}/T_\theta)^2} \beta_\theta \quad (5.36)$$

I.6.2.3 Amortissement total

Après avoir obtenu l'amortissement radiatif, l'amortissement total de la structure avec prise en compte de l'ISS se calcule comme suit :

$$\beta_0 = \frac{1}{(\bar{T}/T)^2} \beta_i + \beta_f \quad (5.37)$$

Nous remarquons que l'amortissement total est une somme de l'amortissement structurel pondéré par un facteur impliquant le ratio des périodes, et celui des fondations.

L'ISS modifie donc l'amortissement d'une structure sur base flexible par rapport à celui d'une structure sur base fixe.

I.7 Modélisation de l'interaction sol structure

L'interaction sol structure est un phénomène complexe à modéliser vu le nombre de paramètres à prendre en considération et la difficulté à les assembler. Cette complexité rend sa modélisation coûteuse ce qui pousse les ingénieurs à se demander même si la prise en compte de l'ISS est vraiment indispensable. Des recherches ont été donc effectuées afin de déterminer si oui ou non une modélisation de la structure avec ISS est nécessaire et ce à partir des paramètres du sol et de la structure. Cette vérification est expliquée ci-dessous.

Commençons par définir le rapport de rigidités entre la structure et le sol :

$$\frac{h}{V_S * T}$$

h : hauteur de la structure ;

V_S : vitesse des ondes de cisaillement dans le sol ;

T : période de la structure à base fixe ;

Nous remarquons que ce ratio implique deux termes :

- La fraction (h/T) : exprime la rigidité de la structure. En effet plus la période est petite, plus la structure est rigide.
- La vitesse des ondes de cisaillement (V_S) : Plus la vitesse est grande, plus le sol est rigide.

Ce ratio exprime donc le rapport de rigidités de la structure et celle du sol. Plusieurs recherches ont démontré qu'il y'a interaction entre le sol et la structure si :

$$\frac{h}{V_S * T} > 0.05 \quad (5.38)$$

Même dans le cas où l'interaction sol structure doit être prise en compte, il existe des méthodes qui permettent d'approximer le comportement réel de la structure sur base flexible.

Ces méthodes, comme celle des sous-structures, sont certes moins précises que les méthodes globales mais réduisent considérablement le cout de l'étude.

Dans ce qui suit nous allons voir deux variantes de la méthode des sous-structures et expliquer leurs procédés.

I.7.1 Modèle généralisé à un seul degré de liberté (SDOF)

La démarche consiste à fusionner les caractéristiques du sol à celles d'un oscillateur à un (1) seul D.D.L à base fixe représentatif de la structure, pour avoir un oscillateur à base fixe représentatif du système sol structure, puis calculer les efforts sismiques, comme fait au chapitre IV.

I.7.1.1 Modélisation de la structure

Pour obtenir le modèle généralisé à un seul degré de liberté d'une structure, on doit tout d'abord l'assimiler à un oscillateur à plusieurs D.D.L (modèle brochette) détaillé dans le chapitre III volet 7.

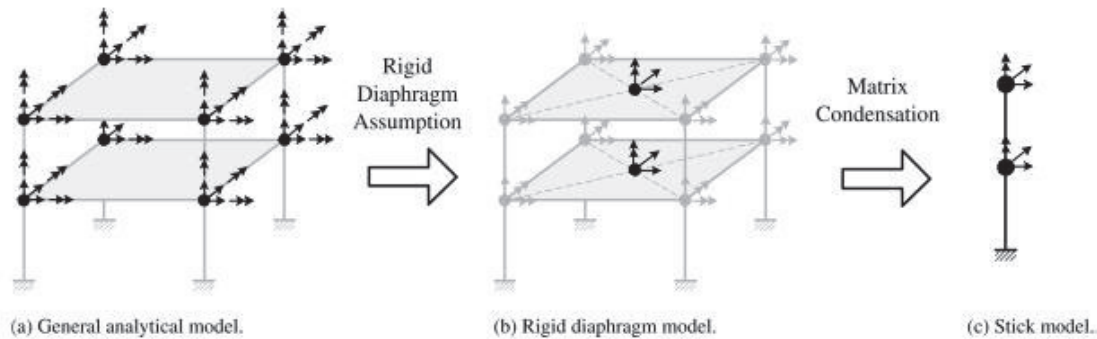


Figure (V.8) : Réduction du modèle réel vers à un modèle réduit de type « brochettes »

A la suite d'une analyse modale et la détermination des déformées (vecteurs propres) et périodes (valeurs propres) de chaque mode de vibration de cet oscillateur, il sera assimilé à un oscillateur représentatif à un (1) seul D.D.L. Le problème qui se pose est le choix des paramètres (M, K, h, β_i) qui caractérisent cet oscillateur représentatif.

Comme le premier mode de vibration (le mode ayant la plus grande période), aussi appelé mode fondamental, est connu pour avoir le plus grand degré de participation (valeur énergétique), on utilise ses paramètres modaux (masse, rigidité, et hauteur effectives) et donc sa période pour caractériser notre oscillateur représentatif.

Pour déterminer ces paramètres on procède comme suit :

Notons par M_1, K_1 et h_1 respectivement la masse, la rigidité, et la hauteur effectives du 1^{er} mode de vibration.

La masse effective se calcul par :

$$M_1 = \frac{L_1^2}{\bar{m}_1} \quad (5.40)$$

M_1 : Masse effective de la structure liée au 1^{er} mode (le plus dissipatif) ;

$\bar{m}_1$: Masse généralisée du 1^{er} mode ;

L_1 : Vecteur de coefficient de participation modale correspondant au 1^{er} mode ;

Tels que :

$$L_1 = \phi_1^T [M] \{r\} \quad (5.41)$$

Et :

$$\bar{m}_1 = \phi_1^T [M] \phi_1 \quad (5.42)$$

Avec :

$[M]$: Matrice de masse de de l'oscillateur ;

ϕ_1 : Vecteur représentant la déformée de l'oscillateur au 1^{er} mode ;

$\{r\}$: Vecteur d'influence de la structure ;

La rigidité effective est calculée à partir de la fréquence fondamentale de comme suit :

$$K_1 = M_1 * \omega_{n1}^2 \quad (5.43)$$

Enfin, la hauteur effective correspondant au 1^{er} mode h_1 :

$$h_1 = \frac{L_1^0}{L_1} \quad (5.44)$$

Tel que :

$$L_1^0 = \phi_1^T [M] \{h\} \quad (5.45)$$

$\{h\}$: Vecteur hauteur d'étage

L'amortissement β_i de l'oscillateur est pris équivalent à celui de la structure.

Remarque :

Pour un souci de calculs, les masses et hauteur effectives du 1^{er} mode, sont souvent estimées à 70% des masses et hauteur totales de la structure.

$$M_1 = 0.7 * M_T$$

$$h_1 = 0.7 h_T$$

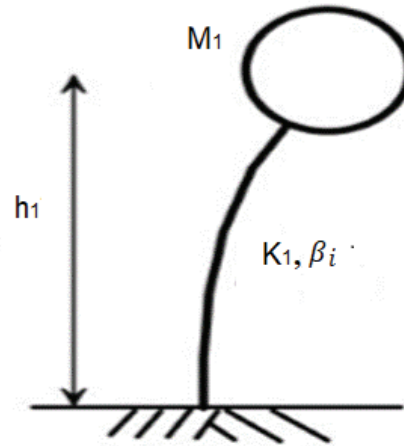


Figure (V.9) : Modèle réduit à 1 seul D.D.L d'une structure à base fixe

I.7.1.2 Modélisation du sol

Comme expliqué précédemment, le sol est représenté par un ensemble de ressorts qui symbolisent sa raideur et son amortissement. De là, on va sommer en parallèle les impédances des ressorts représentatifs du sol et la rigidité de l'oscillateur à base fixe, en parallèle, afin d'obtenir la rigidité du système sol structure.

$$\frac{1}{\bar{k}} = \frac{1}{k} + \frac{1}{k_x} + \frac{h^2}{k_\theta} \quad (5.46)$$

Cette modification de la rigidité va entraîner une augmentation de la période du système sol structure par rapport à celle de l'oscillateur à base fixe :

$$\tilde{T} = T \sqrt{1 + \frac{k}{k_x} + \frac{kh^2}{k_\theta}} \quad (5.47)$$

L'amortissement total du système β_0 est obtenu comme indiqué précédemment :

$$\beta_0 = \frac{1}{(\tilde{T}/T)^2} \beta_i + \beta_f \quad (5.48)$$

I.7.2 Modèle généralisé à plusieurs degrés de liberté (MDOF)

Après avoir vu la méthode d'obtention d'un modèle généralisé à un (1) seul D.D.L d'une structure en vue du calcul de sa réponse sismique en tenant compte de l'ISS, il nous est évident que si l'on considère le modèle généralisé à plusieurs D.D.L, l'approche approximative serait plus précise et les résultats plus proche du cas réel.

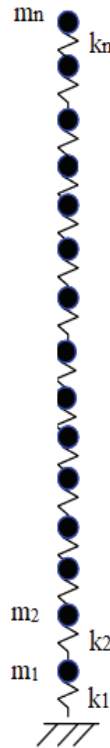


Figure (V.10) : Modèle généralisé à plusieurs degrés de liberté

I.7.2.1 Modélisation du système sol structure par méthode généralisée à plusieurs D.D.L

Cette méthode consiste, aussi, à fusionner les caractéristiques du sol à celles d'un oscillateur ; cette fois à plusieurs D.D.L (modèle brochette) et toujours à base fixe, représentatif de la structure, pour avoir un oscillateur à plusieurs D.D.L à base fixe représentatif du système sol structure, puis calculer sa réponse sismique.

Elle est proposée dans l'ouvrage « Dynamics of Structure and Foundation – A Unified Approach » proposé par « Indrajit Chowdhury » et « Shambhu P. Dasgupta ». Dans ce qui suit nous allons reprendre la démonstration mathématique qui permet « l'extension » du modèle généralisé à un seul degré de liberté en un modèle à plusieurs degrés de liberté.

Reprenons la formule (5.21) :

$$\frac{1}{\tilde{k}} = \frac{1}{k} + \frac{1}{k_x} + \frac{h^2}{k_\theta} \quad (5.21)$$

En multipliant les deux termes de l'équation par la masse on obtient :

$$\frac{m}{\tilde{k}} = \frac{m}{k} + \frac{m}{k_x} + \frac{mh^2}{k_\theta} \quad (5.49)$$

La trame 3D illustrée à la figure (V.11) est prise en compte pour la présentation de la méthode proposée. La structure a n degrés de liberté et est soumise à des réactions du sol sous

la forme de ressorts de translation et de rotation. Pour un système à n degrés de liberté, l'équation ci-dessus peut être écrite sous la forme :

$$\frac{[m]_{n \times n}}{[\tilde{k}]_{n \times n}} = \frac{[m]_{n \times n}}{[k]_{n \times n}} + \frac{[m]_{n \times n}}{[k_x]_{n \times n}} + \frac{[m]_{n \times n}[h^2]_{n \times n}}{[k_\theta]_{n \times n}} \quad (5.50)$$

$[m]_{n \times n}$: Matrice de masse de la structure ;

$[\tilde{k}]_{n \times n}$: Matrice de rigidité équivalente du système sol structure ;

$[k]_{n \times n}$: Matrice de rigidité de la structure à base fixe ;

$[k_x]_{n \times n}$: Matrice de rigidité à la translation selon l'axe x des fondations représentée par l'unique valeur k_x ;

$[k_\theta]_{n \times n}$: Matrice de rigidité à la rotation autour de l'axe y des fondations représentée par l'unique valeur k_θ ;

$[h^2]_{n \times n}$: Matrice des carrés des hauteurs d'étages de la structure ;

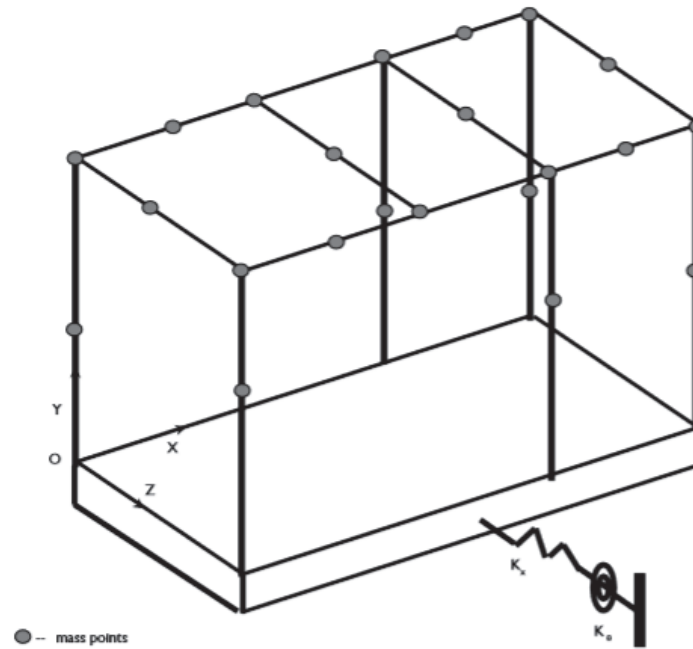


Figure (V.11) : Trame 3D illustrative du modèle généralisé avec des ressorts représentatifs du sol

En extrayant le facteur commun $[m]_{n \times n}$ on aboutit à :

$$\frac{[I]}{[\tilde{k}]} = \frac{[I]}{[k]} + \frac{[I]}{k_x} + \frac{[h^2]}{k_\theta} \quad (5.51)$$

$[I]$: Matrice d'identité d'ordre n dont l'élément diagonal est 1 ;

Définissons par $[F]$ la matrice de flexibilité du système avec les suffixes mentionnés précédemment pour les matrices de rigidité. Elle est définie par :

$$[F] = [k]^{-1} \quad (5.52)$$

L'équation (5.51) devient :

$$[\tilde{F}] = [F] + [F_x] + [F_\theta] \quad (5.53)$$

$[\tilde{F}]$: Matrice de flexibilité du système sol structure ;

$[F]$: Matrice de flexibilité de la structure ;

$[F_x]$: Matrice de flexibilité à la translation selon le l'axe x des fondations ;

$[F_\theta]$: Matrice de flexibilité à la rotation autour de l'axe y des fondations ;

Connaissant la matrice de flexibilité du système sol structure, on peut déduire sa matrice de rigidité :

$$[\tilde{k}] = [\tilde{F}]^{-1} \quad (5.54)$$

De là, on procède à une analyse modale classique d'un système à plusieurs degrés de liberté pour déduire les modes et pulsations propres du système sol structure.

Afin, de calculer la réponse sismique de ce système par analyse modale spectrale, il nous faut calculer sa matrice d'amortissement qui permettra de générer les spectres de réponses correspondant à chaque mode d'oscillation.

Pour démontrer la formule qui permet de calculer cette matrice, on revient au modèle généralisé à un seul degré de liberté, et précisément à l'équation (6.23) :

$$\beta_0 = \frac{1}{(\tilde{T}/T)^2} \beta_i + \left(\frac{(\tilde{T}/T)^2 - 1}{(\tilde{T}/T)^2} \right) \beta_s + \frac{1}{(\tilde{T}/T_x)^2} \beta_x + \frac{1}{\tilde{T}/T_\theta} \beta_\theta \quad (5.55)$$

En multipliant les deux termes de l'équation par le carré de la période du système sol structure $\tilde{T}$ on obtient :

$$\tilde{T}^2 \beta_0 = T^2 \beta_i + (\tilde{T}^2 - T^2) \beta_s + T_x^2 \beta_x + T_\theta^2 \beta_\theta \quad (5.56)$$

En convertissant les périodes en rapports masse-rigidité et en divisant par $4\pi^2$ on aboutit sur :

$$\frac{m}{\tilde{k}} \beta_0 = \frac{m}{k} \beta_i + \left(\frac{m}{\tilde{k}} - \frac{m}{k} \right) \beta_s + \frac{m}{k_x} \beta_x + \frac{m}{k_\theta} \beta_\theta \quad (5.57)$$

En divisant par la masse m et en transposant la rigidité $\tilde{k}$ du système sol structure on obtient :

$$\beta_0 = \tilde{k} \left[\frac{\beta_i}{k} + \left(\frac{1}{\tilde{k}} - \frac{1}{k} \right) \beta_s + \frac{\beta_x}{k_x} + \frac{\beta_\theta}{k_\theta} \right] \quad (5.58)$$

Pour une structure à n degrés de liberté, l'équation (5.57) s'écrit :

$$\frac{[m]_{n \times n}}{[\tilde{k}]_{n \times n}} [\beta_0] = \frac{[m]_{n \times n}}{[k]_{n \times n}} [\beta_i] + \left(\frac{[m]_{n \times n}}{[\tilde{k}]_{n \times n}} - \frac{[m]_{n \times n}}{[k]_{n \times n}} \right) [\beta_s] + \frac{[m]_{n \times n}}{k_x} [\beta_x] + \frac{[m]_{n \times n} [h^2]_{n \times n}}{k_\theta} [\beta_\theta] \quad (5.59)$$

Ce qui nous donne la formule générale de la matrice d'amortissement total du système sol structure :

$$[\beta_0] = [\tilde{k}] \{ [F][\beta_i] + ([\tilde{F}] - [F])[\beta_s] + [F_x][\beta_x] + [F_\theta][\beta_\theta] \} \quad (5.60)$$

$[\beta_0]$: Matrice des taux d'amortissement totaux du système sol structure combiné à n nombre de modes ;

Il est à noter que $[\beta_0]$ est non proportionnelle et ne constitue pas une matrice diagonale et que, sur la base de l'opération de matrice décrite ci-dessus, elle comporte des termes non diagonaux.

Une étude sur l'effet paramétrique montre que $[\beta_0]$ devient presque une matrice diagonale (c'est-à-dire que les termes hors diagonale disparaissent ou s'approchent de zéro) lorsque les rapports d'amortissement de la structure et du système de fondation du sol sont presque égaux.

Cependant, lorsque les taux d'amortissement varient considérablement, les termes hors diagonale ne disparaissent pas, mais leurs amplitudes sont relativement plus petites que les termes en diagonale qui ont l'effet le plus dominant sur le système.

Ainsi, s'il est possible d'arriver à une configuration de fondation où les taux d'amortissement de la structure et des fondations sont très proches les uns des autres, compte tenu de la diagonale, le taux d'amortissement modal par mode est tout à fait correct.

Même lorsque le terme non diagonal existe en raison de valeurs très variables pour la conception pratique, le terme de la diagonale est considéré comme une valeur réaliste, ce qui donne une base raisonnablement rationnelle pour estimer le rapport d'amortissement par mode plutôt que de deviner une valeur basée sur le ressenti.

Dans ce qui suit nous allons procéder par la méthode explicitée ci-dessus pour calculer la réponse sismique du modèle généralisé à plusieurs degrés de liberté.

I.7.2.2 Calcul de la réponse sismique

En utilisant le logiciel de calcul MATLAB et les fonctions d'impédance, nous allons modéliser le système sol structure par des matrices et des vecteurs puis nous allons calculer sa réponse sismique à l'aide du spectre de réponse du **RPA99/03**.

Ci-dessous, les étapes de modélisation et de calcul selon chaque axe de translation :

- Assemblage des matrices de masses et de rigidité de l'oscillateur à base fixe (Annexe 2).
- Effectuer une analyse modale et déduire la période fondamentale du modèle.
- Si la période fondamentale obtenue est différente de celle donnée par le logiciel ETABS nous allons procéder au « calibrage » de la matrice de masse.

Note : Le calibrage consiste à réassembler la matrice masse d'une manière à ce que la période fondamentale obtenue par analyse modale du modèle réduit à base fixe soit égale à celle obtenue par le logiciel de calcul par éléments finis ETABS. Pour ce faire, on doit multiplier la matrice masse $[m]$ par le ratio des périodes fondamentales analytique et numérique $\frac{T_N}{T_A}$, nous obtiendrons la matrice calibrée $[m]_{cal}$ (Annexe 2) qui permettra une plus grande précision lors de

l'estimation des modes et pulsations propres du modèle généralisé à plusieurs D.D.L du système sol structure.

- Assemblage de la matrice de rigidité du système sol structure en introduisant les raideurs dynamiques du sol (Annexe 6).
- Effectuer une analyse modale du système sol structure et obtention des modes et des périodes allongées (Annexe 7)
- Calcul des masses modales effectives en prévision du calcul de la réponse sismique.
- Pour chaque mode de vibration estimer la réponse sismique à l'aide du spectre de réponse du **RP A99/03**.
- Combiner les réponses par la méthode de sommation SRSS pour obtenir la réponse totale.

Après toutes ces étapes on a pu estimer la réponse sismique avec prise en compte de l'ISS. Les résultats selon chaque axe de translation sont résumés dans les tableau ci-dessous :

- Effort tranchant et moment par étage :

Tableau (V.1) : Efforts tranchant et moment par étage du modèle brochette avec prise en compte de l'ISS.

Niveau	hi (m)	Fx (KN)	Vx(KN)	My (KN.m)	Fy (KN)	Vy(KN)	Mx (KN.m)
Ch. de ref	70.4	406	406	2438	473	473	2841
Toit	64.4	2836	3243	18655	2959	3433	20007
14	59.4	2238	5482	40035	2245	5678	42154.
13	55.5	1958	7440	69052	1947	7625	71894
12	51.6	1811	9251	105133	1791	9417	108620
11	47.7	1671	10923	147733	1634	11051	151722
10	43.8	1548	12471	196370	1497	12549	200665
9	39.9	1433	13905	250600	1381	13930	254994
8	36	1325	15230	310000	1275	15206	314299
7	32.1	1218	16449	374153	1165	16371	378149
6	28.2	1103	17553	442610	1042	17414	446066
5	24.3	971	18524	514857	903	18318	517506
4	20.4	814	19339	590279	741	19059	591840
3	16.5	625	19964	668142	557	19617	668348
2	12.6	412	20377	747612	370	19987	746299
1	8.7	252	20629	834255	261	20248	831345
MEZZRDC	4.5	331	20961	928581	440	20689	924448

- Déplacements par étage :

Tableau (V.2) : Déplacements par étage du modèle brochette avec prise en compte de l'ISS.

Niveau	hi (m)	$\delta x(\text{mm})$	$\delta y(\text{mm})$	$\Delta x(\text{mm})$	$\Delta y(\text{mm})$
Ch. de ref	70.4	148	175	3	7
Toit	64.4	145	167	8	13
14	59.4	136	154	7	10
13	55.5	128	143	8	11
12	51.6	120	132	9	12
11	47.7	111	120	9	12
10	43.8	101	107	10	13
9	39.9	90	94	11	13
8	36	79	80	11	13
7	32.1	68	67	11	12
6	28.2	56	54	11	12
5	24.3	45	42	11	11
4	20.4	34	31	10	9
3	16.5	23	21	9	8
2	12.6	14	12	7	6
1	8.7	6	6	4	4
MEZZRDC	4.5	2	2	2	2

I.7.3 Modèle ETABS 3D

Outre le modèle généralisé à plusieurs degrés de liberté (modèle brochette), la manière la plus précise et la plus fiable de modéliser le phénomène de l'ISS est par éléments finis, possible par les logiciels de modélisation 3D.

Pour ce faire, nous allons modéliser le sol par l'intermédiaire de ressorts fixés à la base de la structure déjà modélisée. Les propriétés de ces ressorts sont les raideurs dynamiques du sol support.

Ayant calculé auparavant l'amortissement total du système sol structure, nous allons générer un spectre de réponse avec l'amortissement correspondant à chaque sens de vibration de la structure.

Après quoi nous pourrions passer à l'analyse modale spectrale du modèle 3D et avoir les efforts et déplacements par étage.

- Effort tranchant et moment de renversement par étage :

Tableau (V.3) : Efforts tranchant et moment par étage du modèle 3D avec prise en compte de l'ISS.

Niveau	hi (m)	Fx (KN)	Vx(KN)	My (KN.m)	Fy (KN)	Vy(KN)	Mx (KN.m)
Ch. de ref	70.4	788	788	4727	992	992	5952
Toit	64.4	3391	4179	25182	4928	5920	35452
14	59.4	2184	6363	49608	2619	8539	68374
13	55.5	1526	7889	79557	1513	10052	106362
12	51.6	1170	9059	113290	1038	11090	146753
11	47.7	996	10055	149807	953	12043	188559
10	43.8	940	10995	188722	994	13037	231846
9	39.9	919	11914	229998	979	14016	276996
8	36	875	12789	273704	909	14925	324295
7	32.1	803	13592	319845	865	15790	373885
6	28.2	746	14338	368349	900	16690	425925
5	24.3	732	15070	419152	993	17683	480709
4	20.4	745	15815	472254	1081	18765	538649
3	16.5	738	16554	527696	1110	19875	600146
2	12.6	679	17233	585466	1055	20930	665449
1	8.7	621	17854	650166	985	21915	740048
MEZZRDC	4.5	486	18340	722093	762	22678	824566

- Déplacement par étage :

Tableau (V.4) : Déplacements par étage du modèle brochette avec prise en compte de l'ISS

Niveau	hi (m)	δx (mm)	δy (mm)	Δx (mm)	Δy (mm)
Ch. de ref	70.4	119	207	9	20
Toit	64.4	109	187	8	17
14	59.4	101	169	7	14
13	55.5	95	156	7	14
12	51.6	88	142	7	14
11	47.7	81	128	7	14
10	43.8	73	115	8	14
9	39.9	66	101	8	13
8	36	58	88	8	13
7	32.1	50	75	8	13
6	28.2	42	62	8	12
5	24.3	35	50	7	11
4	20.4	27	39	7	10
3	16.5	20	28	6	9
2	12.6	14	19	5	8
1	8.7	8	11	4	5
MEZZRDC	4.5	5	6	5	6

I.7.4 Comparaison entre les résultats obtenus par les méthodes de prise en compte de l'ISS

Dans le troisième volet de ce chapitre nous allons comparer entre les résultats de l'analyse sismique du modèle généralisé à un seul degré de liberté (SDOF), celle du modèle à plusieurs degrés de liberté réduit (MDOF brochette) et celle du modèle ETABS 3D.

Les tableaux (V.5) et (V.6) mettent en comparaison les résultats obtenus pour les deux modèles. Ils mettent en évidence la période fondamentale allongée, l'effort tranchant à la base, le moment de renversement à la base et le déplacement au sommet de la structure. Ces grandeurs sont des indications sur le comportement global de la structure sous chargement sismique.

Notons par $\tilde{T}$, $\tilde{V}$, $\tilde{M}$, et $\tilde{\Delta}$ respectivement la période fondamentale allongée, l'effort tranchant à la base, le moment de renversement à la base et le déplacement au sommet de la structure.

- Selon l'axe x :

Tableau (V.5) : Récapitulatif des résultats obtenus pour les modèles 3D, SDOF et brochette selon l'axe x

	Modèle ISS 3D	Modèle ISS MDOF brochette	Modèle ISS SDOF
$\tilde{T}$ (s)	1.141	1.112	1.176
$\tilde{V}$ (KN)	18340	20840	21103
$\tilde{M}$ (KN.m)	824566	942228	981711
$\tilde{\Delta}$ (mm)	119	148	122

- Selon l'axe y :

Tableau (V.6) : Récapitulatif des résultats obtenus pour les modèles 3D, SDOF et brochette selon l'axe y

	Modèle ISS 3D	Modèle ISS MDOF brochette	Modèle ISS SDOF
$\tilde{T}$ (s)	1.289	1.2022	1.258
$\tilde{V}$ (KN)	22678	20496	19892
$\tilde{M}$ (KN.m)	722093	954493	945466
$\tilde{\Delta}$ (mm)	207	175	147

Remarques :

- Pour une translation suivant l'axe x, on remarque que les modèles approximatifs, à un seul ou à plusieurs degrés de liberté, sont sur estimatifs, que ce soit en matière d'effort tranchant ou de déplacements, contrairement au cas de la translation suivant l'axe y.
- Les modèles approximatifs sont sur estimatifs en matière de moment de renversement suivant les deux sens.

Interprétation :

Comme le mode de translation suivant l'axe x est un mode réellement couplé, les modes approximatifs suivant ce mode auront un caractère sur estimatif vu qu'il ne dissipent l'énergie sismique que suivant le mode de translation. Le cas de translation suivant l'axe y confirme cette hypothèse puisque réellement c'est un mode de translation pure, les modèles approximatifs ne seront donc pas sur estimatifs, au contraire, ils sont sous estimatifs.

Aussi, la sur estimation des moments de renversement à la base par les modèles approximatifs est due au fait que les ressorts représentatifs du sol soient concentrés en un seul point situé à la base du modèle, contrairement au cas du modèle 3D où les ressorts sont répartis sur toute la surface de la fondation.

I.8 Comparaison des réponses sismiques des modèles à base fixe et flexible

I.8.1 Comparaison des modèles brochette MDOF

- Suivant l'axe x :

	Base fixe	Base flexible	(%) de différence
T (s)	1.106	1.112	+0.54
V(KN)	24554	20840	-15.12
M(KN.m)	1081127	942228	-12.84
Δ (mm)	175	148	-15.21

- Suivant l'axe y :

	Base fixe	Base flexible	(%) de différence
T (s)	1.194	1.2022	0.68
V(KN)	23920	20496	-14.31
M(KN.m)	1096172	954493	-12.92
Δ (mm)	205	175	-14.38

Remarques :

Suivant les deux axes on a remarqué :

- Augmentation de la période de l'ordre de 0.5% à 0.7%.
- Diminution de l'effort tranchant de 14 % à 15%.
- Diminution du moment de renversement de l'ordre de 13%.
- Diminution du déplacement au dernier étage de 14-15%.

Interprétation :

Comme attendu, la prise en compte de l'ISS dans le calcul de la réponse sismique de notre structure a provoqué l'allongement de sa période et la réduction des efforts sismiques sollicitant.

Bien que le modèle brochette soit un modèle approximatif, la similarité des modèles pris en compte pour expliciter l'influence de l'ISS sur la réponse sismique a fait que les résultats obtenus soient en adéquation avec les prévisions théoriques du phénomène.

I.8.2 Comparaison des modèles 3D

- Suivant l'axe x :

	Base fixe	Base flexible	(%) de différence
T (s)	1.106	1.141	+3.16
V(KN)	19157	18340	-4.26
M(KN.m)	951532	824566	-13.34
Δ (mm)	115	119	+3.47

- Suivant l'axe y :

	Base fixe	Base flexible	(%) de différence
T (s)	1.194	1.289	+9.5
V(KN)	23485	22678	-3.43
M(KN.m)	813066	722093	-11.18
Δ (mm)	210	207	-1.42

Remarques :

Suivant les deux axes on a remarqué :

- Diminution de l'effort tranchant de 3 % à 4%.
- Diminution du moment de renversement de l'ordre de 11% à 13%.
- Augmentation de la période de l'ordre de 3% suivant l'axe x et 9% suivant l'axe y : Une diminution du déplacement au dernier étage suivant l'axe y de l'ordre de 1% contrairement au déplacement suivant l'axe x, qui lui s'est vu augmenté de 3%.

Interprétation :

La prise en compte de l'ISS dans le calcul de la réponse sismique de notre structure a provoqué l'allongement de sa période et la réduction des efforts sismiques sollicitant.

La différence dans l'ampleur de l'allongement périodique est due au fait que le mode de translation suivant l'axe y soit un mode de translation pure, la souplesse à la translation que fait acquérir le sol à la structure est entièrement exploitée et du coup un allongement d'envergure de la période est observé. Par contre le mode de translation suivant l'axe x est un mode couplé entre translation et torsion (voir analyse modale dans le chapitre III tableau (III.3) et analyse modale de l'annexe 8. De ce fait, la souplesse acquise par la structure par son interaction avec le sol n'est que partiellement exploitée est donc l'allongement de la période d'oscillation suivant l'axe x se voit inférieur par rapport à celui d'une oscillation suivant l'axe y.

La diminution du déplacement du dernier étage suivant l'axe y est tout à fait logique mais son augmentation suivant l'axe x peut sembler quelque peu paradoxale. Elle est simplement due au fait que le mode fondamental de translation suivant l'axe x soit un mode

couplé. Ce qui appuie cette hypothèse, c'est qu'on a enregistré une diminution du déplacement suivant cet axe dans l'analyse du modèle brochette, ce modèle qui ne prend pas en considération le couplage du mode fondamental de translation suivant l'axe x.

I.9 Simulation de l'ISS dans le cas d'un sol meuble

Comme on a enregistré de faibles influences de l'ISS sur la réponse sismique de la structure à cause de la nature ferme du sol, nous avons simulé le comportement sismique de la structure dans le cas d'un sol meuble sur les modèles ETABS 3D pour voir l'influence de l'ISS à grande échelle :

$$h/V_s * T = 32\% \text{ Pour une translation suivant l'axe x}$$

$$V_s = 200m/s \rightarrow$$

$$h/V_s * T = 29\% \text{ Pour une translation suivant l'axe y}$$

Dans ce qui suit, nous allons comparer les éléments de la réponse sismique de la structure à base fixe, et de la structure à base flexible sur sol meuble des modèles ETABS 3D.

- Pour une translation suivant l'axe x :

	Base fixe	Base flexible & sol meuble	(%) de différence
T (s)	1.106	1.192	+7.77
V(KN)	19157	14838	-22.54
M(KN.m)	951532	559251	-41.22
Δ (mm)	115	111	-3.47

- Pour une translation suivant l'axe y :

	Base fixe	Base flexible sol meuble	(%) de différence
T (s)	1.194	1.4	+17.25
V(KN)	23485	19536	-16.81
M(KN.m)	813066	713815	-12.2
Δ (mm)	210	209	-0.47

Remarques :

Suivant les deux axes on a remarqué :

- Augmentation de la période de l'ordre de 7% à 17%.
- Diminution de l'effort tranchant de 16 % à 22%.
- Diminution du moment de renversement de l'ordre de 12% à 40%.
- Diminution du déplacement au dernier étage de 0-3%.

Interprétation :

Nous remarquons que dans le cas d'un sol meuble, l'ampleur de l'allongement périodique et de la diminution des sollicitations à la base est plus grande. La nature meuble du sol a fait que l'ISS ait plus d'influence sur la réponse sismique de la structure. Ceci est prévisible par simple observation du rapport de rigidité sol structure ($h/V_s * T$) qui dépasse largement la valeur des 5%.

Par contre nous avons remarqué une faible diminution du déplacement au dernier étage. Ceci s'explique par le fait qu'un sol meuble permet une plus grande amplitude de balancement à la structure.

Conclusion

Que ce soit pour les modèles généralisés à un seul ou plusieurs degrés de liberté ou pour les modèles 3D, il est clair que la prise en compte de l'ISS diminue la demande sismique sur la structure. Cependant cette diminution dépend du modèle utilisé.

Dans le cas de la méthode préconisée par l'*ASCE7-16* vue au chapitre IV du projet de fin d'études, on a vu que la diminution de l'effort tranchant à la base avoisinait les 14% et une augmentation de la période d'environ 6%. Pour les modèles brochette, une diminution environnant les 14-15% sur l'effort tranchant à la base est enregistrée, et cela selon les deux sens d'accélération sismique x et y. Le moment s'est vu réduit de 12% tandis que le déplacement lui, de 14-15% toujours selon les 2 sens. Cette équivalence en matière de réduction d'efforts entre les deux sens est un bon signe de précision des calculs effectués.

Pour les modèles 3D, la prise en compte de l'ISS provoque une réduction d'effort tranchant de l'ordre de 4%. La période quant à elle s'est vue augmentée de 3-9 %. De plus, l'ISS a engendré une réduction du moment de renversement à la base d'environ 12%. Ces proportions relativement faibles des réductions sont dues principalement à deux facteurs :

- La nature du sol : le sol support est un sol ferme, de ce fait, on ne peut enregistrer une grande différence de la réponse sismique relativement à un sol dur.
- L'exactitude du modèle 3D : le modèle 3D est le moyen le plus précis de modéliser le comportement sismique d'un système sol structure, de ce fait les erreurs liées à la dissipation d'énergie suivant un seul sens, le couplage des modes, sont supprimées ce qui diminue la marge de différence des efforts par rapport aux modèles brochette et SDOF.

Aussi, la simulation de l'ISS sur un sol meuble a montré que l'ampleur de son influence sur la réponse sismique de la structure dépend grandement de la nature du sol et ses effets se font autant ressentir que le sol est meuble.

Au bout de ce travail donc, nous avons en premier lieu, bien assimilé le concept de l'ISS et ses effets sur la réponse sismique de la structure. Nous sommes maintenant en mesure, non seulement, de savoir si oui ou non la structure est sujette à l'ISS, mais aussi de prévoir

sa réponse sismique et ce par à l'aide des trois méthodes de modélisation du système sol structure traitées dans ce mémoire de master et projet de fin d'études.

Outre l'apport théorique en notions fondamentales et avancées des dynamiques des sols et des structures, ce mémoire a été très enrichissant en matière de travail d'équipe, méthodologie de travail, d'analyse et synthèse d'informations et notions théoriques et pratiques, ce qui fait qu'il ait répondu parfaitement aux objectifs de notre formation.

Toutefois, il serait très intéressant à l'avenir d'aborder le problème des effets de l'ISS sur la réponse sismique d'une structure par des approches plus pratiques. En effet, une étude sismique avec prise en compte de l'ISS d'une maquette à échelle réduite permettrait de dégager des résultats plus réalistes et précis. Cette technique était anciennement adoptée pour la conception et la construction des plus grandes cathédrales du monde, toujours sur pied jusqu'à nos jours.

Bibliographie

- [1] 2INDRAJIT Chowdhury and SHAMBU P.Dasgupta. *Dynamics of structure and foundation- A unified approach* (2009).
- [2] Alain Pecker. *Dynamique des sols* (2015).
- [3] Anil K.Chopra. *Dynamics of Structures*. CRC Press Taylor and Francis group (1995).
- [4] BENAHMED Baizid et NOUIJEM Ali. *Etude d'un batiment R+9 avec sous-sol* (2009).
- [5] BOU MEHDI Amine. Mémoire de master (*INTERACTION DYNAMIQUE SOL-STRUCTURE*) (2015).
- [6] Micheal James Givens. *Dynamic Soil-Structure Interaction of Instrumented Buildings and Test Structures* (2013).
- [7] Pais & Kausel. *Approximate formulas for dynamic stiffnesses of rigid foundations* Englewood Cliffs, N.J.: Prentice-Hall. (1988).
- [8] Cours de dynamique des structures de Mr HADID (2017).
- [9] Cours de MEF de Mme MEHIAOUI (2017).
- [10] Cours de mécanique des structures de Mme MESSAOUDI (2017).
- [11] Cours de dynamique des sols de Mr TOUNSI (2017).
- [13] Cours de bâtiment de Mme OUMOUSSA (2017).

Codes

- [1] American Society of Civil Engineers 7-16 (2016).
- [2] Béton armé aux états limites BAEL (1999).
- [3] CBA Règles de conception et de calcul en béton armé (1993).
- [4] Federal Emergency Management Agency 440 (2005).
- [5] National Earthquake Hazards Reduction Program (2012).
- [6] Règlement parasismique Algérien 1999 vérifié 2003.

Webographie

- [1] Site de CSi America <https://www.csiamerica.com>
- [2] Plateforme de chercheurs ResearchGate <https://www.researchgate.net>
- [3] Site de partage d'articles et de publications scientifiques <https://www.academia.edu>
- [4] Site de partage d'articles et de publications scientifiques <https://www.sciencedirect.com>
- [5] Site d'astuces pour ingénieur <https://www.eng-tips.com>
- [6] Site des ingénieurs génie civil <https://www.civilmania.com>
- [7] Plateforme des mémoires de génie civil <http://fliphtml5.com>
- [8] Site de l'office des publications universitaires Algérien <https://www.opu-dz.com>

Annexes**Annexe 1 : Poids sismiques par étage**

- Poids sismique de la chambre de refroidissement :

Terrasse	élément	Poids(KN)
	Dalle pleine	1030.6395
	Poutre	
	Poteaux	
	Voile	1939.05
	Murs	
Poids Total (KN)		2969.6895

- Poids sismique du toit :

Toit	élément	Poids (KN)
	Dalle pleine	7567.034
	Poutres	3219.225
	Poteaux	1610
	Voile	3781.25
	Murs	732
Poids Total(KN)		16909.509

- Poids sismique du 14^{em} étage :

Etage 14	élément	Poids(KN)
	Dalle pleine	7477.344
	Poutres	3201.225
	poteaux	1255.8
	voile	2949.375
	Murs	570.96
Poids Total (KN)		15454.704

- Poids sismique du 13^{em} étage :

Etage 13	élément	Poids (KN)
	Dalle pleine	7477.344
	Poutres	3409.7
	Poteaux	1602.9
	Voile	2949.375
	Murs	570.96
Poids total (KN)		16010.279

- Poids sismique du 2 au 12^{em} étage :

Etag 2-12	élément	Poids (KN)
	Dalle pleine	7477.344
	Poutres	3409.7
	Poteaux	1638
	Voile	2949.375
	Murs	570.96
Poids total (KN)		16045.379

- Poids sismique du 1^{er} étage :

Etag 1	élément	Poids (KN)
	Dalle pleine	7477.344
	Poutres	3645.3
	Poteaux	2098.88
	Voile	4436.35
	Murs	570.96
Poids total (KN)		18228.834

- Poids sismique de la mezzanine du rez-de-chaussée

MEZZRDC	élément	Poids (KN)
	Dalle pleine	5373.54
	Poutres	2934.6
	Poteaux	2248.8
	Voile	4753.23
	Murs	570.96
Poids total (KN)		15881.13

Annexe 2 : Matrices utilisées pour l'analyse modale spectrale de la structure à base fixeAnnexe 2-1 : Matrice de masse en t

1.0e+03 *

1.6852	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	1.8837	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	1.7962	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	1.7962	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	1.7962	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	1.7962	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	1.7962	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	1.7962	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	1.7962	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.7962	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.7962	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.7962	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.7962	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.7962	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.7829	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.8490	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2.0028	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.2573

Annexe 2-2 : Matrice de rigidité selon x en KN/m

1.0e+07 *

4.7527	-1.7003	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
-1.7003	2.6407	-0.9404	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	-0.9404	1.6866	-0.7462	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	-0.7462	1.3985	-0.6522	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	-0.6522	1.2386	-0.5864	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	-0.5864	1.1241	-0.5377	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	-0.5377	1.0376	-0.4998	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	-0.4998	0.9692	-0.4694	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	-0.4694	0.9134	-0.4441	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	-0.4441	0.8652	-0.4212	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	-0.4212	0.8169	-0.3958	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-0.3958	0.7605	-0.3647	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-0.3647	0.6890	-0.3242	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-0.3242	0.5888	-0.2645	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-0.2645	0.4073	-0.1428	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-0.1428	0.1691	-0.0263	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-0.0263	0.0263	0

Annexe 2-3 : Matrice de rigidité selon y en KN/m

1.0e+07 *

5.1744	-1.7613	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
-1.7613	2.8143	-1.0529	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	-1.0529	1.8648	-0.8119	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	-0.8119	1.4871	-0.6752	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	-0.6752	1.2528	-0.5777	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	-0.5777	1.0819	-0.5042	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	-0.5042	0.9513	-0.4470	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	-0.4470	0.8496	-0.4026	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	-0.4026	0.7702	-0.3676	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	-0.3676	0.7059	-0.3382	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	-0.3382	0.6484	-0.3101	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-0.3101	0.5895	-0.2793	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-0.2793	0.5217	-0.2424	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-0.2424	0.4367	-0.1943	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-0.1943	0.2955	-0.1012	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-0.1012	0.1163	-0.0151	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-0.0151	0.0151	0

Annexe 2-4 : Matrice de calibrage en t

1.0e+03 *

1.7909	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	2.0019	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	1.9090	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	1.9090	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	1.9090	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	1.9090	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	1.9090	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	1.9090	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	1.9090	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.9090	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.9090	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.9090	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.9090	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.9090	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.8948	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.9650	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2.1286	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.2734

Annexe 3 : Tableaux du RPA99/03 utilisés pour la MSE

Annexe 3-1 : Coefficient d'accélération de zone A

Groupe	Z o n e		
	I	II	III
1A	0,12	0,25	0,35
1B	0,10	0,20	0,30
2	0,08	0,15	0,25
3	0,05	0,10	0,15

Annexe 3-2 : Valeurs du facteur de comportement R

Cat	Description du système de contreventement (voir chapitre III § 3.4)	Valeur de R
<u>A</u>	<u>Béton armé</u>	
1a	Portiques autostables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
1b		3,5
2	Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie rigide	3,5
3	Voiles porteurs	3,5
4a	Noyau	5
4b	Mixte portiques/voiles avec interaction	4
5	Portiques contreventés par des voiles	2
6	Console verticale à masses réparties	2
	Pendule inverse	
<u>B</u>	<u>Acier</u>	
7	Portiques autostables ductiles	6
8	Portiques autostables ordinaires	4
9a	Ossature contreventée par palées triangulées en X	4
9b	Ossature contreventée par palées triangulées en V	3
10a	Mixte portiques/palées triangulées en X	5
10b	Mixte portiques/palées triangulées en V	4
11	Portiques en console verticale	2
<u>C</u>	<u>Maçonnerie</u>	
12	Maçonnerie porteuse chaînée	2,5

D	<u>Autres systèmes</u>	
13	Ossature métallique contreventée par diaphragme	2
14	Ossature métallique contreventée par noyau en béton armé	3
15		3,5
16	Ossature métallique contreventée par voiles en béton armé	4
17	Ossature métallique avec contreventement mixte comportant un noyau en béton armé et palées ou portiques métalliques en façades Systèmes comportant des transparences (étages souples)	2

Annexe 3-3 : Pourcentage d'amortissement critique ξ

	Portiques		Voiles ou murs
Remplissage	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Annexe 3-4 : Valeurs du coefficient C_T en fonction du contreventement

Cas n°	Système de contreventement	C_T
1	Portiques autostables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0,075
2		0,085
3	Portiques autostables en acier sans remplissage en maçonnerie	0,050
4	Portiques autostables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0,050
	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0,050

Annexe 3-5 : Valeurs du coefficient de pondération de la charge d'exploitation β

Cas	Type d'ouvrage	β
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0,20
2	Bâtiments recevant du public temporairement :	
	- Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout.	0,30
	- salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec	0,40
3	places assises	0,50
4	Entrepôts, hangars	1,00
5	Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés	0,60
	Autres locaux non visés ci-dessus	

Annexe 3-6 : Valeurs de la pénalité sur le facteur de qualité P_q

Critère q »	P_q	
	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

Annexe 4 : Raideurs statiques et dynamiques du sol

Annexe 4-1 : Raideurs statiques et dynamiques pour une translation selon x

		STATIC	DYNAMIC
		Kz	Kz
Stiffness	KN/m	30544370	31542396
Winkler	KN/m ³	19786	20432
		Ky	Ky
Stiffness	KN/m	25220565	26193194
Winkler	KN/m ³	16337	16967
		Kx	Kx
Stiffness	KN/m	24408800	25350123
Winkler	KN/m ³	15811	16421
		Kzz	Kzz
Stiffness	KNm/rad	14635205524	14914479407
Winkler	KN/m/rad	9480295	9661201
		Kyy	Kyy
Stiffness	KNm/rad	13455723248	13659830565
Winkler	KN/m/rad	8716258	8848473
		Kxx	Kxx
Stiffness	KNm/rad	7721941964	7923953820
Winkler	KN/m/rad	5002068	5132926

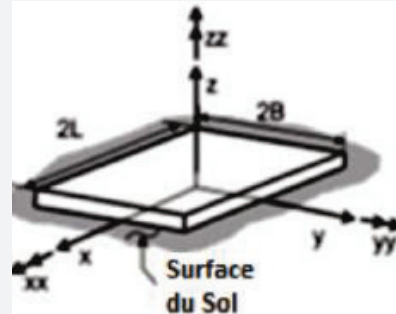
Annexe 4-2 : Raideurs statiques et dynamiques pour une translation selon y

		STATIC	DYNAMIC
		Kz	Kz
Stiffness	KN/m	30544370	31547472
Winkler	KN/m ³	19786	20436
		Ky	Ky
Stiffness	KN/m	25220565	26193194
Winkler	KN/m ³	16337	16967
		Kx	Kx
Stiffness	KN/m	24408800	25350123
Winkler	KN/m ³	15811	16421
		Kzz	Kzz
Stiffness	KNm/rad	14635205524	14922128353
Winkler	KN/m/rad	9480295	9666156
		Kyy	Kyy
Stiffness	KNm/rad	13455723248	13668447337
Winkler	KN/m/rad	8716258	8854055
		Kxx	Kxx
Stiffness	KNm/rad	7721941964	7926633026
Winkler	KN/m/rad	5002068	5134661

Annexe 5 : Formules de Pais et Kausel 1988

Annexe 5-1 : Raideurs statiques d'une fondation rectangulaire surfacique (NEHRP,2012)

Degrés de liberté	Raideur statique
Translation suivant l'axe Z	$K_{z,surf} = \frac{GB}{1-\vartheta} \left[3.1 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.75} + 1.6 \right]$
Translation suivant l'axe Y	$K_{y,surf} = \frac{GB}{2-\vartheta} \left[6.8 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.65} + 0.8 \left(\frac{L}{B} \right) + 1.6 \right]$
Translation suivant l'axe X	$K_{x,surf} = \frac{GB}{2-\vartheta} \left[6.8 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.65} + 2.4 \right]$
Torsion autour de l'axe Z	$K_{zz,surf} = GB^3 \left[4.25 \left(\frac{L}{B} \right)^{2.45} + 4.06 \right]$
Balancement autour de l'axe Y	$K_{yy,surf} = \frac{GB^3}{1-\vartheta} \left[3.73 \left(\frac{L}{B} \right)^{2.4} + 0.27 \right]$
Balancement autour de l'axe X	$K_{xx,surf} = \frac{GB^3}{1-\vartheta} \left[3.2 \left(\frac{L}{B} \right) + 0.8 \right]$
Où : - Les axes doivent être orientés de façon que $L \geq B$ - L : demi-longueur - B : demi-largeur	

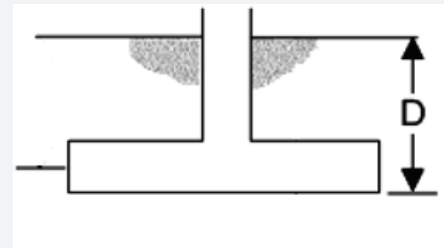


Avec :

- G : Module de cisaillement dynamique du sol
- ϑ : Coefficient de Poisson

Annexe 5-2 : Raideurs statiques d'une fondation rectangulaire encastrée (NEHRP,2012)

Degrés de liberté	Raideur statique d'une fondation enterrée
Translation suivant l'axe Z	$K_{z,enc} = K_{z,surf} \left[1 + \left(0.25 + \frac{0.25}{L/B} \right) \left(\frac{D}{B} \right)^{0.8} \right]$
Translation suivant l'axe Y	$K_{y,enc} = K_{y,surf} \left[1 + \left(0.33 + \frac{1.34}{1 + L/B} \right) \left(\frac{D}{B} \right)^{0.8} \right]$
Translation suivant l'axe X	$K_{x,enc} = K_{x,surf} \left(\frac{K_{y,enc}}{K_{y,surf}} \right)$
Torsion autour de l'axe Z	$K_{zz,enc} = K_{zz,surf} \left[1 + \left(1.3 + \frac{1.32}{L/B} \right) \left(\frac{D}{B} \right)^{0.9} \right]$
Balancement autour de l'axe Y	$K_{yy,enc} = K_{yy,surf} \left[1 + \frac{D}{B} + \left(\frac{1.6}{0.35 + \left(\frac{L}{B} \right)^4} \right) \left(\frac{D}{B} \right)^2 \right]$
Balancement autour de l'axe X	$K_{xx,enc} = K_{xx,surf} \left[1 + \frac{D}{B} + \left(\frac{1.6}{0.35 + L/B} \right) \left(\frac{D}{B} \right)^2 \right]$
– Les axes doivent être orientés de façon que $L \geq B$ – L : demi-longueur – B : demi-largeur Termes de couplage horizontal et balancement • $K_{rx,enc} = \left(\frac{D}{3} \right) K_{x,enc}$ • $K_{ry,enc} = \left(\frac{D}{3} \right) K_{y,enc}$	



Annexe 5-3 : Modificateurs dynamiques de raideurs statiques d'une fondation rectangulaire (NEHRP,2012)

Degrés de liberté	Correction dynamique
Translation suivant l'axe Z	$\alpha_z = 1 - \left[\frac{\left(0.4 + \frac{0.2}{L/B}\right) a_0^2}{\frac{10}{1 + 3(L/B - 1)} + a_0^2} \right]$
Translation suivant l'axe Y	$\alpha_y = 1$
Translation suivant l'axe X	$\alpha_x = 1$
Torsion autour de l'axe Z	$\alpha_{zz} = 1 - \left[\frac{(0.33 - 0.33\sqrt{L/B - 1}) a_0^2}{\left(\frac{0.8}{1 + 0.33(L/B - 1)}\right) + a_0^2} \right]$
Balancement autour de l'axe Y	$\alpha_{yy} = 1 - \left[\frac{0.55 a_0^2}{\left(0.6 + \frac{1.4}{(L/B)^3}\right) + a_0^2} \right]$
Balancement autour de l'axe X	$\alpha_{xx} = 1 - \left[\frac{(0.55 + 0.01\sqrt{L/B - 1}) a_0^2}{\left(2.4 - \frac{0.4}{(L/B)^3}\right) + a_0^2} \right]$

Avec :

$$a_0 = \omega B / V_s$$

Annexe 5-4 : Ratio des amortissements radiatifs pour une fondation rectangulaire surfacique (NEHRP,2012)

Degrés de liberté	Amortissement radiatif
Translation suivant l'axe Z	$\beta_z = \left[4 \frac{\psi(L/B)}{K_{z,surf}/GB} \right] \left[\frac{a_0}{2\alpha_z} \right]$
Translation suivant l'axe Y	$\beta_y = \left[\frac{4(L/B)}{(K_{y,surf}/GB)} \right] \left[\frac{a_0}{2\alpha_y} \right]$
Translation suivant l'axe X	$\beta_x = \left[\frac{4(L/B)}{(K_{x,surf}/GB)} \right] \left[\frac{a_0}{2\alpha_x} \right]$
Torsion autour de l'axe Z	$\beta_{zz} = \left[\frac{4/3 [(L/B)^3 + (L/B)] a_0^2}{(K_{zz,surf}/GB^3) \left[\left(\frac{1.4}{1 + 3(L/B - 1)^{0.7}} \right) + a_0^2 \right]} \right] \left[\frac{a_0}{2\alpha_{zz}} \right]$
Balancement autour de l'axe Y	$\beta_{yy} = \left[\frac{(4\psi/3) (L/B)^3 a_0^2}{(K_{yy,surf}/GB^3) \left[\left(\frac{1.8}{1 + 1.75(L/B - 1)^{0.7}} \right) + a_0^2 \right]} \right] \left[\frac{a_0}{2\alpha_{yy}} \right]$
Balancement autour de l'axe X	$\beta_{xx} = \left[\frac{(4\psi/3) (L/B) a_0^2}{(K_{xx,surf}/GB^3) \left[\left(2.2 - \frac{0.4}{(L/B)^3} \right) + a_0^2 \right]} \right] \left[\frac{a_0}{2\alpha_{xx}} \right]$
Les axes doivent orientés de façon que $L \geq B$ L'amortissement hystérétique du sol β_s, est additif à l'amortissement radiatif de la fondation	

- $\psi = \sqrt{2(1 - \nu)/(1 - 2\nu)}$; $\psi \leq 2.5$
- $K_{j,surf}$: raideur statique où j désigne l'axe
- α_j : modificateur dynamique de la raideur statique

Annexe 5-5 : Ratio des amortissements radiatifs pour une fondation rectangulaire encastrée (NEHRP,2012)

Degrés de liberté	Amortissement radiatif
Translation suivant l'axe Z	$\beta_z = \left[\frac{4 [\psi(L/B) + (D/B)(1 + L/B)]}{K_{z,enc}/GB} \right] \left[\frac{a_0}{2a_z} \right]$
Translation suivant l'axe Y	$\beta_y = \left[\frac{4 [L/B + (D/B)(1 + \psi L/B)]}{(K_{y,enc}/GB)} \right] \left[\frac{a_0}{2a_y} \right]$
Translation suivant l'axe X	$\beta_x = \left[\frac{4 [L/B + (D/B)(\psi + L/B)]}{(K_{x,enc}/GB)} \right] \left[\frac{a_0}{2a_x} \right]$
Torsion autour de l'axe Z	$\beta_{zz} = \left[\frac{4/3 \left[3 \left(\frac{L}{B} \right) \left(\frac{D}{B} \right) + \psi (L/B)^3 \left(\frac{D}{B} \right) + 3 \left(\frac{L}{B} \right)^2 \left(\frac{D}{B} \right) + \psi \left(\frac{D}{B} \right) + \left(\frac{L}{B} \right)^3 + \left(\frac{L}{B} \right) \right] a_0^2}{\frac{(K_{zz,enc})}{GB^3} \left[\left(\frac{1.4}{1 + 3(L/B - 1)^{0.7}} \right) + a_0^2 \right]} \right] \left[\frac{a_0}{2a_{zz}} \right]$
Balancement autour de l'axe Y	$\beta_{yy} = \left[\frac{(4/3) \left[\left(\frac{L}{B} \right)^3 \left(\frac{D}{B} \right) + \psi \left(\frac{D}{B} \right)^3 \left(\frac{L}{B} \right) + \left(\frac{D}{B} \right)^3 + 3 \left(\frac{D}{B} \right) \left(\frac{L}{B} \right)^2 + \psi \left(\frac{L}{B} \right)^3 \right] a_0^2}{\frac{K_{yy,enc}}{GB^3} \left[\left(\frac{1.8}{1 + 1.75(L/B - 1)} \right) + a_0^2 \right]} + \frac{(4/3) \left(\frac{L}{B} + \psi \right) \left(\frac{D}{B} \right)^3}{\frac{K_{yy,enc}}{GB^3}} \right] \left[\frac{a_0}{2a_{yy}} \right]$
Balancement autour de l'axe X	$\beta_{xx} = \left[\frac{(4/3) \left[\left(\frac{D}{B} \right) + \left(\frac{D}{B} \right)^3 + \psi \left(\frac{L}{B} \right) \left(\frac{D}{B} \right)^3 + 3 \left(\frac{D}{B} \right) \left(\frac{L}{B} \right) + \psi \left(\frac{L}{B} \right) \right] a_0^2}{\frac{K_{yy,enc}}{GB^3} \left[\left(2.2 - \frac{0.4}{\left(\frac{L}{B} \right)^3} \right) + a_0^2 \right]} + \frac{(4/3) \left(\psi \frac{L}{B} + 1 \right) \left(\frac{D}{B} \right)^3}{\frac{K_{xx,enc}}{GB^3}} \right] \left[\frac{a_0}{2a_{yy}} \right]$
- Les axes doivent être orientés de façon que $L \geq B$ - L'amortissement hystérétique du sol β_s, est additif à l'amortissement radiatif de la fondation β	

Annexe 6 : Matrices utilisées pour l'analyse modale spectrale de la structure à base flexible

Annexe 6-1 : Matrice de rigidité selon x en KN/m

1.0e+07 *

1.8944	-0.4279	-0.0827	-0.0146	-0.0026	-0.0005	-0.0001	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000
-0.4279	1.2499	-0.3632	-0.0641	-0.0113	-0.0021	-0.0004	-0.0001	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000
-0.0827	-0.3632	0.9164	-0.3262	-0.0576	-0.0105	-0.0020	-0.0004	-0.0001	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000
-0.0146	-0.0641	-0.3262	0.7684	-0.2858	-0.0521	-0.0100	-0.0020	-0.0004	-0.0001	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000
-0.0026	-0.0113	-0.0576	-0.2858	0.6685	-0.2488	-0.0477	-0.0097	-0.0021	-0.0005	-0.0001	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000
-0.0005	-0.0021	-0.0105	-0.0521	-0.2488	0.5886	-0.2175	-0.0442	-0.0095	-0.0022	-0.0005	-0.0001	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000
-0.0001	-0.0004	-0.0020	-0.0100	-0.0477	-0.2175	0.5225	-0.1909	-0.0412	-0.0095	-0.0023	-0.0006	-0.0002	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000
-0.0000	-0.0001	-0.0004	-0.0020	-0.0097	-0.0442	-0.1909	0.4668	-0.1682	-0.0386	-0.0094	-0.0024	-0.0006	-0.0002	-0.0000	-0.0000	-0.0000
-0.0000	-0.0000	-0.0001	-0.0004	-0.0021	-0.0095	-0.0412	-0.1682	0.4194	-0.1488	-0.0363	-0.0093	-0.0025	-0.0007	-0.0002	-0.0000	-0.0000
-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0001	-0.0005	-0.0022	-0.0095	-0.0386	-0.1488	0.3781	-0.1322	-0.0339	-0.0090	-0.0025	-0.0007	-0.0001	-0.0000
-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0001	-0.0005	-0.0023	-0.0094	-0.0363	-0.1322	0.3411	-0.1175	-0.0313	-0.0086	-0.0024	-0.0005	-0.0000
-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0001	-0.0006	-0.0024	-0.0093	-0.0339	-0.1175	0.3065	-0.1045	-0.0285	-0.0078	-0.0017	-0.0001
-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0002	-0.0006	-0.0025	-0.0090	-0.0313	-0.1045	0.2728	-0.0932	-0.0256	-0.0054	-0.0003
-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0002	-0.0007	-0.0025	-0.0086	-0.0285	-0.0932	0.2369	-0.0843	-0.0178	-0.0010
-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0002	-0.0007	-0.0024	-0.0078	-0.0256	-0.0843	0.1873	-0.0626
-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0001	-0.0005	-0.0017	-0.0054	-0.0178	-0.0626	0.1064	-0.0183
-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0001	-0.0003	-0.0010	-0.0037	-0.0183	0.0234	

Annexe 6-2 : Matrice de rigidité selon y en KN/m

1.0e+07 *

1.9785	-0.4081	-0.0859	-0.0169	-0.0034	-0.0007	-0.0001	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000
-0.4081	1.2649	-0.3646	-0.0719	-0.0143	-0.0029	-0.0006	-0.0001	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000
-0.0859	-0.3646	0.9227	-0.3097	-0.0616	-0.0127	-0.0027	-0.0006	-0.0001	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000
-0.0169	-0.0719	-0.3097	0.7390	-0.2563	-0.0527	-0.0113	-0.0026	-0.0006	-0.0002	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000
-0.0034	-0.0143	-0.0616	-0.2563	0.6099	-0.2119	-0.0456	-0.0103	-0.0024	-0.0006	-0.0002	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000
-0.0007	-0.0029	-0.0127	-0.0527	-0.2119	0.5107	-0.1766	-0.0399	-0.0095	-0.0024	-0.0006	-0.0002	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000
-0.0001	-0.0006	-0.0027	-0.0113	-0.0456	-0.1766	0.4331	-0.1486	-0.0353	-0.0089	-0.0023	-0.0006	-0.0002	-0.0001	-0.0000	-0.0000	-0.0000
-0.0000	-0.0001	-0.0006	-0.0026	-0.0103	-0.0399	-0.1486	0.3717	-0.1263	-0.0317	-0.0084	-0.0023	-0.0007	-0.0002	-0.0001	-0.0000	-0.0000
-0.0000	-0.0000	-0.0001	-0.0006	-0.0024	-0.0095	-0.0353	-0.1263	0.3227	-0.1086	-0.0287	-0.0079	-0.0023	-0.0007	-0.0002	-0.0000	-0.0000
-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0002	-0.0006	-0.0024	-0.0089	-0.0317	-0.1086	0.2829	-0.0942	-0.0260	-0.0074	-0.0021	-0.0006	-0.0001	-0.0000
-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0002	-0.0006	-0.0023	-0.0084	-0.0287	-0.0942	0.2493	-0.0822	-0.0234	-0.0068	-0.0020	-0.0004	-0.0000
-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0002	-0.0006	-0.0023	-0.0079	-0.0260	-0.0822	0.2198	-0.0721	-0.0209	-0.0061	-0.0014	-0.0001
-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0002	-0.0007	-0.0023	-0.0074	-0.0234	-0.0721	0.1925	-0.0635	-0.0185	-0.0041	-0.0002
-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0001	-0.0002	-0.0007	-0.0021	-0.0068	-0.0209	-0.0635	0.1650	-0.0573	-0.0128	-0.0007
-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0001	-0.0002	-0.0006	-0.0020	-0.0061	-0.0185	-0.0573	0.1294	-0.0424	-0.0022
-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0001	-0.0004	-0.0014	-0.0041	-0.0128	-0.0424	0.0718	-0.0105	
-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0001	-0.0002	-0.0007	-0.0022	-0.0105	0.0136	

Annexe 7 : Résultats de l'analyse modale du modèle brochette à base flexible

Annexe 7-1 : Analyse modale du modèle brochette à base flexible pour une translation suivant l'axe x :

Mode	Période (s)	UX(%)	Sum UX(%)
1	1.112	70.76	70.76
2	0.428	10.90	81.66
3	0.284	4.65	86.31
4	0.220	2.27	88.59
5	0.195	1.20	89.78
6	0.180	1.75	91.54
7	0.159	1.43	92.97
8	0.145	1.12	94.09
9	0.134	0.88	94.97
10	0.125	0.70	95.67
11	0.116	0.55	96.22
12	0.108	0.45	96.68
13	0.099	0.38	97.06
14	0.090	0.39	97.46
15	0.081	0.50	97.96
16	0.072	0.72	98.67
17	0.057	1.33	100.00

Annexe 7-2 : Analyse modale du modèle brochette à base flexible pour une translation suivant l'axe y :

Mode	Période (s)	UY(%)	Sum UY(%)
1	1.202	66.92	66.92
2	0.487	11.40	78.32
3	0.330	4.87	83.19
4	0.269	1.26	84.44
5	0.248	1.95	86.40
6	0.212	1.74	88.14
7	0.188	1.18	89.32
8	0.172	0.90	90.22
9	0.159	0.84	91.05
10	0.146	0.84	91.89
11	0.134	0.87	92.76
12	0.122	0.93	93.69
13	0.110	1.01	94.71
14	0.098	1.10	95.81
15	0.086	1.16	96.97
16	0.074	1.14	98.11
17	0.058	1.89	100.00

Annexe 8 : Analyse modale du modèle ETABS 3D à base flexible

Annexe 8-1 : : Analyse modale du modèle 3D à base flexible pour une translation suivant l'axe x :

Mode	Période (s)	UX (%)	Sum UX (%)
1	1.203	2.28	2.28
2	1.141	35.65	37.93
3	0.885	19.95	57.87
4	0.32	7.45	65.33
5	0.27	0.76	66.09
6	0.247	9.91	76
7	0.162	3.47	79.47
8	0.131	9	88.47
9	0.121	0.32	88.79
10	0.106	0.3	89.09
11	0.105	2.36	91.45

Annexe 8-2 : : Analyse modale du modèle 3D à base flexible pour une translation suivant l'axe y :

Mode	Période (s)	UY(%)	Sum UY (%)
1	1.289	54.39	54.39
2	1.112	0.53	54.92
3	0.858	0.03	54.95
4	0.316	0.99	55.93
5	0.288	18.54	74.47
6	0.237	0.07	74.54
7	0.159	0.22	74.76
8	0.137	14.05	88.81
9	0.12	0.17	88.98
10	0.106	0.01	88.99
11	0.103	0.17	89.17
12	0.099	0.76	89.93
13	0.098	0.01	89.94
14	0.095	8.17	98.11

