

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**

**MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA  
RECHERCHE SCIENTIFIQUE**

**UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI TIZI OUZOU**

**FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION**

**DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL**

## **Mémoire de master professionnel**

*Spécialité : Génie Civil*

*Option : Construction civile et industrielle*

**Sujet :**

### **Étude dynamique comparative de différentes modélisations d'une tour (R+19+3s/sols)**

**Présenté par :**

Mr BELASLI Said

**Encadré par :**

Mr CHEKIRED Abdenour

Promotion 2010/2011

# Remerciements

Avant tout je tiens à remercier Dieu le tout puissant pour m'avoir donné le courage et la volonté pour arriver au terme de ce travail.

Je remercie mes très chers parents d'avoir sacrifiés leurs vies pour notre bien.

Je remercie également ma grande famille, mes amis et mon entourage qui ont su me soutenir et m'encourager durant cette période.

J'adresse un remerciement particulier à ma chère Mariouma pour le soutien et l'aide dont elle a fait preuve pendant toute la durée de la thèse.

Mes vifs remerciements et ma profonde gratitude s'adressent à mon promoteur Mr CHEKIRE, qui m'a donné la chance de travailler sur un sujet très intéressant, et qui m'a vraiment aidé tout au long de mon parcours universitaire.

Je remercie aussi les membres de jury qui me font l'honneur de juger mon travail.

Je tiens à remercier tout les gens de GEPI de m'avoir fourni ce projet de fin d'étude, particulièrement Mme Chikirou.

# Tables des matières

Notations et symboles .....	i
Liste des figures .....	iii
Liste des tableaux.....	iv

## Chapitre I : Introduction

I.1 Problématique .....	I.1
I.2 Objectif de la thèse.....	I.1
I.3 Plan de la thèse.....	I.3

## Chapitre II : Présentation et pré-dimensionnement de la structure

II.1 Présentation de la structure.....	II.5
II.1.2 Description de la structure .....	II.5
II.1.3 Caractéristiques géométriques de la structure.....	II.5
II.1.4 Lieu d'implantation de la structure .....	II.5
II.1.5 Eléments composant la structure.....	II.5
III.1.5.1 Ossature .....	II.5
II.1.6 Caractéristiques mécaniques des matériaux .....	II.6
II.1.6.1 Béton.....	II.6
II.1.6.2 Aciers .....	II.10
II.2 Pré-dimensionnement des éléments de la structure.....	II.10
II.2.1 Charges gravitaires appliquées.....	II.11
II.2.2 Pré-dimensionnement des poutres.....	II.11
II.2.3 Pré-dimensionnement des poteaux.....	II.12
II.2.4 Pré-dimensionnement des voiles.....	II.14
II.2.5 Pré-dimensionnement des planchers .....	II.17
II.2.6 Récapitulatif des sections pour chaque niveau .....	II.18

## Chapitre III : Modélisation parasismique de la structure

III.1 Modélisation du premier cas .....	III.1
III.1.1 Le premier modèle .....	III.1
III.1.1.1 Calcul des inerties équivalentes .....	III.1
III.1.1.2 Calcul des masses sismique et des inerties massiques.....	III.2
III.1.2 Le deuxième modèle .....	III.3
III.1.2.1 Inerties équivalentes .....	III.3
III.1.2.2 Masses sismique et inerties massiques .....	III.4
III.1.3 Le troisième modèle.....	III.4
III.1.3.1 Inerties équivalentes .....	III.4
III.1.3.2 Masses sismique et inerties massiques .....	III.4
III.1.4 Modèle par éléments finis .....	III.6
III.1.4.1 Logiciel utilisé pour la modélisation .....	III.7
III.1.4.2 Etapes de modélisation .....	III.7
III.2 Modélisation du deuxième cas.....	III.8
III.3 L'action sismique .....	III.11

## Chapitre IV : Présentation et analyse des résultats du calcul dynamique

IV.1 Caractéristiques vibratoires et déplacements relatifs des étages.....	IV.1
IV.1.1 Caractéristiques vibratoires du premier .....	IV.1
IV.1.2 Déplacements horizontaux des étages du premier cas .....	IV.4
IV.1.3 Caractéristiques vibratoires du deuxième cas .....	IV.7
IV.1.4 Déplacements horizontaux des étages du deuxième cas .....	IV.9
IV.2 Vérification de l'effort sismique à la base .....	IV.13
IV.2.1 Premier cas .....	IV.13
IV.2.1.1 Détermination de la force sismique V avec La MSE.....	IV.13
IV.2.1.2 Vérification .....	IV.15
IV.2.2 deuxième cas.....	IV.15
IV.2.2.1 Détermination de la force sismique V avec La MSE.....	IV.15

IV.2.2.2 Vérification.....	IV.17
----------------------------	-------

## **Chapitre V : Conclusions**

Conclusions.....	V.1
------------------	-----

Annexes (Fichiers résultats des modélisations) .....	A.1
--	-----

# Notations et symboles

## Lettres majuscules latines

A Coefficient d'accélération de zone.

$A_i$  Aire du niveau « i », en  $m^2$ .

D Facteur d'amplification dynamique.

$E_{ij}$  Module de déformation instantané du béton, en MPa.

$E_{vj}$  Module de déformation différée du béton, en MPa.

$F_k$  Force sismique latérale de l'étage « k », en t.

G Module de déformation transversale, en MPa.

$G_i$  Charge permanente gravitaire, en  $t/m^2$ .

$H_1$  Hauteur totale de la tour avec les trois sous sols, en m.

$H_2$  Hauteur totale de la tour sans les trois sous sols, en m.

$I_{jx}, I_{jy}$  Inertie par rapport aux axes x et y respectivement, en  $m^4$ .

$I_{j\theta}$  Inertie de torsion par rapport à l'axe z, en  $m^6$ .

$I_{xgi}, I_{ygi}$  Inertie de flexion équivalente par rapport aux axes x et y respectivement, en  $m^4$ .

$I_{mi}$  Moment d'inertie massique  $t.m^2$ .

$K_i$  Rigidité du niveau « i ».  $t/m^2$ .

L Longueur totale de la structure.

$M_i$  Masse d'un niveau « i », t.

$M_{Gi}$  Masse dues aux charges permanentes du niveau « i », t.

$M_{Qi}$  Masse dues aux charges d'exploitations du niveau « i », t.

N Effort normal de compression, t.

Q Facteur de qualité.

R Coefficient de comportement de la structure.

$\frac{S_a}{g}$  Accélération spectrale.

$T_1$  et  $T_2$  Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site, s.

V Effort sismique, t.

$V_u$  Effort tranchant, t.

## Lettres minuscules latines

- a Épaisseur du voile, m.
- $b_0$  Largeur de la section cisaillée, m.
- d hauteur utile de la section cisaillée, m.
- $e_p$  Épaisseur des panneaux de dalle,  $m^2$ .
- $f_{c28}$  Contrainte du béton à la compression à 28 jours, MPa.
- $f_{cj}$  Contrainte du béton à la compression au jour « j », MPa.
- $f_{tj}$  Contrainte du béton à la traction au jour « j », MPa.
- h Hauteur de la poutre, m.
- $h_e$  Hauteur libre de l'étage.
- l Largeur totale de la structure, m.
- $l_v$  Portée minimale des voiles, m.

## Lettres grecques

- $\beta$  Coefficient de pondération.
- $\gamma_b$  et  $\gamma_s$  Coefficient de sécurité.
- $\delta_{ki}$  Déplacements horizontaux du niveau « i » de la structure.
- $\varepsilon_b$  et  $\varepsilon_s$  Déformation du béton et de l'acier respectivement.
- $\eta$  Facteur de correction d'amortissement.
- $\theta$  Coefficient prenant en compte la durée d'application de la charge.
- $\sigma_{bc}$  et  $\sigma_s$  Contrainte limite ultime du béton et de l'acier respectivement, MPa.
- $\tau_u$  Contrainte tangentielle.
- $\Phi_{ik}$  Amplitude au niveau « k » dans le mode i.

# Liste des figures

## Chapitre I

Figure I.1.a : Vue 3D de la structure R+19+3ss .....	I.4
Figure I.1.b : Vue 3D de la structure R+19+3ss .....	I.5
Figure I.2.a : Vue 3D de la structure R+19 .....	I.6
Figure I.2.b : Vue 3D de la structure R+19 .....	I.7

## Chapitre II

Figure II.1 : Vue global de structure .....	II.1
Figure II.2 : Plan des sous-sols .....	II.2
Figure II.3 : Plan des étages.....	II.3
Figure II.4 : Coupe en élévation .....	II.4
Figure II.5: Diagramme contrainte-déformation du béton (ELU) .....	II.8
Figure II.6 : Diagramme de calcul contrainte – déformation de l’acier à L’E.L.U .....	II.10
Figure II.7 : Coupe de voile.....	II.15

## Chapitre III

Figure III.1 : Modèle en oscillateur multiple en console verticale. (Modèle brochette).....	III.6
Figure III.2 : Modèle tridimensionnel selon ETABS.....	III.8
Figure III.3 : Modèle en oscillateur multiple en console verticale. (Modèle brochette).....	III.9
Figure III.4 : Modèle tridimensionnel selon ETABS.....	III.10
Figure III.5 : Spectre de réponse de calcul .....	III.12



# Liste des tableaux

## Chapitre II

Tableau II.1 : Charges permanentes des planchers .....	II.7
Tableau II.2 : Charges D'exploitation des planchers .....	II.7
Tableau II.3 : Récapitulatif des calculs pour les poteaux de rive extrême .....	II.9
Tableau II.4 : Récapitulatif des calculs pour les poteaux de rive central.....	II.10
Tableau II.5 : Récapitulatif des calculs pour les voiles du centre.....	II.12
Tableau II.6 : Récapitulatif des calculs pour les voiles des noyaux .....	II.13
Tableau II.15 : Récapitulatif des sections pour chaque niveau .....	II.14

## Chapitre III

Tableau III.1 : Récapitulatif de toutes les inerties .....	III.2
Tableau III.2 : Récapitulatif des masses sismiques .....	III.2
Tableau III.3 : Récapitulatif des inerties massiques .....	III.3
Tableau III.4 : Récapitulatif de toutes les inerties .....	III.3
Tableau III.5 : Récapitulatif de toutes les inerties .....	III.5

## Chapitre IV

Tableau IV.1 : période propre de vibration qui correspond pour chaque mode.....	IV.2
Tableau IV.2 : Pourcentage de participation modale qui correspond pour chaque mode.....	IV.3
Tableau IV.3 : Déplacements horizontaux des étages .....	IV.4
Tableau IV.4 : Période propre de vibration qui correspond pour chaque mode.....	IV.7
Tableau IV.5 : Pourcentage de participation modale qui correspond pour chaque mode.....	IV.8
Tableau IV.6 : Déplacements horizontaux des étages .....	IV.9

# **Chapitre I**

## ***Introduction***

## I Introduction :

### I.1 Problématique :

L'analyse de la réponse d'une structure soumise à une excitation de type sismique nécessite au préalable d'adopter un modèle mathématique de calcul traduisant le plus correctement possible le comportement réel de celle-ci.

Le modèle permet la détermination des caractéristiques vibratoires (périodes propres et modes propres de vibration) de la structure, des efforts internes et des états de contraintes engendrés par l'action sismique.

Les deux types de modèle mathématique les plus indiqués sont :

- Modélisation par éléments finis ;
- Modélisation à masses concentrées et raideurs équivalentes.

Dans le cas de la modélisation des structures tridimensionnelles multi-étagées ; telles que ; les tours à plusieurs étages en structures mixtes, peuvent être modélisées soit par :

- un modèle en oscillateur multiple en console verticale, dont les masses sont supposées concentrées au niveau de chaque plancher du bâtiment et l'ensemble des éléments verticaux d'un étage sont réduit en un poteau de masse négligeable et de rigidité équivalente égale à la somme des rigidités de ces derniers.(modèle « brochette »).
- un modèle par éléments finis, dont les masses sont concentrées au niveau de chaque plancher.

Alors une question se pose : quelle modélisation faut-il choisir afin de mieux approché le comportement réel de la structure ?

### I.2 Objectif de la thèse :

Ce travail à pour but l'étude dynamique d'une tour, il comprend trois parties essentielles.

La **première partie** est une analyse horizontale des résultats donnés par l'étude sous séisme d'une tour en béton armé contreventée par voiles, comportant trois sous sols et dix neuf étages dont la toiture est faite sous forme de demi-coupole (figure I.1.a et figure I.1.b).

L'analyse est faite sur la base de trois modèles mathématiques différents :

- Le premier modèle est en console verticale à masses concentrées et rigidités équivalentes égalent à la somme des rigidités des voiles de chaque étage, en tenant compte des grandes inerties. (chaque voile travaille seul).
- Le second modèle est le même que le premier mais dans ce cas les rigidités vont être égale à la somme des rigidités des noyaux. (chaque ensemble de voiles travaille comme noyau).

- Le dernier modèle est le modèle par éléments finis. Le programme de calcul utilisé est le logiciel **ETABS**.

Dans la **deuxième partie** ; on fait la même analyse que la première partie, mais dans ce cas la tour est étudiée sans les trois sous sols. (Figure I.2.a et figure I.2.b).

Les résultats obtenus pour chaque modèle mathématique seront analysés et comparés.

Dans la **troisième partie** de ce travail, on fait une analyse verticale des résultats trouvés pour la tour avec les trois sous sols et la tour sans les sous sols.

### **I.3 plan de la thèse :**

Ce travail comprend 5 chapitres plus des annexes qui seront également présentés.

Le **premier chapitre** est la présente introduction.

Le **deuxième chapitre**, on décrit la structure étudiée, son lieu d'implantation, les matériaux utilisés, les dimensions des éléments composants.

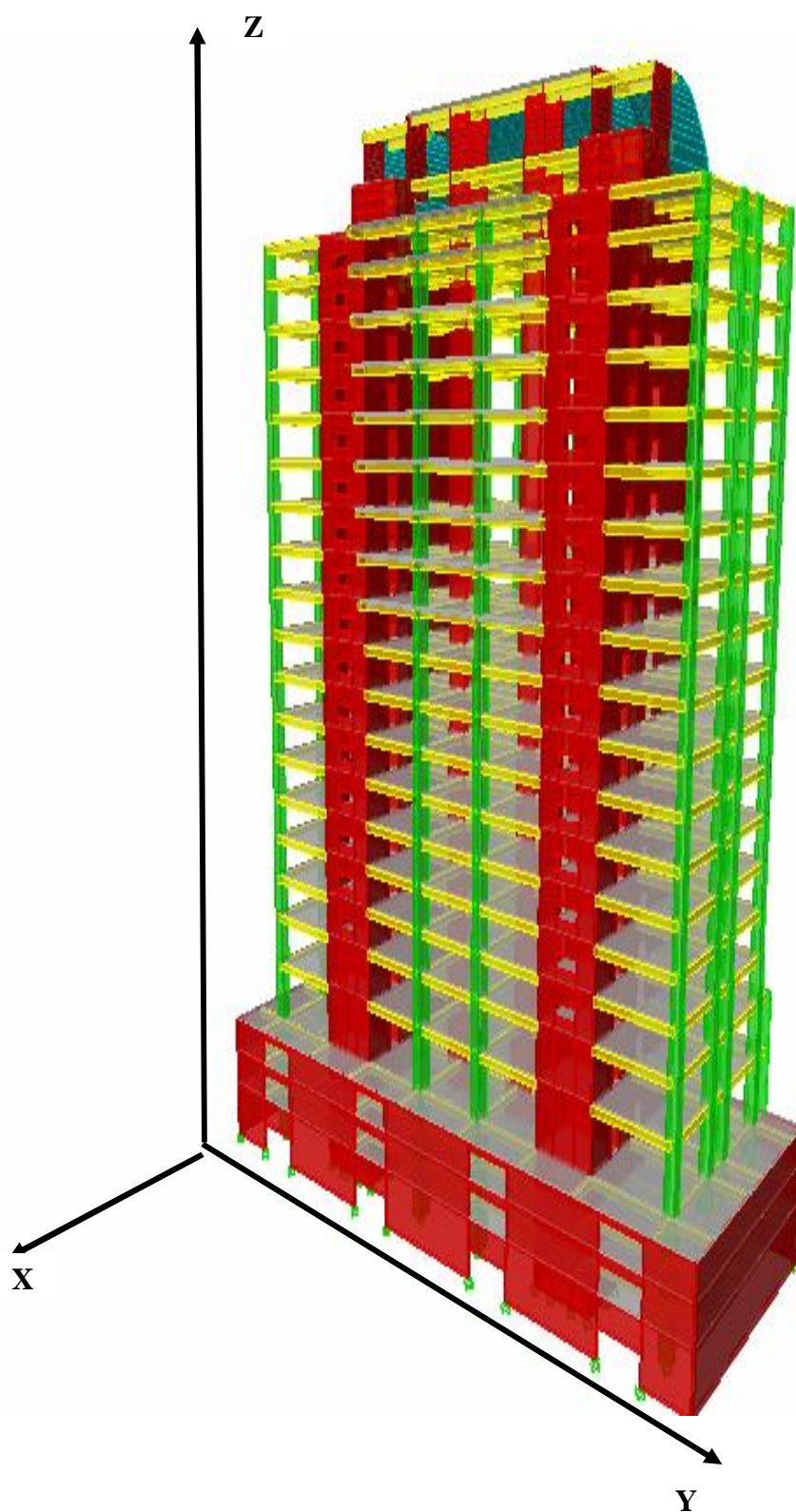
Le **troisième chapitre**, on définit la modélisation nécessaire pour l'étude dynamique selon les modèles mathématiques.

Le **quatrième chapitre** est consacré pour l'analyse des résultats obtenus pour les deux structures pour chaque modèle.

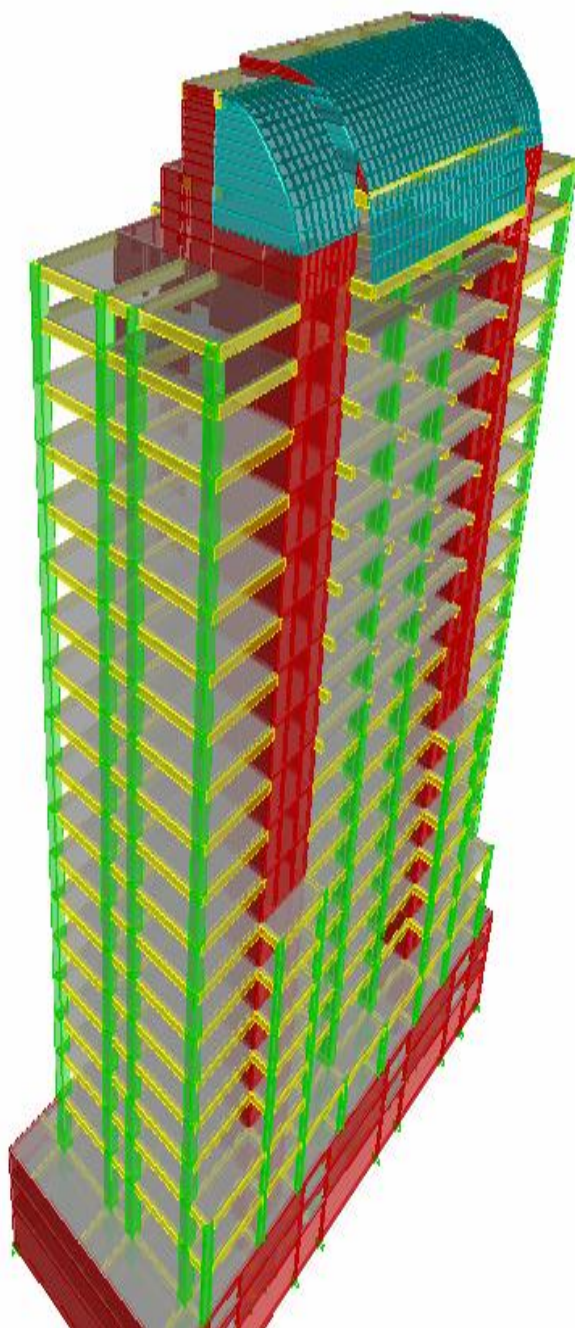
Ces résultats concernent :

- Les caractéristiques vibratoires des deux structures (périodes propres et modes propres).
- Les déplacements relatifs des étages pour chaque structure.
- Et on analyse la différence entre la structure avec les trois sous sols et celle qui contient que les dix neuf étages.
- La vérification de l'effet (P- $\delta$ ).
- Ainsi la vérification de l'effort tranchant total à la base.

Enfin, dans le **chapitre cinq**, nous résumons les conclusions tirées de ce travail.

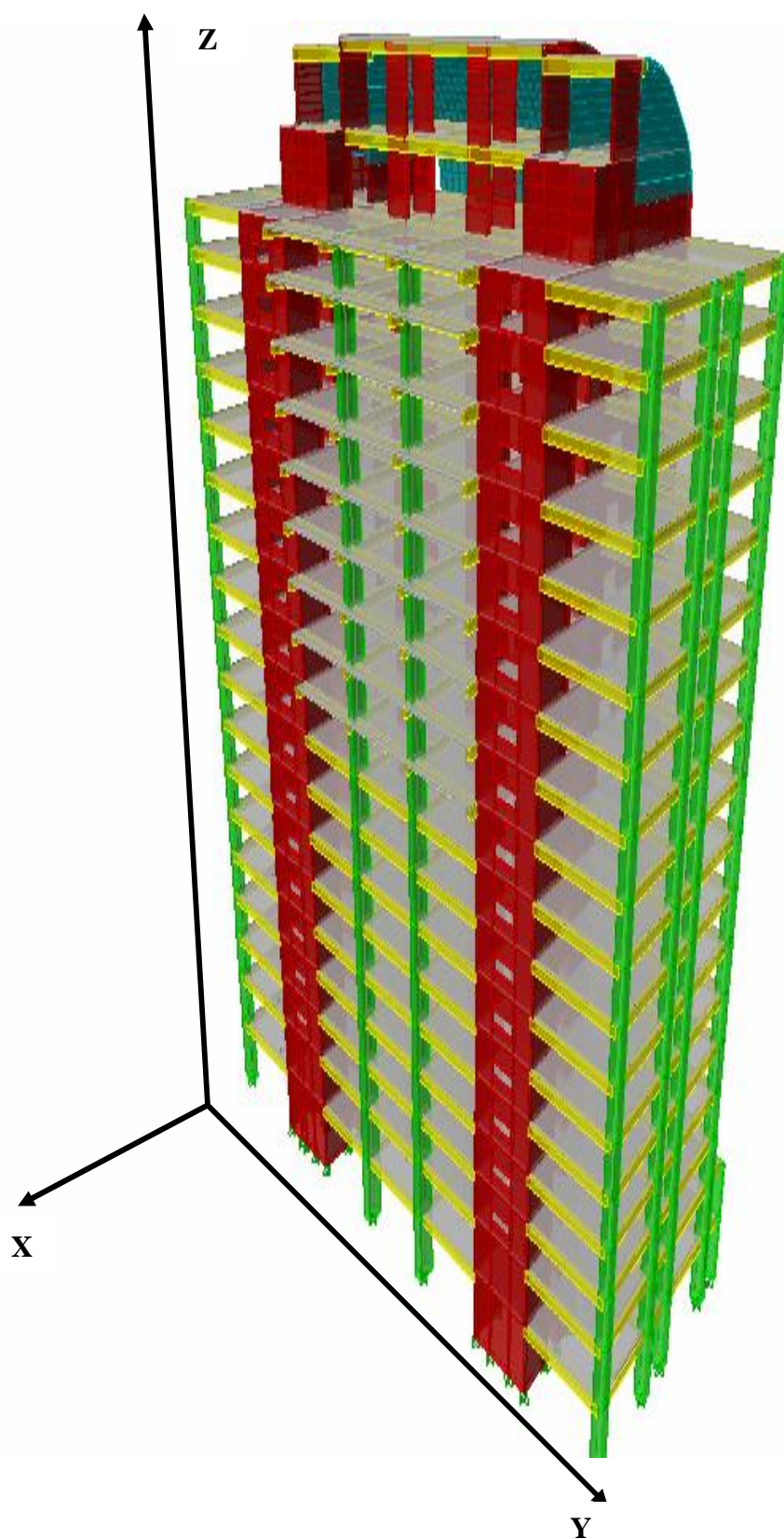


**Figure I.1.a : Vue 3D de la structure R+19+3ss.**

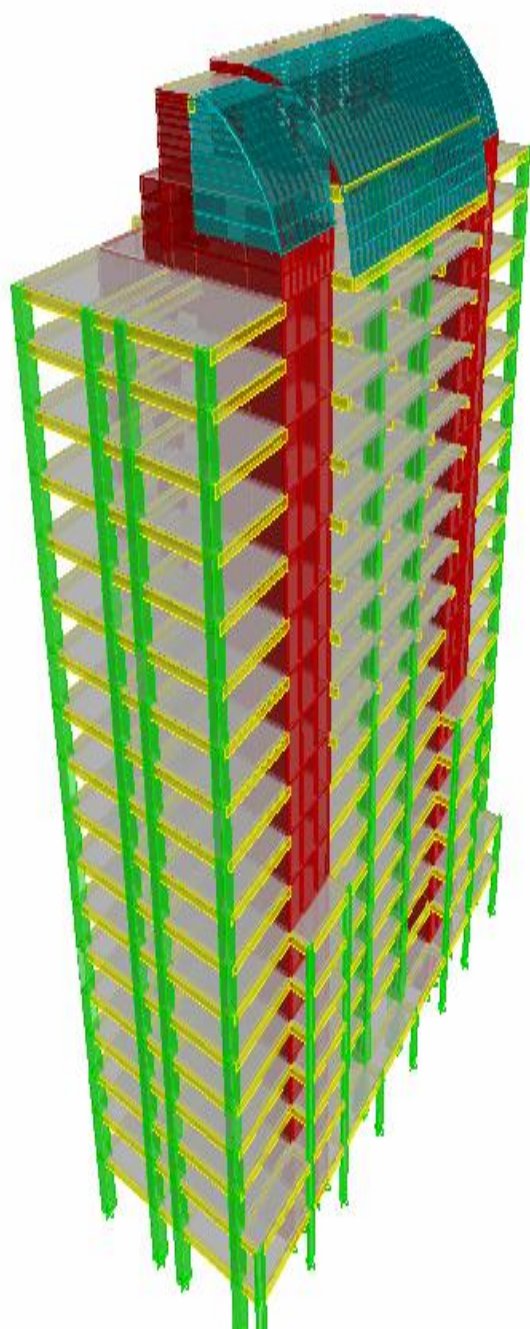


**Figure I.1.b : Vue 3D de la structure R+19+3ss.**





**Figure II.1.a : Vue 3D de la structure R+19.**



**Figure II.1.b : Vue 3D de la structure R+19.**



# **Chapitre II**

## ***Présentation et dimensionnement de la structure***

## II.1 Présentation de la structure

### II.1.1 Description de la structure

La structure étudiée est une tour en béton armé contreventé par voiles. Elle comporte trois sous sols, un rez-de-chaussée et dix neuf étages. Sa toiture est en forme de demi-coupole.

### II.1.2 Caractéristiques géométriques de la structure

- Longueur totale avec les sous-sols :  $L = 68.90$  m.
- Largeur totale avec les sous-sols :  $l = 27.00$  m.
- Longueur totale sans les sous-sols :  $L = 59.25$  m.
- Largeur totale sans les sous-sols :  $l = 20.50$  m.
- Hauteur du 3<sup>ème</sup> sous sol : 5.05 m.
- Hauteur du 2<sup>ème</sup> sous sol : 3.35 m.
- Hauteur du 1<sup>er</sup> sous sol : 3.10 m.
- Hauteur du rez-de-chaussée : 5.70 m.
- Hauteur des étages 1<sup>ème</sup> – 16<sup>ème</sup> : 3.80 m.
- Hauteur du 17<sup>ème</sup> étage : 2.95m.
- Hauteur du 18<sup>ème</sup> étage : 4.60 m.
- Hauteur du 19<sup>ème</sup> étage : 5.40 m.
- Hauteur totale avec les sous-sols :  $H_1 = 91.8$  m.
- Hauteur totale sans les sous-sols :  $H_2 = 80.15$  m.

### II.1.3 Lieu d'implantation de la structure

La structure sera implantée dans la commune de Sidi M'hamed ; wilaya d'Alger. Elle est classée en zone III selon le RPA 99 / version 2003.

Le sol de fondation est de type  $S_2$  selon le même règlement. (Selon l'étude géotechnique fournit par le Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction **L.N.H.C**).

### II.1.4 Eléments composant la structure

#### II.1.4.1 Ossature

Cette tour est en ossature mixte composée de portiques transversaux et longitudinaux et un ensemble de voiles porteurs.

#### A- Voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés d'une part à reprendre une partie des charges verticales et d'autre part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux.

#### B- Portiques :

Ils sont en béton armé, constitués de poutres et de poteaux. Ils sont capables de reprendre essentiellement les charges et surcharges verticales.

### II.1.5 Caractéristiques mécaniques des matériaux

#### II.1.5.1 Béton

La composition du béton sera fixée par le laboratoire spécialisé à partir des essais de résistance.

Le béton est un mélange bien équilibré de ciment, granulats et d'eau, il est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui varie avec la granulométrie, le dosage en ciment et en eau et l'âge du béton.

Le ciment utilisé est de classe CPJ 32,5.

Le béton sera dosé à 350Kg/m<sup>3</sup>.

#### A- Résistance caractéristique à la compression

Le béton est défini par la valeur de sa résistance mécanique à la compression à l'âge de 28 jours notée  $f_{c28}$ . Elle est déterminée sur la base des résultats d'écrasements d'éprouvettes normalisées (16X32) par compression axiale après 28 jours de durcissement.

Pour l'étude de ce projet on prend  $f_{c28} = 25\text{MPa}$ .

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge  $j < 28$  jours, sa résistance à la compression est calculée :

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83 j} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa.}$$

Art 2-1 11 BAEL91 modifié 99

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95 j} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa.}$$

### B- Résistance caractéristique à la traction

La résistance caractéristique à la traction du béton à l'âge « j » jours est donnée par la formule suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}; \quad (\text{Art A-2 .1.12 BAEL91})$$

D'où:  $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$  pour  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ .

### C- Contrainte limite ultime à la compression ELU

La contrainte limite du béton à l'ELU correspond à l'état limite de compression, elle est donnée par la formule :

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \text{ en MPa} \quad \text{Art 4 -3 .41 BAEL91 modifié 99}$$

Avec :

$q$  : Coefficient fonction de la durée d'application des actions.

- $q = 1$  : si la durée d'application est  $> 24$  heures.
- $q = 0,9$  : si la durée d'application est entre 1 heure et 24 heures.
- $q = 0,85$  : si la durée d'application est  $< 1$  heure.

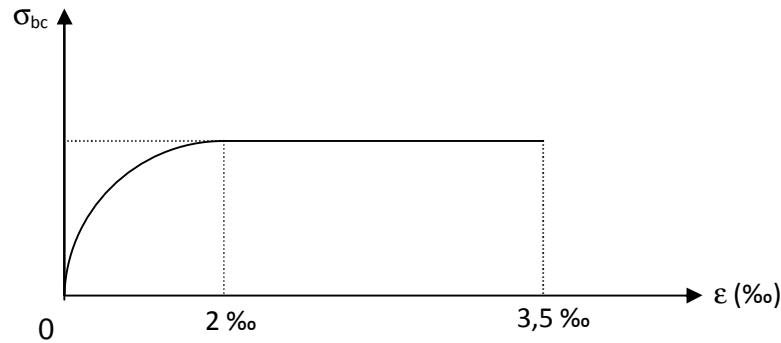
À :  $j = 28$  jours, en situation courante ;  $f_{bc} = \frac{0,85 \times (25)}{1 \times (1,5)} = 14,2 \text{ MPa}$ .

$g_b$  : Coefficient de sécurité qui a pour valeurs :

- $g_b = 1,5$  dans le cas d'une situation courante.
- $g_b = 1,15$  dans le cas d'une situation accidentelle.

✓ **Diagrammes de contraintes-déformations du béton :** (Art A.4.3,41/BAEL 91 modifié99)

Le diagramme contraintes ( $\sigma_{bc}$ ) -déformations ( $\epsilon_{bc}$ ) du béton pouvant être utilisé dans tous les cas est le diagramme de calcul dit « parabole - rectangle »



**Figure II.1: Diagramme contrainte-déformation du béton (ELU)**

#### D- Etat limite de service (ELS)

$$\bar{s}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} \quad \text{À } j = 28 \text{ jours ; } \bar{s}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

- **Diagramme contrainte-déformation :**

Erreur ! Source du renvoi introuvable.

**Figure II.2 : Diagramme contrainte-déformation du béton (ELS)**

#### E- Contrainte tangente conventionnelle

Elle est donnée par la formule :

$$t_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} \quad \text{Art A. 5.1, 2 1 /BAEL 91 modifié 99.}$$

Avec :

$V_u$  : l'effort tranchant.

$b_0$  : largeur de la section considérée.

$d$  : la hauteur utile.

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs ci-après :

- Cas d'une fissuration non préjudiciable :

$$\tau_u \leq \min \left( 0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right)$$

- Cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\tau_u \leq \min \left( 0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right).$$

### F- Module de déformation instantanée

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation longitudinale instantané à l'âge de "j" jours est donné par la formule :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{Art A.2.1, 21/ BAEL91 modifié 99.}$$

Pour  $f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPa}$   $\Rightarrow$   $E_{ij} = 32164 \text{ MPa.}$

### G- Module de déformation différée :

Les déformations finales du béton (instantanées est augmentées de fluage) sont calculées par un module de déformation longitudinale différé défini par :

$$E_{vj} = 3700 f_{c28}^{1/3} = \frac{1}{3} E_{ij} \quad \text{Art A.2.1, 22/ BAEL91 modifié 99.}$$

Pour  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$   $\Rightarrow$   $E_{vj} = 10818.87 \text{ MPa.}$

### H- Module de déformation transversale

$$G = \frac{E}{2(1+n)}$$

Avec : E : Module de Young.

n : Coefficient de poisson.

- $n = 0$  (à l'ELU) pour le calcul des déformations en considérant le béton fissuré.
- $n = 0,2$  (à l'ELS) pour le calcul en considérant le béton non fissuré.

### II.1.5.2 Les aciers

Les armatures du béton armé sont des aciers à haute adhérence FeE400 et FeE500 de limite d'élasticité respective  $f_e=400$  MPa et  $f_e=500$  MPa.

#### A-Module de déformation longitudinale « $E_s$ »

À l'E.L.S on suppose que les aciers travaillent dans le domaine élastique.

On utilise donc la loi de Hooke de l'élasticité, la valeur du module de Young égale :

$$E_s = 200\,000 \text{ MPa} \quad (\text{Art-2.2.1 BAEL 91 modifié 99}).$$

#### B-Contrainte limite d'élasticité de l'acier

##### Ø Contrainte limite ultime:

$$S_s = f_e / \gamma_s \quad (\text{Art.4.3, 2})$$

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité partiel qui est égal à:  $\gamma_s = 1,15 \Rightarrow$  Situation courante.

$\gamma_s = 1,00 \Rightarrow$  Situation accidentelle.

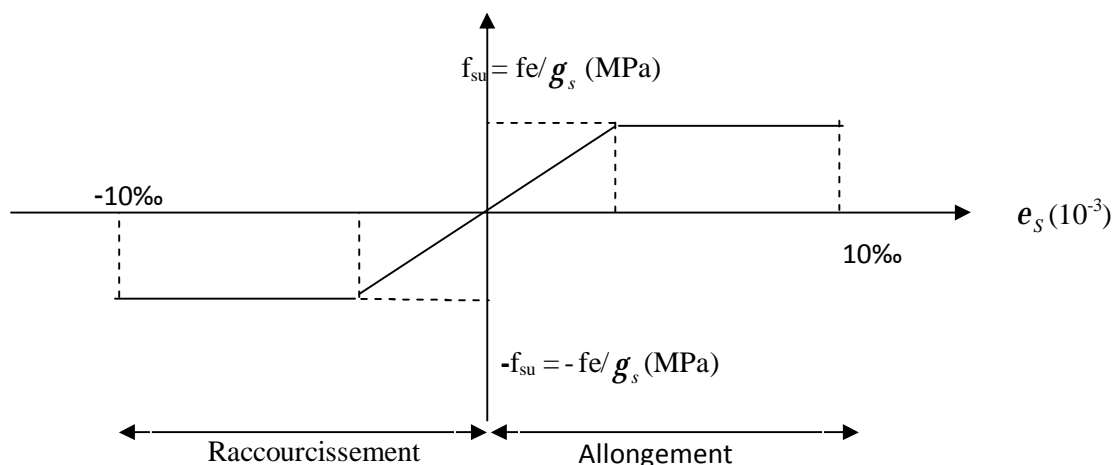


Figure II.3 : Diagramme de calcul contrainte – déformation de l'acier à l'E.L.U.

## II.2 Pré-dimensionnement des éléments de la structure

Le dimensionnement des éléments se fait sous les charges statiques (permanentes(G) et d'exploitations(Q)).

### II.2.1 Charges gravitaires appliquées

#### Ø Charges permanentes (G) des planchers

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique $\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	Charges $G$ (t/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	0.02	2.0	0.040
2	Mortier de pose	0.03	2.0	0.060
3	Couche de sable	0.03	2.2	0.066
4	Plancher en dalle pleine	0.20	2.5	0.500
5	Enduit de plâtre	0.02	1.0	0.020
6	Cloisons intérieures	0.10	0.9	0.090
Charge permanente totale $G_c$				<b>0.776</b>

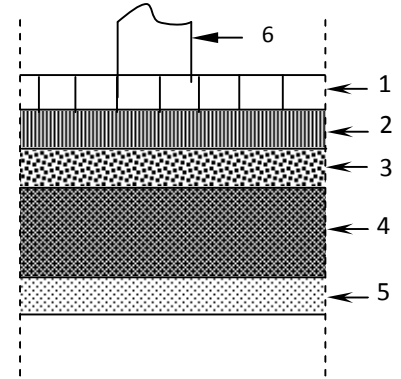


Tableau II.1 : Charges permanentes des planchers

### Ø Charges d'exploitations

	Charges d'exploitation $Q$ (t/m <sup>2</sup> )
Tous les planchers	<b>0.25</b>

Tableau II.2 : Charges D'exploitation des planchers

Les charges permanentes et d'exploitations sont les mêmes pour tout les planchers.

## II.2.2 Pré-dimensionnement des poutres

Le pré-dimensionnement des poutres se fait par les règles du BAEL 91. Les sections trouvés doivent vérifier les prescriptions de l'article 7.5.1 du RPA 99/ version 2003. Il est donné comme suit :

### II.2.2.1 La hauteur

$$L_{\max}/15 \leq h \leq L_{\max}/10.$$

$L_{\max}$  : Longueur maximale entre nus des poteaux.

$$885/15 \leq h(yy) \leq 885/10.$$

$$59.00 \leq h(yy) \leq 88.50. \quad \text{On opte pour une hauteur : } h(yy) = 70 \text{ cm.}$$

### II.2.2.2 La largeur

$$0,4 \times 70 \leq b(yy) \leq 0,7 \times 70.$$

$$28.00 \leq b(yy) \leq 49.00. \quad \text{On opte pour une largeur : } b = 45 \text{ cm.}$$

### Vérification



Selon l'article 7.5.1 du RPA 99/ version 2003, les poutres doivent respecter les dimensions ci – après :

- $b = 45 \geq 20\text{cm}$ .....condition vérifiée.
- $h = 70 \geq 30\text{cm}$ .....condition vérifiée.
- $h/b = 70/45 = 1,55 < 4,00$ .....condition vérifiée.
- $b_{\max} \leq 1,5 h + b_1 = 135 \text{ cm}$ .....condition vérifiée.

### II.2.3 Pré-dimensionnement des poteaux

Le Pré-dimensionnement des poteaux se fait à L'ELS (Etat Limite de Service) en compression simple, en supposant que seul le béton reprend l'effort normal  $N$ , qui est déterminé à partir d'une descente de charges sur le poteau le plus sollicité et en tenant compte de la dégression de charge.

La section du poteau est donnée par la formule suivante :

$$S \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{bc}}$$

Avec:  $(N_s = G + Q)$ .

$N_s$  : Effort normal de compression à la base du poteau,

$S$  : section transversale du poteau,

$G$  : charge permanente,

$Q$  : surcharge d'exploitation,

$\bar{\sigma}_{bc}$  : Contrainte limite de compression du béton, donnée par :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Selon le (**RPA 99, Art 7.4.1**), les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$  .....en zone I et IIa.
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm}$  .....en zone III et IIb.
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$ .
- $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$ .

Le calcul des sections des poteaux est récapitulé dans les tableaux ci-dessous :

Niveau	Charges permanentes (KN)					Surcharges d'exploitation (KN).		Efforts normaux $N=G+Q$ (KN)	Section du poteau	
	Poids des planchers	Poids des poutres	Poids des poteaux	G totale	G cumulée	Qi	Qn		Section trouvée (cm2)	Section Minimale (cm2)
Terrasse	141.86	60.88	0.00	202.74	202.74	54.04	54.04	256.78	/	/
Niveau 19	209.67	60.88	0.00	270.55	473.29	94.57	148.61	621.9	/	/
Niveau 18	209.67	60.88	6.64	277.19	750.48	155.36	303.97	1054.45	702.97	100x100
Niveau 17	209.67	60.88	8.55	279.10	1029.58	209.4	513.37	1542.95	1028.63	100x100
Niveau 16	209.67	60.88	8.55	279.10	1308.68	256.69	770.06	2078.74	1385.83	100x100
Niveau 15	209.67	60.88	8.55	279.10	1587.78	297.22	1067.28	2655.06	1770.04	100x100
Niveau 14	209.67	60.88	8.55	279.10	1866.88	330.99	1398.27	3265.15	2176.77	100x100
Niveau 13	209.67	60.88	8.55	279.10	2145.98	364.63	1762.9	3908.88	2605.92	100x100
Niveau 12	209.67	60.88	8.55	279.10	2425.08	398.27	2161.17	4586.25	3057.50	100x100
Niveau 11	209.67	60.88	8.55	279.10	2704.18	431.91	2593.08	5297.26	3531.51	100x100
Niveau 10	209.67	60.88	8.55	279.10	2983.28	476.9	3069.98	6053.26	4035.51	100x100
Niveau 9	209.67	60.88	8.55	279.10	3262.38	499.6	3569.58	6831.96	4554.64	100x100
Niveau 8	209.67	60.88	8.55	279.10	3541.48	533.64	4103.22	7644.7	5096.47	100x100
Niveau 7	209.67	60.88	8.55	279.10	3820.58	567.08	4670.3	8490.88	5660.59	100x100
Niveau 6	209.67	60.88	8.55	279.10	4099.68	601.06	5271.36	9371.04	6247.36	100x100
Niveau 5	209.67	60.88	8.55	279.10	4378.78	634.97	5906.33	10285.1	6856.74	100x100
Niveau 4	209.67	60.88	8.55	279.10	4657.88	669.01	6575.34	11233.2	7488.81	100x100
Niveau 3	209.67	60.88	8.55	279.10	4936.98	702.25	7277.59	12214.6	8143.05	100x120
Niveau 2	209.67	60.88	10.46	281.01	5217.99	735.89	8013.48	13231.5	8820.98	100x120
Niveau 1	209.67	60.88	12.82	283.37	5782.37	809.84	9593.46	15375.8	10250.55	100x120
RDC	209.67	60.88	6.97	277.52	6059.89	837.15	10430.61	16491	10993.67	100x135
SS1	209.67	60.88	7.54	278.09	6337.98	871.12	11301.73	17639.7	11759.81	100x135
SS2	209.67	60.88	11.36	281.91	6548.55	904.83	11301.73	17850.3	11900.2	100x135

Tableau II.3 : Récapitulatif des calculs pour les poteaux de rive extrême.

Niveau	Charges permanentes (KN)					Surcharges d'exploitation(KN).		Efforts normaux $N=G+Q$ (t)	Section du poteau	
	Poids des planchers	Poids des poutres	Poids des poteaux	G totale	G cumulée	Qi	Qn		Section trouvée (cm2)	Section minimale (cm2)
Terrasse	245.78	78.00	0.00	323.78	323.78	93.44	93.44	41.722	278.15	/
Niveau 19	362.55	78.00	10.35	450.90	774.68	163.52	256.96	103.164	687.76	50x180
Niveau 18	362.55	78.00	6.64	447.19	1221.87	268.64	525.6	174.747	1164.98	50x180
Niveau 17	362.55	78.00	8.55	449.10	1670.97	362.64	888.24	255.921	1706.14	50x180
Niveau 16	362.55	78.00	8.55	449.10	2120.07	443.84	1332.08	345.215	2301.43	50x180
Niveau 15	362.55	78.00	8.55	449.10	2569.17	513.92	1846	441.517	2943.45	50x180
Niveau 14	362.55	78.00	8.55	449.10	3018.27	572.32	2418.32	543.659	3624.39	70x180
Niveau 13	362.55	78.00	8.55	449.10	3467.37	630.49	3048.81	651.618	4344.12	70x180
Niveau 12	362.55	78.00	8.55	449.10	3916.47	688.65	3737.46	765.393	5102.62	70x180
Niveau 11	362.55	78.00	8.55	449.10	4365.57	746.82	4484.28	884.985	5899.90	70x180
Niveau 10	362.55	78.00	8.55	449.10	4814.67	805.92	5290.2	1010.49	6736.58	70x180
Niveau 9	362.55	78.00	8.55	449.10	5263.77	863.85	6154.05	1141.78	7611.88	70x180
Niveau 8	362.55	78.00	8.55	449.10	5712.87	922.72	7076.77	1278.96	8526.43	70x180
Niveau 7	362.55	78.00	8.55	449.10	6161.97	980.54	8057.31	1421.93	9479.52	80x180
Niveau 6	362.55	78.00	8.55	449.10	6611.07	1039.29	9096.6	1570.77	10471.78	80x180
Niveau 5	362.55	78.00	8.55	449.10	7060.17	1097.92	10194.52	1725.47	11503.13	80x180
Niveau 4	362.55	78.00	8.55	449.10	7509.27	1156.79	11351.31	1886.06	12573.72	80x180
Niveau 3	362.55	78.00	8.55	449.10	7958.37	1214.25	12565.56	2052.39	13682.62	100x180
Niveau 2	362.55	78.00	10.46	451.01	8409.38	1272.42	13837.98	2224.74	14831.57	100x180
Niveau 1	362.55	78.00	12.82	453.37	9313.76	1389.92	16559.54	2587.33	17248.87	100x180
RDC	362.55	78.00	6.97	447.52	9761.28	1447.27	18006.81	2776.81	18512.06	120x180
SS1	362.55	78.00	7.54	448.09	10209.37	1506.24	19513.05	2972.24	19814.95	120x180
SS2	362.55	78.00	11.36	451.91	10661.28	1565.54	21078.59	3173.99	21159.91	120x180

Tableau II.4 : Récapitulatif des calculs pour les poteaux de rive central.

N.B : Les dimensions des poteaux satisfont les vérifications aux flambements.

## II.2.4 Pré-dimensionnement des voiles

Les voiles dans la tour sont destinés à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des actions horizontales d'une part et à reprendre les charges verticales d'autre part.

Dans notre cas et d'après l'article 7.7.1 de RPA 99/ version 2003, les voiles sont dimensionnés comme suit :

#### II.2.4.1 L'épaisseur

L'épaisseur minimale est de 15cm, de plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidités aux extrémités.

$\ell$  : portée min des voiles.

$a$  : épaisseur des voiles

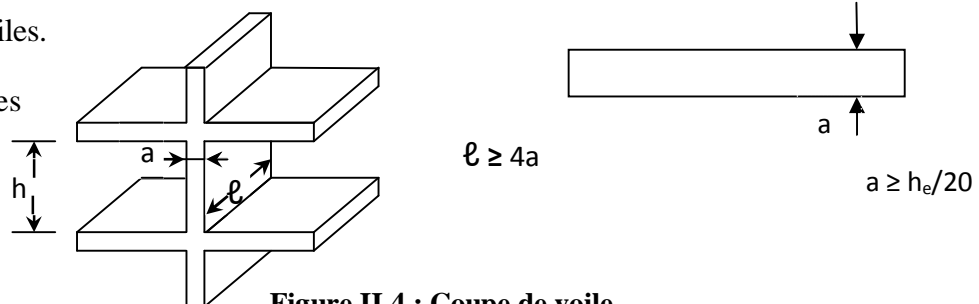


Figure II.4 : Coupe de voile

Pour notre cas :

$$a \geq h_e/20 = (570)/20 = 28.5 \text{ cm.}$$

On prend une épaisseur  $a = 35 \text{ cm.}$

#### II.2.4.2 La largeur

Selon le RPA, un voile doit satisfaire les conditions suivantes :

$$L \geq 4.a$$

$$a = 35 \text{ cm.}$$

$$L \geq 4 \times 35 = 140 \text{ cm}$$

Le calcul des sections des voiles sous charges verticales pour la zone centrale se récapitule dans le tableau qui suit :

Niveau	Charges permanentes (KN)					Surcharges d'exploitation(KN).		Efforts normaux $N=G+Q$ (KN)	Section du voile	
	Poids des planchers	Poids des poutres	Poids des poteaux	G totale	G cumulée	Qi	Qn		Section trouvée (cm <sup>2</sup> )	Section minimale (cm <sup>2</sup> )
Terrasse	245.78	78.00	0	323.78	323.78	93.44	93.44	868.12	578.75	40x240
Niveau 19	362.55	78.00	10.35	450.9	774.68	163.52	256.96	1478.83	985.89	40x240
Niveau 18	362.55	78.00	6.64	447.19	1221.87	268.64	525.6	2196.57	1464.38	40x240
Niveau 17	362.55	78.00	8.55	449.1	1670.97	362.64	888.24	3008.31	2005.54	40x240
Niveau 16	362.55	78.00	8.55	449.1	2120.07	443.84	1332.08	3901.25	2600.83	40x240
Niveau 15	362.55	78.00	8.55	449.1	2569.17	513.92	1846	4864.27	3242.85	40x240
Niveau 14	362.55	78.00	8.55	449.1	3018.27	572.32	2418.32	5885.69	3923.79	40x240
Niveau 13	362.55	78.00	8.55	449.1	3467.37	630.49	3048.81	6965.28	4643.52	50x240
Niveau 12	362.55	78.00	8.55	449.1	3916.47	688.65	3737.46	8103.03	5402.02	50x240
Niveau 11	362.55	78.00	8.55	449.1	4365.57	746.82	4484.28	9298.95	6199.30	50x240
Niveau 10	362.55	78.00	8.55	449.1	4814.67	805.92	5290.2	10553.97	7035.98	50x240
Niveau 9	362.55	78.00	8.55	449.1	5263.77	863.85	6154.05	11866.92	7911.28	50x240
Niveau 8	362.55	78.00	8.55	449.1	5712.87	922.72	7076.77	13238.74	8825.83	50x240
Niveau 7	362.55	78.00	8.55	449.1	6161.97	980.54	8057.31	14668.38	9778.92	60x240
Niveau 6	362.55	78.00	8.55	449.1	6611.07	1039.29	9096.6	16156.77	10771.18	60x240
Niveau 5	362.55	78.00	8.55	449.1	7060.17	1097.92	10194.52	17703.79	11802.53	60x240
Niveau 4	362.55	78.00	8.55	449.1	7509.27	1156.79	11351.31	19309.68	12873.12	60x240
Niveau 3	362.55	78.00	8.55	449.1	7958.37	1214.25	12565.56	20974.94	13983.29	60x240
Niveau 2	362.55	78.00	10.46	451.01	8409.38	1272.42	13837.98	22249.72	14833.15	60x240
Niveau 1	362.55	78.00	12.82	453.37	8862.75	1389.92	15227.9	24538.17	16358.78	60x280
RDC	362.55	78.00	6.97	447.52	9310.27	1447.27	16675.17	26433.53	17622.35	60x360
SS1	362.55	78.00	7.54	448.09	9758.36	1506.24	18181.41	28391.68	18927.79	60x360
SS2	362.55	78.00	11.36	451.91	10210.27	1565.54	19513.05	30085.87	20057.25	60x360

Tableau II.5 : Récapitulatif des calculs pour les voiles du centre.

Pour les épaisseurs des voiles des noyaux, elles sont données dans le tableau III.6

Niveau	Charges permanentes (KN)				Surcharges d'exploitation(KN).		Efforts normaux $N=G+Q$ (KN)	Epaisseur du voile	
	Poids des planchers	Poids des voiles	G totale	G cumulée	Qi	Qn		Epaisseur trouvée (cm2)	Epaisseur minimale (cm2)
Terrasse	192.20	0.00	192.20	192.20	73.22	73.22	265.42	0.21	35
Niveau 19	384.40	310.5	694.9	887.10	128.13	201.35	1088.45	0.86	35
Niveau 18	284.1	199.12	483.22	1370.32	210.59	411.94	1782.26	1.41	35
Niveau 17	284.1	256.5	540.6	1910.92	283.71	695.65	2606.57	2.07	35
Niveau 16	284.1	256.5	540.6	2451.52	347.78	1043.43	3494.95	2.77	35
Niveau 15	284.1	256.5	540.6	2992.12	402.69	1446.12	4438.24	3.52	35
Niveau 14	284.1	256.5	540.6	3532.72	448.45	1894.57	5427.29	4.31	35
Niveau 13	284.1	256.5	540.6	4073.32	494.03	2388.6	6461.92	5.13	35
Niveau 12	284.1	256.5	540.6	4613.92	539.6	2928.2	7542.12	5.99	35
Niveau 11	284.1	256.5	540.6	5154.52	585.18	3513.38	8667.90	6.88	35
Niveau 10	284.1	256.5	540.6	5695.12	631.49	4144.87	9839.99	7.81	35
Niveau 9	284.1	256.5	540.6	6235.72	676.88	4821.75	11057.47	8.78	35
Niveau 8	284.1	256.5	540.6	6776.32	723.01	5544.76	12321.08	9.78	35
Niveau 7	284.1	256.5	540.6	7316.92	768.31	6313.07	13629.99	10.82	35
Niveau 6	284.1	256.5	540.6	7857.52	814.35	7127.42	14984.94	11.89	35
Niveau 5	284.1	256.5	540.6	8398.12	860.29	7987.71	16385.83	13.00	35
Niveau 4	284.1	256.5	540.6	8938.72	906.42	8894.13	17832.85	14.15	35
Niveau 3	284.1	256.5	540.6	9479.32	951.44	9845.57	19324.89	15.34	35
Niveau 2	284.1	313.87	597.97	10077.29	997.02	10842.59	20919.88	16.60	35
Niveau 1	284.1	384.75	668.85	10746.14	1089.09	11931.68	22677.82	18.00	35
RDC	284.1	209.25	493.35	11239.49	1134.03	13065.71	24305.20	19.29	35
SS1	284.1	226.13	510.23	11749.72	1180.24	14245.95	25995.67	20.63	35
SS2	284.1	340.87	624.97	12374.69	1180.24	15289.37	27664.06	21.96	35

**Tableau II.6 : Récapitulatif des calculs pour les voiles des noyaux**

### II.2.5 Pré-dimensionnement des planchers

Ils sont composés de dalle pleine d'épaisseur constante reposant sur un système d'appuis (poutres voiles).

L'épaisseur de la dalle pleine doit être déterminée en fonction de sa portée, avec vérification de la résistance au feu, l'isolation acoustique, et sa flèche.

### II.2.5.1 L'épaisseur

Les panneaux de dalle des planchers portent dans les deux sens, alors l'épaisseur est donnée :

$$840/50 \leq e_p \leq 840/40. \Rightarrow 16.8 \leq e_p \leq 21 \text{ cm.}$$

Tous les planchers vont être réalisés en dalle pleine d'épaisseur de 20 cm et elle satisfait les conditions acoustique et thermique.

### II.2.6 Récapitulatif des sections pour chaque niveau

Niveau	Sections						
	Poteaux de rive (partie extrême)	Poteaux de rive (partie centrale)	Poteaux de rive (port à faux)	Voiles (partie centrale)	Epaisseur du noyau	Poutres direction XX	Poutres direction YY
Terrasse	/	/	/	40x240	35	45x70	45x70
Niveau 19	/	50x180	/	40x240	35	45x70	45x70
Niveau 18	100x100	50x180	/	40x240	35	45x70	45x70
Niveau 17	100x100	50x180	/	40x240	35	45x70	45x70
Niveau 16	100x100	50x180	/	40x240	35	45x70	45x70
Niveau 15	100x100	50x180	/	40x240	35	45x70	45x70
Niveau 14	100x100	70x180	/	40x240	35	45x70	45x70
Niveau 13	100x100	70x180	/	50x240	35	45x70	45x70
Niveau 12	100x100	70x180	/	50x240	35	45x70	45x70
Niveau 11	100x100	70x180	/	50x240	35	45x70	45x70
Niveau 10	100x100	70x180	/	50x240	35	45x70	45x70
Niveau 9	100x100	70x180	/	50x240	35	45x70	45x70
Niveau 8	100x100	70x180	/	50x240	35	45x70	45x70
Niveau 7	100x100	80x180	35x90	60x240	35	45x70	45x70
Niveau 6	100x100	80x180	35x90	60x240	35	45x70	45x70
Niveau 5	100x100	80x180	35x90	60x240	35	45x70	45x70
Niveau 4	100x100	80x180	35x90	60x240	35	45x70	45x70
Niveau 3	100x120	100x180	45x90	60x240	35	45x70	45x70
Niveau 2	100x120	100x180	45x90	60x240	35	45x70	45x70
Niveau 1	100x120	100x180	45x90	60x280	35	45x70	45x70
RDC	100x135	120x180	45x90	60x360	35	45x70	45x70
SS1	100x135	120x180	45x90	60x360	35	45x70	45x70
SS2	100x135	120x180	45x90	60x360	35	45x70	45x70

Tableau II.7 : Récapitulatif des sections pour chaque niveau.

# **Chapitre III**

## ***Modélisation de la structure***



La modélisation d'une structure est une phase essentielle pour l'étude de sa réponse vis-à-vis d'un séisme. Pour cela, lors du choix du modèle mathématique à adopter, on doit tenir compte le plus correctement possible des masses et des rigidités de la structure.

Dans ce travail on considère les deux cas de modalisation :

**Premier cas :** La structure est en R+19+3s/sols.

**Deuxième cas :** La structure est en R+19, (On néglige les sous-sols).

### III.1 Modélisation du premier cas (R+19+3s/sols)

Dans les modèles mathématiques qui suivent on prend en compte des trois sous sols de la structure qui ont de grandes rigidités par rapport aux étages supérieurs.

Dans ce cas on considère trois modèles :

- 1<sup>er</sup> modèle : oscillateur multiple en console verticale contreventé par voiles.
- 2<sup>ème</sup> modèle : oscillateur multiple en console verticale contreventé par noyau.
- 3<sup>ème</sup> Modèle : modélisé par éléments finis.

Les hypothèses communes aux trois premiers modèles

- Les masses sont concentrées au niveau du centre de masse de chaque plancher.
- Les inerties équivalentes sont prises égales à la somme des inerties des voiles de chaque étage.
- Les planchers sont supposés infiniment rigides dans leurs plans.

#### III.1.1 1<sup>er</sup> modèle : contreventé par voiles (Figure III.1)

On tient compte que des grandes inerties des voiles pour le calcul des rigidités équivalentes.

##### III.1.1.1 Calcul des inerties équivalentes

Les inerties équivalentes pour chaque étage et dans chaque direction sont données par :

$$I_{jx} = \sum I_{jx}^{(i)} \quad \text{Inertie de flexion équivalente pour chaque étage dans la direction xx.}$$

$$I_{jy} = \sum I_{jy}^{(i)} \quad \text{Inertie de flexion équivalente pour chaque étage dans la direction yy.}$$

$$I_{j\theta} = \sum I_{jx}^{(i)} x d^2 + \sum I_{jy}^{(i)} y d^2 \quad \text{Inertie de torsion équivalente pour chaque étage autour de zz.}$$

Plancher	ss3	ss2	ss1	RDC- 2ème	3ème- 7ème	8ème- 16ème	17ème	18ème	19ème
$I_{eq\ xx}$ (m <sup>4</sup> )	9799	375.75	375.75	59.39	59.39	52.53	52.53	49.46	49.46
$I_{eq\ yy}$ (m <sup>4</sup> )	1235	1235	1235	87.02	87.02	87.02	87.02	78.23	78.23
$I_0$ (m <sup>6</sup> )	2303303	1441725	1441770	52404	52121	45184	33631	28168	10266

Tableau III.1 : Récapitulatif de toutes les inerties.

### III.1.1.2 Calcul des masses sismique et des inerties massiques

- **Masses sismiques**

Elles sont calculées selon la formule 4-5 donnée par le RPA 99 version 2003.

$$M_i = M_{Gi} + b.M_{Qi}$$

Avec :

$M_i$  : La masse total du niveau i.

$M_{Gi}$  : La masse due aux charges permanentes.

$M_{Qi}$  : La masse due aux charges d'exploitation.

$b$  : Coefficient de pondération donné par le tableau 4.5 le RPA 99 version 2003.

$b = 0.2$  (Bâtiment de bureaux).

Planchers	ss3	ss2	ss1	RDC	1er	2ème	3ème	4 ème	5ème	6ème	7ème	8ème
Masse sismique(t)	3253	2764	2704	2165	1904	1757	1744	1720	1727	1733	1667	1674

Planchers	9ème	10ème	11ème	12ème	13ème	14ème	15ème	16ème	17ème	18ème	19ème
Masse sismique(t)	1680	1686	1692	1698	1706	1712	1702	1695	1602	1240	850

Tableau III.2 : Récapitulatif des masses sismiques

- **Inerties massiques**

L'inertie massique est la capacité d'un plancher pour reprendre l'effort de torsion, elle est calculée selon la formule donnée par le SAP2000 :

$$I_{mi} = \frac{I_{xgi} + I_{ygi}}{A_i} \times m_i$$

Avec :

$I_{mi}$  : Inertie massique du niveau i.

$I_{xgi}$  : moment principal d'inertie dans la direction xx autour du centre de gravité pour le niveau i.

$I_{ygi}$  : moment principal d'inertie dans la direction yy autour du centre de gravité pour le niveau i.

$A_i$  : Aire du niveau i.

$m_i$  : Masse totale du niveau i.

Planchers	ss3	ss2	ss1	RDC	1er	2ème	3ème	4ème	5ème	6ème	7ème	8ème
Inertie massique	1112176	939699	939699	715609	642643	565809	560392	550393	551085	551155	527521	527695

Planchers	9ème	10ème	11ème	12ème	13ème	14ème	15ème	16ème	17ème	18ème	19ème
Inertie massique	529720	530511	531084	531697	532348	533039	533770	529410	491832	416762	129750

**Tableau III.3 : Récapitulatif des inerties massiques**

### III.1.2 Le 2<sup>ème</sup> modèle : contreventé par noyaux (Figure III.1)

On tient compte des inerties des noyaux pour le calcul des rigidités équivalentes.

On utilise les mêmes lois pour calculer les inerties.

#### III.1.2.1 Inerties équivalentes

Plancher	ss3	ss2	ss1	RDC	1er	2ème	3ème-7ème	8ème-16ème	17ème	18ème	19ème
$I_{eq\ xx} (m^4)$	9992	579.75	579.75	252.14	252.14	149.15	64.69	64.69	64.69	54.27	54.27
$I_{eq\ yy} (m^4)$	1667	1667	1667	518.5	518.5	457.17	419.34	419.34	419.34	384.27	384.27
$I_0 (m^6)$	2303303	1441725	1441770	52404	52152	52121	45184	44962	33631	28168	10266

**Tableau III.4 : Récapitulatif de toutes les inerties.**

### III.1.2.2 Masses séismique et inerties massiques

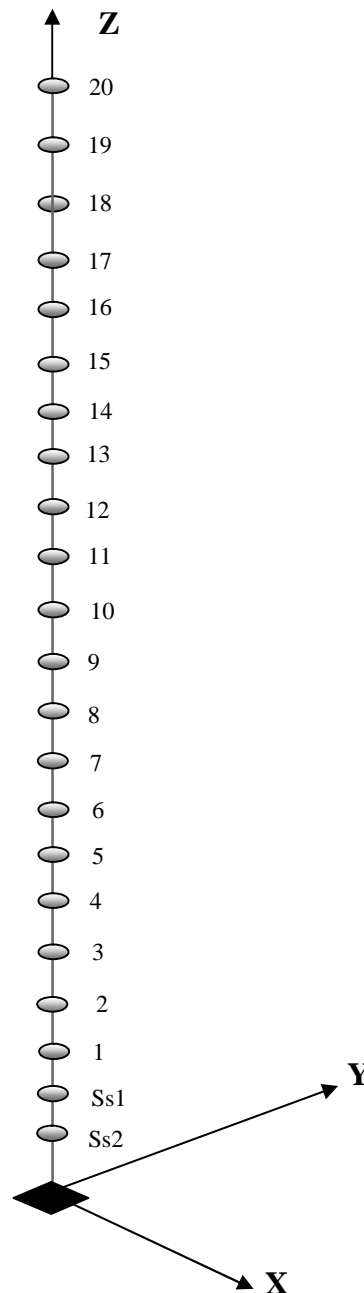
- **Masse sismique** : voir tableau III.2.
- **Inertie massique** : voir tableau III.3.

Pour le calcul des périodes, des modes propres de vibration et des pourcentages de participation modale, on utilise un programme de calcul fournit par Mr Chekired.

Les données à introduire sont :

- Le nombre de niveau.
- Le nombre de mode à avoir dans le fichier résultat.
- La hauteur de chaque niveau.
- Les inerties dans chaque direction.
- Les surfaces réduites des voiles.

On obtient dans un fichier résultat les modes propres de vibration  $\phi_{ki}$ , les périodes  $T$  de chaque mode en seconde (s) et les pourcentages de participation modale  $\alpha$  en pourcentage (%).



**Figure III.1 : Modèle en oscillateur multiple en console verticale. (Modèle brochette).**

### **III.1.3 Le 3<sup>ème</sup> modèle : modélisé par éléments finis (modèle ETABS) (Figure III.2).**

À la base de la modélisation par éléments finis se trouve le principe de discrétisation, les éléments de la structure sont modélisés élément par élément. Ces éléments pouvant être des plaques, des coques ou encore des éléments barre. Leurs caractéristiques sont alors continuellement réparties à l'intérieur des éléments selon les lois fondamentales de comportement. Il est utile de rappeler que le comportement élastique (loi de Hooke), auquel font appels les calculs, repose ensuite sur trois hypothèses dans le cas du sol ou du béton armé : élasticité, linéarité et isotropie du comportement.

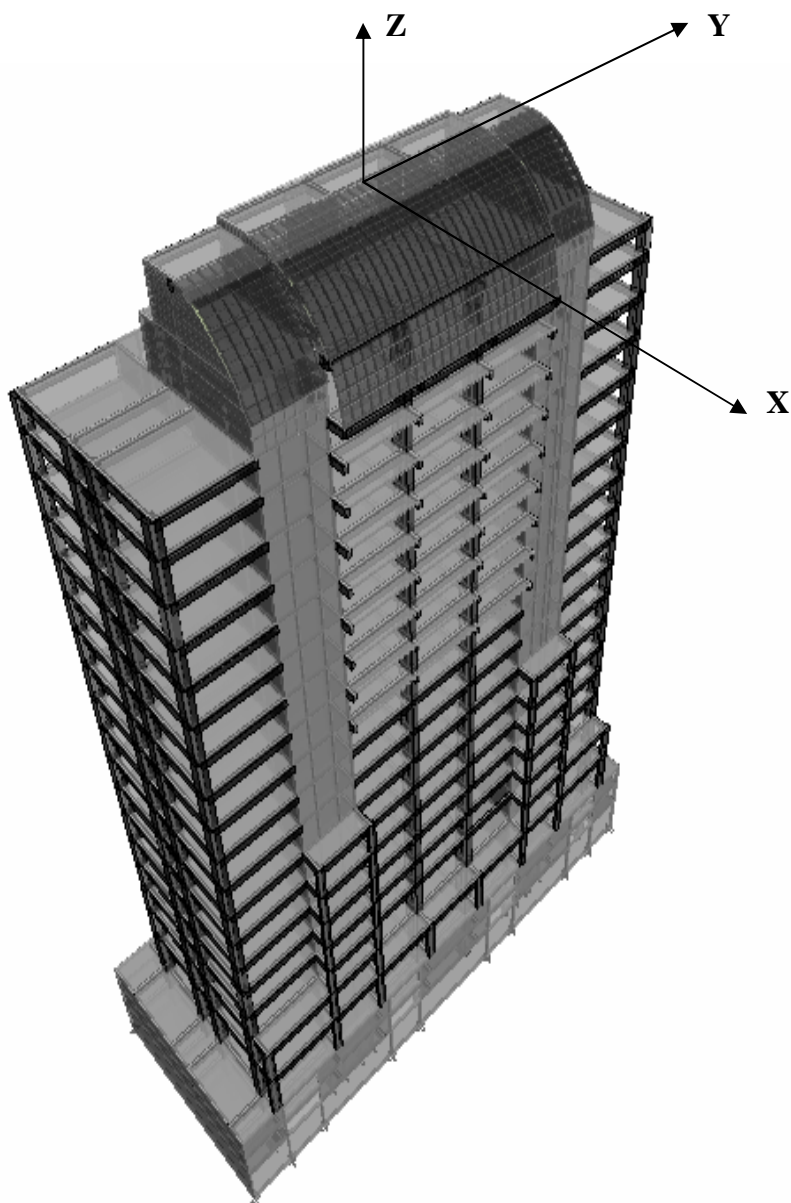
### III.1.3.1 Logiciel utilisé pour la modélisation

L'ETABS (Extended Tridimensionnel Analysis of Building Structures) est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénieries, spécialement adapté aux bâtiments. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ces structures. Il offre les possibilités d'analyser les effets statiques et dynamiques. Le post-processeur graphique facilite l'interprétation des résultats, en offrant notamment la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts et courbes enveloppes.

### III.1.3.2 Etapes de modélisation

- Ø La géométrie de base de la structure est présentée avec les grilles définissant les plans et les portiques de la structure.
- Ø Les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments barres « Frame », ils sont assignés de leurs sections et des propriétés mécaniques de leurs matériaux.
  - Les poutres sont créées entre deux nœuds de même niveau « i ».
  - Les poteaux sont créés entre deux nœuds de différent niveaux « i et i+1 ».
- Ø Les voiles et les dalles sont modélisés par des éléments plaque, dans l'ETABS « Shell » (chaque nœud a six DDL) définit les voiles et les « Plate » (Chaque nœud a 3 DDL) définit les dalles. Ils sont assignés de leurs épaisseurs et des propriétés mécaniques de leurs matériaux
  - Les voiles sont créés entre quatre nœuds de différent niveaux « i et i+1 ».
  - Les dalles sont créées entre quatre nœuds de même niveau « i ».
- Ø La demi-coupole est modélisée par des petits éléments plaque inclinées.
- Ø Les planchers sont modélisés comme infiniment rigide dans leurs plans « Diaphragmes ».
- Ø On charge les éléments de la structure avec les charges permanentes et d'exploitations, « Dead et Live ».
- Ø On définit la masse sismique, «define mass source ».
- Ø On modifié la valeur du module d'élasticité instantané du béton E.
- Ø On introduit le spectre de réponse, « Response Spectrum fonctions ».

On fait l'analyse de la structure avec le type : eigenvectors.



**Figure III.2 : Modèle tridimensionnel selon ETABS.**

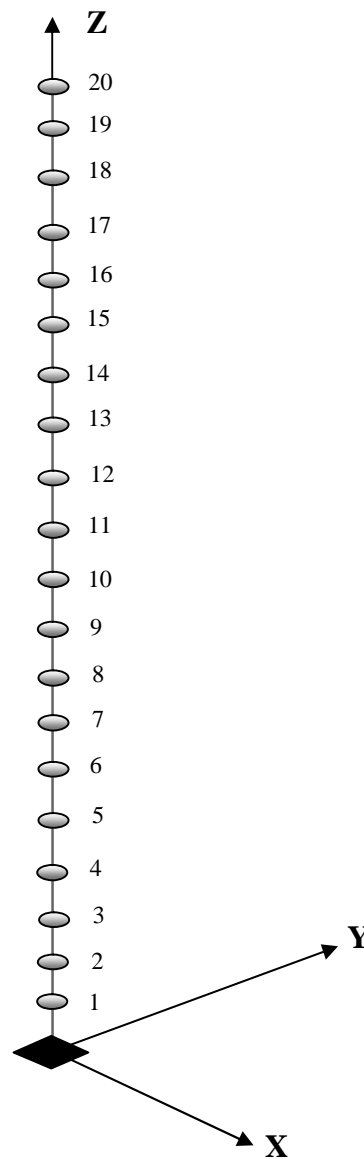
### **III.2 Modélisation du deuxième cas (R+19)**

Dans les modèles mathématiques qui suivent on ne tient pas compte des trois sous-sols de la structure. Par hypothèse que sa base rigide se situe au niveau du plancher rez-de-chaussée, car la différence de rigidité entre les trois sous sols et les étages supérieurs est très importante. (Figure III.3).

Pour tous les modèles en oscillateur multiple, on procède pour tous les calculs avec la même manière que le cas 1.

Les données sont identiques à celles précédemment utilisées, (on supprime les données des trois sous-sols).

Pour le calcul des modes et des périodes propres de vibrations ainsi les pourcentages de participation modale, on utilise le même logiciel.



**Figure III.3 : Modèle en oscillateur multiple en console verticale. (Modèle brochette).**



### III.2.1 Modèle par éléments finis (modèle ETABS)

La tour est modélisée avec les mêmes hypothèses du § III.1.3.2 (Figure III.4).

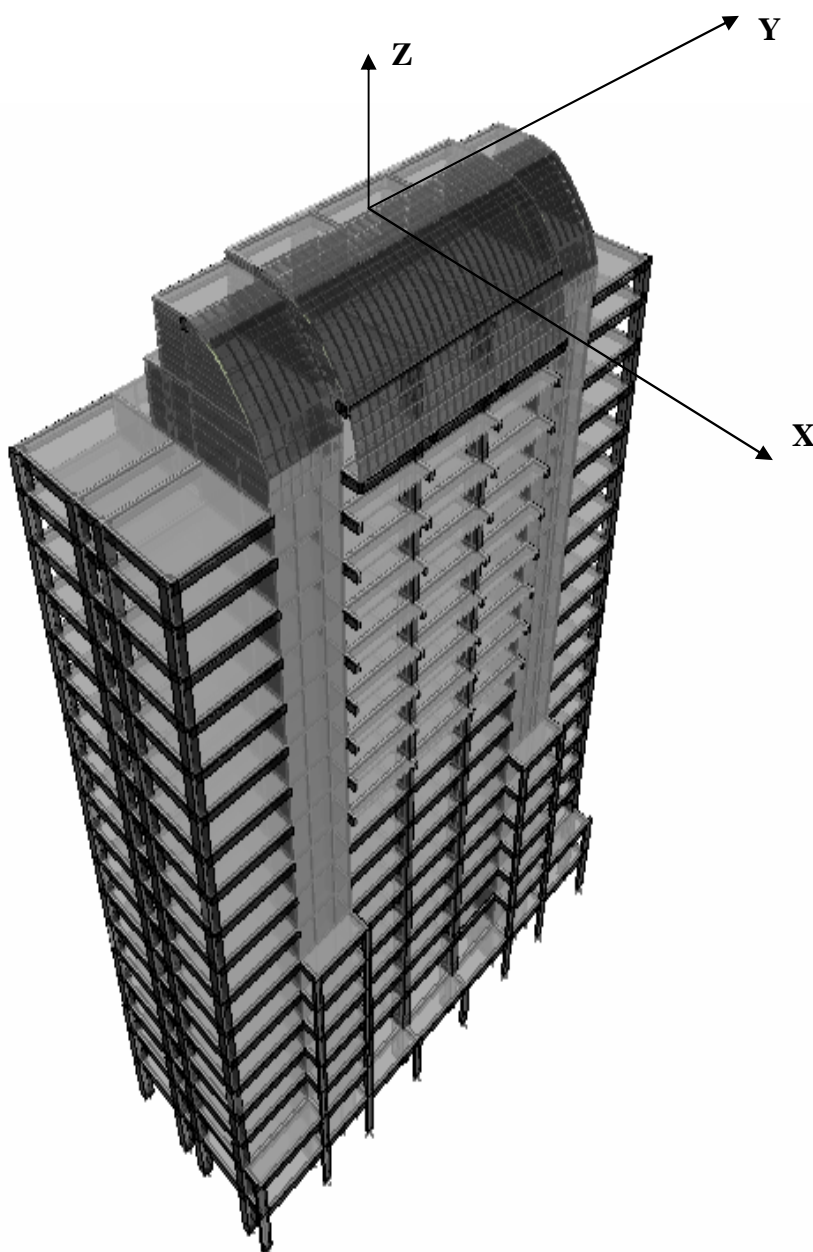


Figure III.4 : Modèle tridimensionnel selon ETABS.

### III.3 Calcul des déplacements relatifs d'étage

Le déplacement horizontal de chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit :

$$d_k = R d_{ek} \quad (\text{Art 4.4.3 RPA 99 version 2003}).$$

$$d_{ek} = \frac{\{F_K\}}{[K]} = \{F_K\} [K]^{-1}$$

$\delta_{ek}$  : déplacement horizontal de l'étage k sans le coefficient de comportement.

R : Coefficient de comportement de la structure.

$[K]^{-1}$  : Matrice inverse de la matrice de rigidité.

$\{F_K\}$  : Vecteur des forces sismiques latérales.

$$F_{ki} = \frac{S_{ai}}{g} \gamma_{ki} W_{ki}$$

Avec :

$W_k$  : Poids de l'étage « k ».

$f_{ik}$  : Amplitude au niveau « k » dans le mode.

$$g_{ki} : \text{Coefficient de distribution : } g_{ki} = f_{ik} \frac{\sum_{k=1}^n W_k f_{ik}}{\sum_{k=1}^n W_k f_{ik}^2}$$

$\frac{S_{ai}}{g}$  : Accélération spectrale de chaque mode « i ».

Pour le calcul des  $\delta_{ek}$  on utilisé le logiciel « MATLAB »

Le déplacement relatif de chaque étage de la structure est calculé :

$$\Delta_k = \delta_{ek} - \delta_{ek-1}. \quad (\text{Art 4.4.3 RPA 99 version 2003}).$$

Il faut vérifier que :  $\Delta_k < 1\% \times h_{\text{étage}}$ .

### III.4 L'action sismique

Elle est déterminée par la méthode dynamique modale spectrale ; cette méthode permet de trouver les efforts internes (moments fléchissant et efforts tranchant) dus aux forces sismiques, qui sont données par le spectre de réponse de calcul :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left[ 1 + \left( \frac{T}{T_1} \right) 2.5 \left[ \frac{Q}{R} \right] - 1 \right] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5h (1.25A) \left[ \frac{Q}{R} \right] & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5h (1.25A) \left[ \frac{Q}{R} \right] \left[ \frac{T_2}{T} \right]^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2.5h \left[ 1.25A \left( \frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \left( \frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \left( \frac{Q}{R} \right) \right] & T \leq 3 \text{ s} \end{cases}$$

Avec :

$\frac{S_a}{g}$  : Accélération spectrale (Art 4.3.3) RPA99 version 2003.

**A** : Coefficient d'accélération de zone

Zone III, groupe 1B  $\Rightarrow$  **A = 0.30.**

**R** : Coefficient de comportement de la structure  $\Rightarrow$  **R = 3.5** (voile porteur).

**h** : Facteur de correction d'amortissement donné par

$$h = \sqrt{\frac{7}{(2+z)}} \geq 0,7.$$

$\zeta$  : pourcentage d'amortissements critique fonction de matériaux.

Béton armé/ maçonnerie  $\Rightarrow$   $\zeta = 10\%$

$$h = \sqrt{\frac{7}{(2+10)}} = 0,76 > 0,7 \quad \text{vérifié.}$$

**T<sub>1</sub>, T<sub>2</sub>** : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

L'étude du site nous a donné la catégorie **S2**, site ferme. Du tableau 4.7 RPA 99 version 2003 on tire les valeurs de  $T_1$  et  $T_2$ .

$$T_1 = 0,15 \text{ s.}$$

$$T_2 = 0,40 \text{ s.}$$

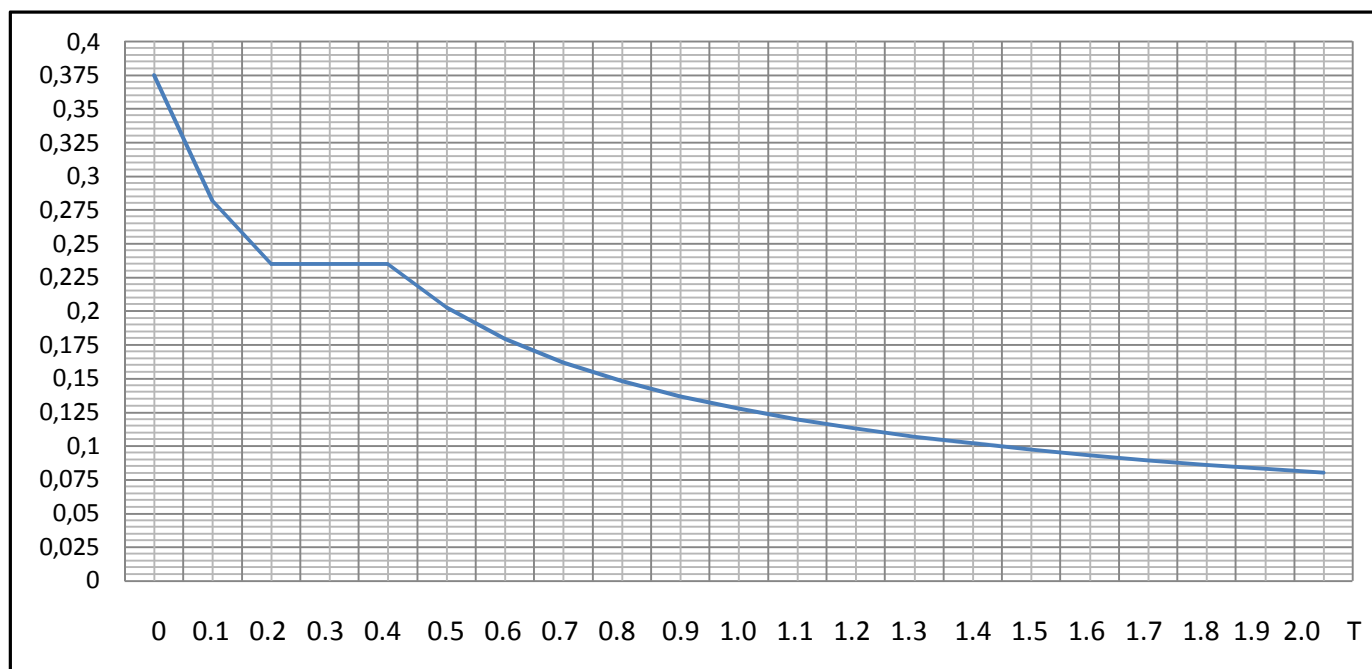
**Q** : facteur de qualité.

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

$P_q$  : la pénalité à retenir qui dépend de l'observation ou non du critère de qualité.

Dans notre cas le facteur de qualité  $Q=1.2$ .

Le spectre de calcul obtenu est représenté à la **figure III.5**.



**Figure III.5 : Spectre de réponse de calcul.**

**Chapitre IV**  
*Présentation  
et discussion des  
résultats*

Dans ce chapitre, les résultats découlant de l'étude dynamique sous séisme sont présentés et analysés, pour chaque modèle mathématique. Ces résultats sont présentés en termes de caractéristiques vibratoires (périodes et modes propres) et de déplacements horizontaux de la structure.

## **IV.1 Caractéristiques vibratoires et déplacements relatifs d'étage**

En théorie, l'analyse dynamique d'une structure nécessite la détermination d'autant de périodes propres et de déformées modales que cette dernière comporte de degrés de liberté.

À partir de ses modes propres, on doit être en mesure d'apprécier le comportement dynamique d'une structure.

Le choix entre les modèles en oscillateur multiple en console verticale (modèle brochettes) et un modèle par éléments finis, doit être guidé par la prévision du comportement dynamique de la structure.

On résume dans des tableaux, pour la structure avec sous-sols et la structure sans sous-sols, les différents types de modes, les périodes de vibrations, les accélérations spectrales ainsi que les déplacements relatifs de chaque étage qui correspondent pour chaque modèle.

### **IV.1.1 Caractéristiques vibratoires du premier cas (R+19+3s/sols)**

Premier modèle.				Deuxième modèle.				Modèle ETABS			
Mode propre de vibration		période propre de vibration T(s).	Accélération spectrale Sa/g	Mode propre de vibration		période propre de vibration T(s).	Accélération spectrale Sa/g	Mode propre de vibration		période propre de vibration T(s).	Accélération spectrale Sa/g
Translation YY	Mode 1	1.23	0.11	Translation YY	Mode 1	0.814	0.145	Translation YY	Mode 1	1.873	0.083
	Mode 2	0.477	0.21		Mode 2	0.240	0.235		Mode 2	0.453	0.22
	Mode 3	0.266	0.235		Mode 3	0.141	0.255		Mode 3	0.208	0.235
	Mode 4	0.188	0.24	Translation XX	Mode 1	0.837	0.140		Mode 4	0.129	0.265
Translation XX	Mode 1	0.941	0.133		Mode 2	0.475	0.21		Mode 5	0.095	0.28
	Mode 2	0.580	0.182		Mode 3	0.275	0.235		Mode 6	0.076	0.305
	Mode 3	0.319	0.235		Mode 4	0.199	0.235	Translation XX	Mode 1	1.428	0.1
	Mode 4	0.233	0.235		Mode 5	0.086	0.29		Mode 2	0.323	0.235
Rotation ZZ	Mode 1	1.385	0.103	Rotation ZZ	Mode 1	1.092	0.125		Mode 3	0.156	0.255
	Mode 2	0.497	0.203		Mode 2	0.392	0.235		Mode 4	0.104	0.28
	Mode 3	0.351	0.235		Mode 3	0.277	0.235		Mode 5	0.079	0.295
Tableau IV.1 : période propre de vibration qui correspond pour chaque mode.									Rotation ZZ	Mode 6	0.064
								Mode 1		1.003	0.28
								Mode 2		0.271	0.235
								Mode 3		0.137	0.265
								Mode 4		0.091	0.285
								Mode 5		0.070	0.305
								Mode 6	0.066	0.31	
								Mode 7	0.059	0.315	

Premier modèle.					Deuxième modèle.					Modèle ETABS				
Mode propre de vibration		Pourcentage de masse modale participante, $\alpha(\%)$			Mode propre de vibration		Pourcentage de masse modale participante, $\alpha(\%)$			Mode propre de vibration		Pourcentage de masse modale participante, $\alpha(\%)$		
		$\alpha_{xx}(\%)$	$\alpha_{yy}(\%)$	$\alpha_{zz}(\%)$			$\alpha_{xx}(\%)$	$\alpha_{yy}(\%)$	$\alpha_{zz}(\%)$			$\alpha_{xx}(\%)$	$\alpha_{yy}(\%)$	$\alpha_{zz}(\%)$
Translation YY	Mode 1	0.00	74.80	0.00	Translation YY	Mode 1	0.00	83.80	0.00	Translation YY	Mode 1	0.12	60.51	0.03
	Mode 2	0.00	11.66	0.00		Mode 2	0.00	5.95	0.00		Mode 2	0.01	13.75	0.08
	Mode 3	0.00	2.92	0.00		Mode 3	0.00	3.27	0.00		Mode 3	0.00	5.86	0.04
	Mode 4	0.00	1.2	0.00		Mode 1	68.02	0.00	0.00		Mode 4	0.00	4.04	0.21
Translation XX	Mode 1	68.73	0.00	0.00	Translation XX	Mode 2	15.16	0.00	0.00		Mode 5	0.32	2.69	0.82
	Mode 2	17.50	0.00	0.00		Mode 3	5.78	0.00	0.00		Mode 6	0.89	2.80	0.14
	Mode 3	2.86	0.00	0.00		Mode 4	0.64	0.00	0.00	Translation XX	Mode 1	58.96	0.14	0.10
	Mode 4	1.08	0.00	0.00		Mode 5	4.03	0.00	0.00		Mode 2	18.12	0.01	0.20
Rotation ZZ	Mode 1	0.00	0.00	81.66	Rotation ZZ	Mode 1	0.00	0.00	80.52		Mode 3	6.79	0.00	0.54
	Mode 2	0.00	0.00	5.50		Mode 2	0.00	0.00	6.73		Mode 4	4.74	0.01	0.51
	Mode 3	0.00	0.00	3.94		Mode 3	0.00	0.00	3.25		Mode 5	2.89	0.35	0.59
	$\sum \alpha_i (\%)$	90.17	90.58	91.10		$\sum \alpha_i (\%)$	93.63	93.02	90.50		Mode 6	2.01	0.69	0.00
Tableau IV.2 : Pourcentage de participation modale qui correspond pour chaque mode.										Rotation ZZ	Mode 1	0.12	0.12	56.15
											Mode 2	0.33	0.05	12.88
											Mode 3	0.62	0.10	5.10
											Mode 4	0.42	1.18	3.66
											Mode 5	0.43	1.20	4.39
											Mode 6	0.32	1.55	2.23
											Mode 7	0.12	0.88	4.30
											$\sum \alpha_i (\%)$	97.19	95.92	91.98



## IV.1.2 Déplacements relatifs des étages du premier cas

	Premier modèle		Deuxième modèle.		Modèle ETABS	
Etage	Déplacement relatif direction XX	Déplacement relatif direction YY	Déplacement relatif direction XX	Déplacement relatif direction YY	Déplacement relatif direction XX	Déplacement relatif direction YY
19	-1.02E-06	4.06E-07	-1.21E-06	6.27E-07	0.00E+00	0.00E+00
18	-1.72E-07	-1.30E-07	-2.63E-07	-5.60E-08	0.00E+00	0.00E+00
17	-4.98E-05	-6.22E-05	-2.37E-05	-1.14E-05	4.18E-03	4.27E-03
16	8.91E-06	4.62E-05	1.29E-05	5.95E-06	4.28E-03	4.67E-03
15	3.07E-05	1.13E-06	1.67E-06	2.56E-06	4.37E-03	4.97E-03
14	-1.06E-06	1.03E-06	-1.26E-05	-1.02E-07	4.43E-03	5.24E-03
13	-6.06E-07	1.09E-06	6.16E-07	1.23E-07	4.46E-03	5.48E-03
12	-7.00E-07	5.88E-07	-7.28E-07	2.45E-08	4.48E-03	5.67E-03
11	-1.99E-06	-4.73E-07	-1.35E-06	-5.25E-08	4.46E-03	5.82E-03
10	-3.27E-06	-1.47E-06	-1.49E-06	-1.02E-07	4.42E-03	5.93E-03
9	-3.29E-06	-1.68E-06	-1.60E-06	-1.19E-07	4.34E-03	5.99E-03
8	-2.04E-06	-1.10E-06	-1.00E-06	-1.02E-07	4.24E-03	6.00E-03
7	-1.48E-06	-9.91E-07	-7.39E-07	-2.38E-07	4.11E-03	5.95E-03
6	8.36E-07	4.73E-07	2.22E-06	-3.50E-09	3.94E-03	5.83E-03
5	1.16E-06	7.07E-07	2.63E-06	8.75E-08	3.75E-03	5.65E-03
4	4.52E-07	3.75E-07	1.24E-06	1.30E-07	3.54E-03	5.40E-03
3	8.12E-07	7.14E-07	1.38E-06	2.87E-07	3.23E-03	5.08E-03
2	4.86E-07	4.83E-07	5.21E-07	1.47E-07	2.80E-03	4.64E-03
1	5.43E-06	4.00E-06	2.76E-06	5.74E-07	2.37E-03	4.03E-03
RDC	6.51E-06	7.83E-06	1.66E-06	8.37E-07	1.85E-03	2.92E-03
ss1	-3.08E-06	-1.66E-06	-5.82E-06	-8.40E-07	8.91E-04	9.43E-04
ss2	1.33E-05	5.65E-06	2.31E-05	2.88E-06	6.99E-04	6.42E-04

Tableau IV.3 : Déplacements relatifs des étages.

L'examen des résultats donnés dans les tableaux, ont permis de faire les observations suivantes :

Pour atteindre les quatre vingt dix pourcent des pourcentages massiques participants, ( $\sum \alpha > 90\%$ ) art 4.3.4 RPA 99 version 2003, en fonction du modèle et du sens choisi, il nécessaire d'avoir :

- a) dans la direction yy
  - ü Pour le premier modèle : quatre modes significatifs.
  - ü Pour le deuxième modèle : trois modes significatifs.
  - ü Pour le modèle ETABS : six modes significatifs.
- b) dans la direction xx
  - ü Pour le premier modèle : quatre modes significatifs.
  - ü Pour le second modèle : cinq modes significatifs.
  - ü Pour le modèle ETABS : six modes significatifs.
- c) autour de zz
  - ü Pour le premier modèle : trois modes significatifs.
  - ü Pour le second modèle : trois modes significatifs.
  - ü Pour le Modèle ETABS : sept modes significatifs.

Les premières périodes et les accélérations correspondantes pour chaque direction de vibration sont égales à :

- a) dans la direction yy
  - ü Pour le premier modèle :  $T_1=1.23s$  et  $\frac{Sa}{g} = 0.110$ .
  - ü Pour le second modèle :  $T_1=0.814$  et  $\frac{Sa}{g} = 0.145$ .
  - ü Pour le modèle ETABS :  $T_1=0.1.873$  et  $\frac{Sa}{g} = 0.083$ .
- b) dans la direction xx
  - ü Pour le premier modèle :  $T_1=0.941s$  et  $\frac{Sa}{g} = 0.133$ .
  - ü Pour le second modèle :  $T_1=0.837$  et  $\frac{Sa}{g} = 0.140$ .
  - ü Pour le modèle ETABS :  $T_1=1.428$  et  $\frac{Sa}{g} = 0.100$ .
- c) autour de zz
  - ü Pour le premier modèle :  $T_1=1.385s$  et  $\frac{Sa}{g} = 0.103$ .
  - ü Pour le second modèle :  $T_1=1.092$  et  $\frac{Sa}{g} = 0.125$ .
  - ü Pour le modèle ETABS :  $T_1=1.003$  et  $\frac{Sa}{g} = 0.280$ .

En comparant les périodes, accélérations spectrales et déplacements relatifs, on remarque que :

- ü Le deuxième modèle est le modèle le plus rigide, car la structure prend moins de temps (par rapport aux autres modèles) dans les trois directions (yy, xx et zz), pour reprendre sa position initiale. Les accélérations spectrales et les efforts horizontaux induits sont donc importants, (plus la période diminue plus l'accélération spectrale augmente, idem pour les efforts horizontaux).

Les déplacements relatifs d'étages vérifient la condition du RPA,  $\Delta_k < 1\% \times h_{\text{étage}}$ .

Les efforts internes (moments fléchissant et efforts tranchants) étant importants, pour cela on aura des sections d'aciers importantes.

- ü Le premier modèle est moins rigide que le précédent, car la structure prend plus de temps dans les trois directions (yy, xx et zz), pour reprendre sa position initiale ; ce qui donne des accélérations spectrales et des efforts horizontaux moins important que le deuxième modèle.

Les déplacements relatifs d'étages sont vérifiés.

Les efforts internes (moments fléchissant et efforts tranchants) sont moins importants par rapport au modèle précédant ; ce qui donne des sections d'aciers moins importantes.

- ü Le modèle ETABS est le moins rigide, car la structure prend plus de temps dans les trois directions (yy, xx et zz), pour reprendre sa position initiale, ce qui donne des petites accélérations spectrales et des efforts horizontaux plus petits.

Les déplacements relatifs d'étage vérifiés la condition du RPA,  $\Delta_k < 1\% \times h_{\text{étage}}$ .

Les efforts internes donnés par ce modèle sont plus faibles par rapport aux autres modèles. Pour cela le ferrailage sera moins important.

## IV.1.3 Caractéristiques vibratoires du deuxième cas (R+19)

Premier modèle.				Deuxième modèle.				Modèle ETABS				
Mode propre de vibration		période propre de vibration T(s).	Accélération spectrale	Mode propre de vibration		période propre de vibration T(s).	Accélération spectrale	Mode propre de vibration		période propre de vibration T(s).	Accélération spectrale	
Translation (YY)	Mode 1	1.008	0.126	Translation (YY)	Mode 1	0.579	0.200	Translation (YY)	Mode 1	1.659	0.090	
Translation (XX)	Mode 1	1.181	0.115	Translation (XX)	Mode 1	0.928	0.135		Mode 2	0.407	0.210	
Rotation (ZZ)	Mode 1	1.245	0.110		Mode 2	0.419	0.230		Mode 3	0.190	0.240	
Tableau IV.4 : Période propre de vibration qui correspond pour chaque mode.				Rotation (ZZ)	Mode 1	0.971	0.130	Translation (XX)	Mode 1	1.191	0.115	
									Mode 2	0.288	0.235	
									Mode 3	0.141	0.262	
				Rotation (ZZ)	Mode 1	0.899	0.137					
					Mode 2	0.253	0.235					
					Mode 3	0.129	0.265					

Premier modèle.					Deuxième modèle.					Modèle ETABS				
Mode propre de vibration		Pourcentage de masse modale participante, $\alpha(\%)$			Mode propre de vibration		Pourcentage de masse modale participante, $\alpha(\%)$			Mode propre de vibration		Pourcentage de masse modale participante, $\alpha(\%)$		
		$\alpha_{xx}(\%)$	$\alpha_{yy}(\%)$	$\alpha_{zz}(\%)$			$\alpha_{xx}(\%)$	$\alpha_{yy}(\%)$	$\alpha_{zz}(\%)$			$\alpha_{xx}(\%)$	$\alpha_{yy}(\%)$	$\alpha_{zz}(\%)$
Translation (YY)	Mode 1	0.00	97.23	0.00	Translation (YY)	Mode 1	0.00	93.17	0.00	Translation (YY)	Mode 1	0.12	70.62	0.08
Translation (XX)	Mode 1	96.37	0.00	0.00	Translation (XX)	Mode 1	89.32	0.00	0.00		Mode 2	0.01	16.26	0.11
Rotation (ZZ)	Mode 1	0.00	0.00	90.65		Mode 2	2.30	0.00	0.00		Mode 3	0.00	5.86	0.04
	$\sum \alpha$	96.37	97.23	90.65	Rotation (ZZ)	Mode 1	0.00	0.00	90.10	Translation (XX)	Mode 1	67.25	0.14	0.35
Tableau IV.5 : Pourcentage de participation modale qui correspond pour chaque mode.						$\sum \alpha$	91.62	93.17	90.10		Mode 2	18.89	0.02	0.58
											Mode 3	4.78	0.01	1.01
					Rotation (ZZ)	Mode 1	0.38	0.14	71.80					
						Mode 2	0.92	0.05	15.66					
						Mode 3	0.94	0.05	4.15					
						$\sum \alpha$	93.29	93.14	93.77					

## IV.1.4 Déplacements horizontaux du deuxième cas

	Premier modèle		Deuxième modèle.		Modèle ETABS	
Etage	Déplacement relatif direction XX	Déplacement relatif direction YY	Déplacement relatif direction XX	Déplacement relatif direction YY	Déplacement relatif direction XX	Déplacement relatif direction YY
19	1.83E-06	1.69E-06	-8.26E-07	8.61E-07	0.00E+00	0.00E+00
18	2.06E-06	1.45E-06	-3.78E-06	6.30E-07	0.00E+00	0.00E+00
17	3.14E-06	1.27E-06	-1.23E-05	-3.99E-07	3.58E-03	3.73E-03
16	6.65E-06	1.38E-06	9.00E-07	-1.05E-08	3.70E-03	4.15E-03
15	6.39E-06	1.39E-06	6.37E-07	1.40E-08	3.79E-03	4.47E-03
14	6.21E-06	1.38E-06	4.20E-07	9.10E-08	3.86E-03	4.74E-03
13	6.09E-06	1.36E-06	3.40E-07	1.30E-07	3.89E-03	4.96E-03
12	5.99E-06	1.32E-06	5.39E-07	1.54E-07	3.90E-03	5.14E-03
11	5.84E-06	1.27E-06	6.13E-07	1.86E-07	3.89E-03	5.27E-03
10	5.67E-06	1.22E-06	2.17E-07	2.14E-07	3.84E-03	5.34E-03
9	5.60E-06	1.16E-06	-3.92E-07	2.31E-07	3.75E-03	5.36E-03
8	5.72E-06	1.09E-06	-5.36E-07	2.63E-07	3.64E-03	5.32E-03
7	5.87E-06	1.02E-06	-7.42E-07	1.37E-07	3.49E-03	5.22E-03
6	6.08E-06	9.80E-07	1.56E-06	3.19E-07	3.29E-03	5.03E-03
5	5.63E-06	8.89E-07	3.12E-06	3.33E-07	3.08E-03	4.78E-03
4	4.74E-06	7.94E-07	3.97E-06	3.08E-07	2.83E-03	4.43E-03
3	3.61E-06	7.06E-07	-4.65E-06	-1.66E-06	2.48E-03	4.00E-03
2	4.94E-06	1.18E-06	-4.76E-06	-1.89E-06	1.98E-03	3.43E-03
1	6.30E-06	1.72E-06	2.20E-05	6.02E-06	1.49E-03	2.66E-03

Tableau IV.6 : Déplacements relatifs des étages.

L'examen des résultats donnés dans les tableaux, ont permis de faire les observations suivantes :

Pour atteindre les quatre vingt dix pourcent des pourcentages massiques participants, ( $\sum \alpha > 90\%$ ) art 4.3.4 RPA 99 version 2003, en fonction du modèle et du sens choisi, il est nécessaire d'avoir :

- a) dans la direction yy
  - ü Pour le premier modèle : un mode significatif.
  - ü Pour le deuxième modèle : un mode significatif.
  - ü Pour le modèle ETABS : trois modes significatifs.
- b) dans la direction xx
  - ü Pour le premier modèle : un mode significatif.
  - ü Pour le second modèle : deux modes significatifs.
  - ü Pour le modèle ETABS : trois modes significatifs.
- c) autour de zz
  - ü Pour le premier modèle : un mode significatif.
  - ü Pour le second modèle : un mode significatif.
  - ü Pour le Modèle ETABS : trois modes significatifs.

Les premières périodes et les accélérations correspondantes pour chaque direction de vibration sont égales à :

- a) dans la direction yy
  - ü Pour le premier modèle :  $T_1=1.008s$  et  $\frac{Sa}{g} = 0.126$ .
  - ü Pour le second modèle :  $T_1=0.579s$  et  $\frac{Sa}{g} = 0.200$ .
  - ü Pour le modèle ETABS :  $T_1=0.1.659s$  et  $\frac{Sa}{g} = 0.090$ .
- b) dans la direction xx
  - ü Pour le premier modèle :  $T_1=1.181$  et  $\frac{Sa}{g} = 0.115$ .
  - ü Pour le second modèle :  $T_1=0.928s$  et  $\frac{Sa}{g} = 0.135$ .
  - ü Pour le modèle ETABS :  $T_1=1.191$  et  $\frac{Sa}{g} = 0.115$ .
- c) autour de zz
  - ü Pour le premier modèle :  $T_1=1.245$  et  $\frac{Sa}{g} = 0.110$ .
  - ü Pour le second modèle :  $T_1=0.971$  et  $\frac{Sa}{g} = 0.130$ .
  - ü Pour le modèle ETABS :  $T_1=0.899$  et  $\frac{Sa}{g} = 0.137$ .

En comparant les périodes, accélérations spectrales et déplacements relatifs, on remarque que :

- ü Le deuxième modèle est le modèle le plus rigide, car la structure prend moins de temps (par rapport aux autres modèles) dans les trois directions (yy, xx et zz), pour reprendre sa position initiale. Les accélérations spectrales et les efforts horizontaux induits sont donc importants, (plus la période diminue plus l'accélération spectrale augmente, idem pour les efforts horizontaux).

Les déplacements relatifs d'étages vérifient la condition du RPA,  $\Delta_k < 1\% \times h_{\text{étage}}$ .

Les efforts internes (moments fléchissant et efforts tranchants) étant importants, pour cela on aura des sections d'aciers importantes.

- ü Le premier modèle est moins rigide que le précédent, car la structure prend plus de temps dans les trois directions (yy, xx et zz), pour reprendre sa position initiale ; ce qui donne des accélérations spectrales et des efforts horizontaux moins important que le modèle deux.

Les déplacements relatifs d'étages sont vérifiés.

Les efforts internes (moments fléchissants et efforts tranchants) sont moins importants par rapport au modèle précédant ; ce qui donne des sections d'aciers moins importantes.

- ü Le modèle ETABS est le moins rigide, car la structure prend plus de temps dans les trois directions (yy, xx et zz), pour reprendre sa position initiale, ce qui donne des petites accélérations spectrales et des efforts horizontaux plus petits.

Les déplacements relatifs d'étage vérifiés,  $\Delta_k < 1\% \times h_{\text{étage}}$ .

Les efforts internes donnés par ce modèle sont plus faibles par rapport aux autres modèles ; pour cela le ferrailage sera moins important.

La comparaison des deux cas de modèle, R+19 et R+19+3s/sols, amène aux observations suivantes :

Pour atteindre les quatre vingt dix pourcent des pourcentages massiques participants, ( $\sum \alpha > 90\%$ ) art 4.3.4 RPA 99 version 2003, en fonction du modèle et du sens choisi, il nécessaire d'avoir :

Pour le premier modèle des deux cas de modélisation :

a) dans la direction yy

- ü Pour le premier cas de modélisation : quatre modes significatifs.
- ü Pour le deuxième cas : un mode significatif.



- b) dans la direction xx
  - Û Pour le premier : quatre modes significatifs.
  - Û Pour le deuxième cas : un mode significatif.
- c) autour de zz
  - Û Pour le premier cas : trois modes significatifs.
  - Û Pour le second cas : un mode significatif.

Pour le second modèle des deux cas de modélisation :

- a) dans la direction yy
  - Û Pour le premier cas : trois modes significatifs.
  - Û Pour le deuxième cas : un mode significatif.
- b) dans la direction xx
  - Û Pour le premier cas : cinq modes significatifs.
  - Û Pour le deuxième cas : deux modes significatifs.
- c) autour de zz
  - Û Pour le premier cas : trois modes significatifs.
  - Û Pour le second cas : un mode significatif.

Ainsi pour, le troisième modèle des deux cas de modélisation présente :

- a) dans la direction yy
  - Û Pour le premier cas de modélisation : six modes significatifs.
  - Û Pour le deuxième cas : trois modes significatifs.
- b) dans la direction xx
  - Û Pour le premier cas : six modes significatifs.
  - Û Pour le deuxième cas : trois modes significatifs.
- c) autour de zz
  - Û Pour le premier cas : sept modes significatifs.
  - Û Pour le second cas : trois modes significatifs.

On analysant tous les résultats pour les deux cas de modélisation, on conclut que :

- Û Le premier cas de modélisation (structure avec sous-sols) donne une structure moins rigide, car la structure prend plus de temps pour reprendre sa position initiale et demande plusieurs modes significatifs pour dissiper son énergie.

- Le deuxième cas de modélisation (structure sans sous-sols) donne une structure plus rigide, car la structure prend moins de temps pour reprendre sa position initiale et demande moins de modes significatifs pour dissiper son énergie.

## IV.2 Vérification de l'effort sismique à la base

### IV.2.1 Premier cas (R+19+3s/sols)

#### IV.2.1.1 Détermination de la force sismique V avec La MSE (méthode statique équivalente)

La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure est calculée par la formule suivante : (RPA 99 version 2003 Art 4-2-3).

$$V = \frac{A.D.Q}{R} W$$

- Coefficient d'accélération de zone :  $A = 0.30$
- Périodes caractéristiques  $T_1$  et  $T_2$

Site 2  $\begin{cases} T_1 = 0.15s \\ T_2 = 0.4s \end{cases}$

- Facteur de qualité Q :  $Q_L = 1 + 0.2 = 1,2$  ;  $Q_T = 1 + 0.15 = 1,15$ .
- Facteur de correction d'amortissement  $\eta$  :  $h = \sqrt{\frac{7}{(2+10)}} = 0,76 > 0,7$  vérifié
- Coefficient de comportement de la structure R :  $R = 3.5$  (voiles porteurs)
- Poids total de la structure :  $W = \sum_{i=1}^n W_i = 42174 \text{ t.}$
- Période fondamentale de la structure

$$T = \min \begin{cases} 0.09 h_n / (L)^{1/2} \\ C_T \cdot h_n^{3/4} \end{cases}$$

$h_n$  : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau .

$C_T$  : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage .

$L$  : dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

## Ø Sens longitudinal

$$L = 27\text{m} \quad h_n = 91.65\text{ m} \quad C_T = 0.05 \quad T = \min(1.589\text{s}, 1.481\text{s}) \quad T = 1.481\text{s}.$$

## Ø Sens transversal

$$L = 69\text{ m} \quad h_n = 91.65\text{ m} \quad C_T = 0.05. \quad T = \min(0.993\text{s}, 1.481\text{s}) \quad T = 0.993\text{s}.$$

- Facteur d'amplification dynamique moyen D

Il est en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (  $\eta$  ) et de la période fondamentale de la structure (T).

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

$T_2$  : période caractéristique, associée à la catégorie du site.

## Ø Sens longitudinal

$$T_2 \leq T \leq 3.0s \quad D = 2.5\eta (T_2/T)^{2/3} \quad D = 0.794$$

## Ø Sens transversal :

$$T_2 \leq T \leq 3.0s \quad D = 2.5h (T_2/T)^{2/3} \quad D = 1.036$$

- Calcul de V

## Ø Sens longitudinal

$$V = \frac{0.3 \times 0.794 \times 1.2}{3.5} 42174 = 3444t$$

## Ø Sens transversal

$$V = \frac{0.3 \times 1.036 \times 1.15}{3.5} 42174 = 4307t$$

## IV.2.1.2 Vérification (Art 4.3.6 RPA99 version 2003)

**a Premier modèle**

Ø Sens longitudinal  $V=6321t > 0.8 \times 3444 = 2755 t.$

Ø Sens transversal  $V=6075t > 0.8 \times 4307 = 3446 t.$

**b Troisième modèle**

Ø Sens longitudinal  $V=6426 t > 0.8 \times 3444 = 2755 t.$

Ø Sens transversal  $V=6537 t > 0.8 \times 4307 = 3446 t.$

**c Modèle ETABS**

Ø Sens longitudinal :  $V=6267t > 0.8 \times 3444 = 2755 t.$

Ø Sens transversal :  $V=5329t > 0.8 \times 4307 = 3446 t.$

**IV.2.2 Deuxième cas (R+19)****IV.2.2.1 Détermination de la force sismique V avec La MSE (méthode statique équivalente)**

La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure est calculée par la formule suivante :  
(RPA 99 version 2003 Art 4-2-3)

$$V = \frac{A.D.Q}{R} W$$

- Coefficient d'accélération de zone :  $A = 0.30$

- Périodes caractéristiques  $T_1$  et  $T_2$

$$\text{Site 2} \begin{cases} T_1 = 0.15s \\ T_2 = 0.4s \end{cases}$$

- Facteur de qualité Q  $Q_L = 1 + 0.2 = 1,2 ;$

$$Q_T = 1 + 0.15 = 1,15.$$

- Facteur de correction d'amortissement  $\eta \quad h = \sqrt{\frac{7}{(2+10)}} = 0,76 > 0,7 \quad \text{vérifiée}$

- Coefficient de comportement de la structure R :  $R = 3.5$  (voiles porteurs)

- Poids total de la structure  $W = \sum_{i=1}^n W_i = 33453t.$
- Période fondamentale de la structure

$$T = \min \begin{cases} 0.09h_n / (L)^{1/2} \\ C_T \cdot h_n^{3/4} \end{cases}$$

$h_n$  : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$C_T$  : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage.

$L$  : dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

Ø Sens longitudinal

$$L = 27m \quad h_n = 80.15m \quad C_T = 0.05 \quad T = \min (1.387s, 1.339s) \quad T = 1.339s.$$

Ø Sens transversal

$$L = 59.55 m \quad h_n = 80.15m \quad C_T = 0.05. \quad T = \min (0.935s, 1.339s) \quad T = 0.935s.$$

- Facteur d'amplification dynamique moyen D

Il est en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure ( $T$ ).

$$D = \begin{cases} 2.5h & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5h(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5h(T_2/3.0)^{2/3}(3.0/T)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

$T_2$  : période caractéristique, associée à la catégorie du site.

Ø Sens longitudinal

$$T_2 \leq T \leq 3.0s \quad D = 2.5\eta (T_2/T)^{2/3} \quad D = 0.794$$

Ø Sens transversal

$$T_2 \leq T \leq 3.0s \quad D = 2.5h (T_2/T)^{2/3} \quad D = 1.079$$

- Calcul de V

Ø Sens longitudinal

$$V = \frac{0.3 \times 0.794 \times 1.2}{3.5} 33453 = 2732t$$

Ø Sens transversal

$$V = \frac{0.3 \times 1.079 \times 1.15}{3.5} 33453 = 3558t$$

#### IV.2.2.2 Vérification (Art 4.3.6 RPA99 version 2003)

##### a Premier modèle

Ø Sens longitudinal  $V=4702t > 0.8 \times 3444 = 2755 t.$

Ø Sens transversal  $V=5890t > 0.8 \times 4307 = 3446 t.$

##### b Troisième modèle

Ø Sens longitudinal  $V=4918t > 0.8 \times 3444 = 2755 t.$

Ø Sens transversal  $V=6050t > 0.8 \times 4307 = 3446 t.$

##### c Modèle ETABS

Ø Sens longitudinal :  $V=5548t > 0.8 \times 3444 = 2755 t.$

Ø Sens transversal  $V=4674t > 0.8 \times 4307 = 3446 t.$

On remarque que l'effort tranchant à la base est vérifié pour les deux cas de modélisation.

On remarque aussi que le poids total de la structure calculé manuellement et celui de L'ETABS sont vraiment proche. Pour le premier cas la différence est de 2.35% et la différence pour le deuxième cas est de 2.1%.

### IV.3 Vérification de l'effet (P-Δ)

Les effets du 2<sup>o</sup> ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligé dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$q = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0.10$$

$P_K$  : 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».

$\Delta_K$  : déplacement relatif du niveau « K » par rapport au niveau «K-1».

$h_k$  : hauteur d'étage «K».

Les résultats trouvés sont présentés dans des tableaux pour les deux cas (avec et sans sous sols)

	Premier modèle		Deuxième modèle		Modèle ETABS		Vérification
Etage	$\theta_{yy}$	$\theta_{xx}$	$\theta_{yy}$	$\theta_{xx}$	$\theta_{yy}$	$\theta_{xx}$	$\theta < 0.10$
20	3.36E-06	1.04E-06	1.46E-06	6.30E-07	0.00E+00	0.00E+00	OK
19	9.02E-07	1.16E-07	4.38E-07	8.00E-08	0.00E+00	0.00E+00	OK
18	8.08E-05	2.29E-05	3.99E-05	1.73E-05	3.82E-03	4.67E-03	OK
17	2.30E-05	6.12E-06	1.12E-05	4.85E-06	2.23E-03	2.89E-03	OK
16	2.47E-06	3.22E-06	1.78E-06	2.59E-06	2.99E-03	4.04E-03	OK
15	2.51E-05	1.58E-07	1.67E-05	1.28E-07	4.01E-03	5.63E-03	OK
14	1.29E-06	1.95E-07	8.28E-07	1.58E-07	4.38E-03	6.33E-03	OK
13	1.59E-06	3.99E-08	9.94E-07	3.23E-08	4.74E-03	7.05E-03	OK
12	3.01E-06	8.73E-08	1.86E-06	7.04E-08	5.06E-03	7.75E-03	OK
11	3.34E-06	1.71E-07	2.05E-06	1.37E-07	5.34E-03	8.39E-03	OK
10	3.54E-06	2.01E-07	2.19E-06	1.62E-07	5.54E-03	8.94E-03	OK
9	2.15E-06	1.70E-07	1.35E-06	1.39E-07	5.65E-03	9.38E-03	OK
8	1.53E-06	3.93E-07	9.85E-07	3.25E-07	5.67E-03	9.67E-03	OK
7	4.47E-06	5.70E-09	2.94E-06	4.76E-09	5.59E-03	9.78E-03	OK
6	5.16E-06	1.41E-07	3.46E-06	1.19E-07	5.45E-03	9.73E-03	OK
5	2.40E-06	2.08E-07	1.64E-06	1.76E-07	5.22E-03	9.50E-03	OK
4	2.64E-06	4.59E-07	1.84E-06	3.90E-07	4.86E-03	9.10E-03	OK
3	9.90E-07	2.35E-07	7.02E-07	2.01E-07	4.27E-03	8.49E-03	OK
2	5.23E-06	9.25E-07	3.77E-06	7.95E-07	3.69E-03	7.55E-03	OK
1	3.21E-06	1.39E-06	2.32E-06	1.19E-06	2.95E-03	5.62E-03	OK
RDC	1.55E-05	1.92E-06	1.12E-05	1.64E-06	1.91E-03	2.43E-03	OK
Ss1	4.21E-05	4.53E-06	3.02E-05	3.83E-06	9.85E-04	1.07E-03	OK
Ss2	2.22E-05	8.16E-06	1.59E-05	6.87E-06	1.66E-05	8.28E-06	OK

Tableau IV.7 : Vérification de l'effet (P- $\Delta$ ) du premier cas.



	Premier modèle		Deuxième modèle		Modèle ETABS		Vérification
Etage	$\theta_{yy}$	$\theta_{xx}$	$\theta_{yy}$	$\theta_{xx}$	$\theta_{yy}$	$\theta_{xx}$	$\theta < 0.10$
20	4.70E-06	1.70E-06	1.45E-06	7.92E-07	0.00E+00	0.00E+00	OK
19	6.75E-06	2.07E-06	7.98E-06	8.35E-07	0.00E+00	0.00E+00	OK
18	9.96E-06	1.91E-06	2.40E-05	5.55E-07	3.39E-03	4.10E-03	OK
17	1.09E-05	1.12E-06	9.33E-07	7.86E-09	1.95E-03	2.54E-03	OK
16	1.23E-05	1.40E-06	8.08E-07	1.28E-08	2.59E-03	3.54E-03	OK
15	1.42E-05	1.75E-06	6.55E-07	1.01E-07	3.45E-03	4.94E-03	OK
14	1.35E-05	1.75E-06	5.33E-07	1.44E-07	3.74E-03	5.59E-03	OK
13	1.30E-05	1.74E-06	8.51E-07	1.72E-07	4.01E-03	6.23E-03	OK
12	1.25E-05	1.71E-06	9.74E-07	2.09E-07	4.24E-03	6.84E-03	OK
11	1.19E-05	1.65E-06	3.48E-07	2.43E-07	4.42E-03	7.37E-03	OK
10	1.17E-05	1.58E-06	6.33E-07	2.66E-07	4.52E-03	7.78E-03	OK
9	1.18E-05	1.49E-06	8.68E-07	3.06E-07	4.56E-03	8.07E-03	OK
8	1.21E-05	1.39E-06	1.20E-06	1.62E-07	4.51E-03	8.17E-03	OK
7	1.25E-05	1.33E-06	2.54E-06	3.85E-07	4.39E-03	8.09E-03	OK
6	1.16E-05	1.21E-06	5.09E-06	4.11E-07	4.21E-03	7.86E-03	OK
5	9.81E-06	1.08E-06	6.58E-06	3.90E-07	3.95E-03	7.44E-03	OK
4	7.53E-06	9.59E-07	7.91E-06	2.15E-06	3.55E-03	6.85E-03	OK
3	1.04E-05	1.61E-06	8.40E-06	2.53E-06	2.91E-03	6.02E-03	OK
2	1.35E-05	2.38E-06	4.07E-05	8.36E-06	2.26E-03	4.81E-03	OK
1	1.34E-05	2.45E-06	4.29E-05	8.75E-06	2.93E-03	5.50E-03	OK

Tableau IV.8 : Vérification de l'effet (P- $\Delta$ ) du deuxième cas.

L'effet (P-  $\Delta$ ) est vérifié pour tous les deux cas (R+19 et R+19+3s/sols), ce qui ne nécessite pas un calcul du deuxième ordre, (Effets combinés des déplacements et du chargement).

## V. Conclusions

Après l'analyse des modèles utilisées pour le calcul d'une structure R+19+S/Sol, on déduit les conclusions principales suivantes :

Pour l'analyse horizontale du premier et du deuxième cas :

Le modèle ETABS est moins rigide par rapport aux deux autres modèles (modèles brochettes).

Le ferrailage du modèle ETABS est moins important que les deux modèles en oscillateur multiples.

Dans les modèles brochettes chaque direction travaille seul, par contre le modèle ETABS permet de faire l'interaction des trois directions xx, yy et zz.

Dans le modèle ETABS y a interaction entre les modes de vibrations, (les translations et la rotation) ; contrairement aux modèles brochettes (modèle plan) dont chaque mode de vibration travaille seul.

Le modèle ETABS représente d'une manière plus réaliste la structure et fait une correcte répartition des charges notamment de la demie-coupole contrairement aux modèles en oscillateur multiples ou en répartie les charges sur les trois derniers niveaux.

**On conclut que le modèle ETABS est le plus favorable en le comparant aux modèles en oscillateur multiples.**

Pour L'analyse verticale du premier et du deuxième cas :

On conclut que l'hypothèse de base rigide n'est pas vérifiée pour la structure, car les résultats trouvés sont différents entre les deux cas de modélisation, pour cela on préconise de tenir compte des sous-sols ayant une grande différence de rigidité par rapport aux niveaux.

**Le modèle favorisé de tous les modèles calculés est le modèle ETABS avec les trois sous-sols ; car elle assure la sécurité (modèle moins rigide par rapport aux autres donc la structure ne se rompt pas lors des grands séismes), et satisfait l'économie (le modèle le moins ferrailé vis-à-vis du séisme).**

### En conclusion :

On préconise la méthode ETABS avec les trois sous sols.

# Bibliographie

[1] Règles Parasismique Algériennes RPA99/version 2003, Document Technique Réglementaire, DTR B.C.2.48, Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, Alger, Algérie.

[2] Charges Permanentes et Charges d'Exploitations, Document Technique Réglementaire, DTR B.C.2.2, Ministère de l'Urbanisme et de la Construction, Alger, Algérie.

[3] Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites, BAEL 91 révisées 99, Document Technique Unifié, DTU P18-702, Edition S140 Juin 2005.

[4] Grands bâtiments par Morgan LARFDO, Editions Evrolles.

[5] Structural dynamics par Mario PAZ et William LEIGH, Fifth Edition.

Modèles de fichiers résultats donnés par le logiciel de Mr Chekired

## I Résultats du premier cas (R+19+3s/sols)

### I.1 Premier modèle

CONTREVENTEMENT PAR VOILES R+19+3ss

#### MODE TRANSLATION

MODE DE VIBRATION : 1

\*\*\*\*\*

N	EigenV(X)	EigenV(Y)
23	1	1
22	1.648	1.545
21	2.054	1.872
20	2.309	2.032
19	2.074	1.891
18	1.873	1.763
17	1.674	1.629
16	1.471	1.485
15	1.29	1.35
14	1.129	1.223
13	0.985	1.104
12	0.857	0.991
11	0.742	0.885
10	0.637	0.784
9	0.543	0.687
8	0.457	0.595
7	0.378	0.506
6	0.304	0.421
5	0.238	0.335
4	0.135	0.193
3	0.028	0.024
2	0.022	0.021
1	0.013	0.016

PERIODE et POURCENTAGE DE PARTICIPATION MODALE :

\*\*\*\*\*

X-X. T (s) = 0.941

P.P.M (%) = 68.73

Y-Y. T (s) = 1.23

P.P.M (%) = 74.8

**MODE TORSION**

MODE DE VIBRATION : 1

\*\*\*\*\*

N EigenV(R)

23 1

22 0.916

21 0.881

20 0.869

19 0.846

18 0.82

17 0.79

16 0.757

15 0.721

14 0.683

13 0.642

12 0.599

11 0.554

10 0.507

9 0.458

8 0.407

7 0.355

6 0.302

5 0.255

4 0.167

3 0.004

2 0.003

1 0.002

PERIODE et POURCENTAGE DE PARTICIPATION MODALE :

\*\*\*\*\*

Z-Z. T (s) = 1.385

P.P.M (%) = 81.66

## II Résultats du deuxième cas (R+19)

### II.1 Premier modèle

CONTREVENTEMENT PAR VOILES R+19+3ss

#### MODES TRANSLATIONS

MODE DE VIBRATION : 1

\*\*\*\*\*

N	EigenV(X)	EigenV(Y)
20	1	1
19	1.411	1.313
18	1.65	1.489
17	1.741	1.543
16	1.882	1.629
15	2.004	1.699
14	2.107	1.754
13	2.189	1.793
12	2.25	1.816
11	2.291	1.822
10	2.309	1.813
9	2.306	1.788
8	2.28	1.746
7	2.233	1.689
6	2.164	1.616
5	2.075	1.529
4	1.965	1.428
3	1.837	1.314
2	1.697	1.185
1	1.207	0.823

PERIODE et POURCENTAGE DE PARTICIPATION MODALE :

\*\*\*\*\*

X-X T (s) = 1.181

P.P.M (%) = 96.37

Y-Y T (s) = 1.008

P.P.M (%) = 97.23

## Mode torsion

MODE DE VIBRATION : 1

\*\*\*\*\*

N EigenV(R)

20 1

19 0.929

18 0.899

17 0.889

16 0.87

15 0.847

14 0.82

13 0.789

12 0.755

11 0.717

10 0.676

9 0.632

8 0.585

7 0.536

6 0.485

5 0.431

4 0.376

3 0.318

2 0.268

1 0.173

PERIODE et POURCENTAGE DE PARTICIPATION MODALE :

\*\*\*\*\*

Z-Z T (s) = 1.245

P.P.M (%) = 90.65

Modèles des résultats donnés par le logiciel ETABS

## I Résultats du premier cas (R+19+3s/sols)

## Modal participating mass ratios

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
1	1.872634	0.1155575	60.50873	0	0.1155575	60.50873	0	97.54718	0.1916906	0.0335282	97.54718	0.1916906	0.0335282
2	1.428272	58.95814	0.1354335	0	59.0737	60.64417	0	0.2096765	96.88806	0.1041811	97.75686	97.07975	0.1377093
3	1.002538	0.1202947	0.1237743	0	59.19399	60.76794	0	0.1559468	0.1676097	56.15237	97.9128	97.24736	56.29007
4	0.4526829	0.00773853	13.74921	0	59.20173	74.51715	0	0.9480346	0.00179443	0.07609234	98.86084	97.24915	56.36617
5	0.3228015	18.11855	0.01106868	0	77.32028	74.52822	0	0.00042515	2.083333	0.1979043	98.86127	99.33249	56.56407
6	0.2710481	0.3335337	0.04655733	0	77.65382	74.57478	0	1.7338E-05	0.02924705	12.87676	98.86128	99.36173	69.44083
7	0.2079506	0.00163985	5.861917	0	77.65546	80.43669	0	0.669152	0.0001962	0.04135484	99.53043	99.36193	69.48219
8	0.156213	6.787217	0.00462923	0	84.44267	80.44132	0	0.00036485	0.3933422	0.5391796	99.5308	99.75527	70.02136
9	0.1374967	0.6163519	0.09752224	0	85.05902	80.53885	0	0.00451752	0.02538093	5.095487	99.53532	99.78065	75.11685
10	0.1285249	0.00324757	4.036636	0	85.06227	84.57549	0	0.1210271	5.7725E-05	0.2060187	99.65634	99.78071	75.32287
11	0.1040615	4.735581	0.01341611	0	89.79785	84.5889	0	0.0005776	0.1174327	0.5107563	99.65692	99.89814	75.83363
12	0.09501583	0.3190112	2.68935	0	90.11687	87.27825	0	0.1267797	0.00660518	0.8219849	99.7837	99.90475	76.65561
13	0.09123889	0.4196441	1.179524	0	90.53651	88.45777	0	0.05195778	0.00719072	3.660348	99.83566	99.91194	80.31596
14	0.07916803	2.885349	0.3537036	0	93.42186	88.81148	0	0.00536364	0.04614492	0.5920276	99.84102	99.95808	80.90798
15	0.07649429	0.8912937	2.802004	0	94.31315	91.61348	0	0.0419807	0.01274112	0.143513	99.883	99.97083	81.0515
16	0.07033993	0.4320579	1.195617	0	94.74521	92.8091	0	0.02104336	0.00452306	4.39473	99.90405	99.97535	85.44623
17	0.06602567	0.3152084	1.549858	0	95.06042	94.35896	0	0.04140071	0.00247761	2.22524	99.94544	99.97783	87.67147
18	0.06391695	2.013007	0.688251	0	97.07343	95.0472	0	0.01776113	0.01513232	0.00432838	99.9632	99.99296	87.6758
19	0.05867486	0.1201948	0.8768122	0	97.19362	95.92402	0	0.01457671	0.000719	4.304469	99.97778	99.99368	91.98026
20	0.05662489	0.1041667	0.8057408	0	97.29778	96.72976	0	0.00710099	0.0006024	2.97381	99.98489	99.99428	94.95408
21	0.05399021	0.8866248	0.2142106	0	98.18441	96.94397	0	0.0010432	0.00433521	0.00505567	99.98593	99.99861	94.95913
22	0.05007405	0.01522524	0.3338936	0	98.19964	97.27786	0	0.00139714	6.8136E-05	1.604272	99.98733	99.99868	96.5634
23	0.04866325	0.04680725	0.4303711	0	98.24644	97.70824	0	0.00573913	0.00011016	0.8599384	99.99306	99.99879	97.42334
24	0.04591338	0.4057387	0.0564162	0	98.65218	97.76465	0	0.00124019	0.00067136	0.0073086	99.9943	99.99947	97.43065
25	0.04300353	0.0082583	0.1717765	0	98.66044	97.93642	0	0.00239624	9.4742E-06	0.3896109	99.9967	99.99947	97.82026



## Point drifts

Story	Point	Load	DispX	DispY	DriftX	DriftY
STORY20	1	RPA	0	0	0	0
STORY19	1	RPA	0	0	0	0
STORY18	1	RPA	0.07634662	0.1027058	0.00119288	0.00122084
STORY17	1	RPA	0.07290584	0.09922546	0.00122303	0.00133519
STORY16	1	RPA	0.06836944	0.09433913	0.00124745	0.00142087
STORY15	1	RPA	0.06375267	0.08914951	0.00126537	0.00149844
STORY14	1	RPA	0.05907673	0.08367693	0.0012754	0.0015644
STORY13	1	RPA	0.05436656	0.07795524	0.00127869	0.00162042
STORY112	1	RPA	0.04964284	0.07201362	0.00127412	0.00166407
STORY11	1	RPA	0.04493073	0.06589156	0.00126174	0.00169361
STORY10	1	RPA	0.04025611	0.05963709	0.00124132	0.00171085
STORY9	1	RPA	0.03564633	0.05329365	0.00121229	0.00171401
STORY8	1	RPA	0.0311324	0.04691377	0.00117345	0.0016995
STORY7	1	RPA	0.02675052	0.04056421	0.0011247	0.00166478
STORY6	1	RPA	0.02253806	0.03432309	0.00107274	0.00161549
STORY5	1	RPA	0.01850911	0.02824898	0.0010101	0.00154414
STORY4	1	RPA	0.01470653	0.02242864	0.00092399	0.00145068
STORY3	1	RPA	0.0112223	0.0169495	0.00079913	0.00132595
STORY2	1	RPA	0.00820643	0.01193431	0.00067632	0.00115284
STORY1	1	RPA	0.0050824	0.00659434	0.00052781	0.00083384
SS1	1	RPA	0.00209936	0.00187004	0.00025457	0.00026954
SS2	1	RPA	0.00131871	0.00104253	0.00019959	0.00018346
SS3	1	RPA	0.0006546	0.00043209	0.00012962	8.5563E-05

## II Résultats du deuxième cas (R+19)

## Modal participating mass ratios

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
1	1.659338	0.1166556	70.61767	0	0.1166556	70.61767	0	98.85568	0.1696241	0.07677935	98.85568	0.1696241	0.07677935
2	1.191396	67.25334	0.1438819	0	67.37	70.76155	0	0.1958143	97.76166	0.3543675	99.0515	97.93128	0.4311468
3	0.8994094	0.381937	0.1375539	0	67.75194	70.89911	0	0.1458737	0.5273579	71.79865	99.19737	98.45864	72.2298
4	0.4067358	0.0073687	16.25949	0	67.7593	87.15859	0	0.4052193	0.00071974	0.1079333	99.60259	98.45936	72.33773
5	0.2881165	18.89264	0.01662936	0	86.65195	87.17522	0	3.4386E-05	1.258157	0.579614	99.60262	99.71752	72.91734
6	0.2533024	0.9196433	0.04592733	0	87.57159	87.22115	0	0.00149914	0.05092557	15.65761	99.60413	99.76845	88.57496
7	0.1898755	0.00060381	5.858238	0	87.5722	93.07939	0	0.334729	2.4312E-05	0.04319386	99.93885	99.76847	88.61815
8	0.1405776	4.777554	0.00630648	0	92.34975	93.0857	0	0.00013275	0.1626681	1.008614	99.93899	99.93114	89.62676
9	0.1288032	0.9428543	0.0497889	0	93.2926	93.13548	0	0.00031911	0.02228978	4.146956	99.93931	99.95343	93.77372
10	0.1180139	0.00202368	2.647438	0	93.29462	95.78292	0	0.0073005	1.9224E-05	0.1282196	99.9466	99.95345	93.90194
11	0.0935126	2.047496	0.0375102	0	95.34212	95.82043	0	0.00066588	0.02250378	0.7053928	99.94727	99.97595	94.60733
12	0.08755805	0.5217498	0.7034642	0	95.86387	96.5239	0	0.017637	0.00411151	0.6125719	99.9649	99.98006	95.2199
13	0.08428852	0.1378884	0.6499571	0	96.00176	97.17386	0	0.01918922	0.00060565	1.257972	99.9841	99.98067	96.47787
14	0.07179437	0.4485145	0.3412037	0	96.45027	97.51506	0	1.3969E-06	0.00477808	0.3098322	99.9841	99.98544	96.78771
15	0.06833273	0.8795975	0.3140555	0	97.32987	97.82912	0	2.7736E-05	0.0076495	0.00063803	99.98412	99.9931	96.78835
16	0.0638678	0.07312986	0.1347594	0	97.403	97.96387	0	2.8156E-06	0.00039844	1.029393	99.98413	99.99349	97.81774
17	0.05908867	0.1219061	0.4631097	0	97.52491	98.42699	0	0.00507388	0.00051414	0.1248259	99.9892	99.994	97.94257
18	0.05529774	0.6764368	0.1014076	0	98.20135	98.52839	0	0.00208376	0.00235766	2.9215E-05	99.99129	99.99636	97.9426
19	0.05129896	0.01050749	0.1059312	0	98.21185	98.63432	0	0.0023112	4.3866E-06	0.6044575	99.9936	99.99637	98.54705

## Point drifts

Story	Point	Load	DispX	DispY	DriftX	DriftY
STORY20	1	RPA	0	0	0	0
STORY19	1	RPA	0	0	0	0
STORY18	1	RPA	0.06105797	0.08725315	0.00102376	0.00115124
STORY17	1	RPA	0.05810709	0.08396465	0.00105584	0.00126184
STORY16	1	RPA	0.05419001	0.07933816	0.0010823	0.00134367
STORY15	1	RPA	0.05018158	0.0744221	0.00110167	0.00141567
STORY14	1	RPA	0.04610607	0.06924319	0.00111246	0.00147429
STORY13	1	RPA	0.04199152	0.06384179	0.00111564	0.00152099
STORY112	1	RPA	0.03786237	0.05825448	0.00111014	0.00155338
STORY11	1	RPA	0.03374757	0.05252834	0.00109594	0.00156975
STORY10	1	RPA	0.02967709	0.04671926	0.00107278	0.00157156
STORY9	1	RPA	0.02568256	0.0408799	0.00103995	0.00155687
STORY8	1	RPA	0.02179973	0.03507286	0.0009961	0.00152167
STORY7	1	RPA	0.01807009	0.02937652	0.00094113	0.00146348
STORY6	1	RPA	0.01453605	0.02388014	0.00088142	0.00138735
STORY5	1	RPA	0.01121743	0.01865533	0.00080904	0.00128512
STORY4	1	RPA	0.00816454	0.01380432	0.00070955	0.00115557
STORY3	1	RPA	0.00548279	0.00943401	0.00056649	0.00099122
STORY2	1	RPA	0.00333999	0.00567966	0.00042501	0.00076211
STORY1	1	RPA	0.00136953	0.00214213	0.00024027	0.00037581