

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE MOHAMED BOUDIAF - M'SILA

FACULTE DE TECHNOLOGIE
DEPARTEMENT GENIE CIVIL



FILIERE : GENIE CIVIL
OPTION : STRUCTURES

Mémoire présenté pour l'obtention
Du diplôme de Master Académique

Par: BEY RAGUED YAZID

KHELOUFI HAROUN ERRACHID

Intitulé

MODÉLISATION DU COMPORTEMENT SISMIQUE
D'UNE STRUCTURE MIXTE (PORTIQUE + VOILE)
EN BÉTON ARME
PAR LA METHODE DYNAMIQUE MODALE
SPECTRALE

Soutenu devant le jury composé de:

Mr TITOU MESSAOUD

Université MOHAMED BOUDIAF - M'SILA Président

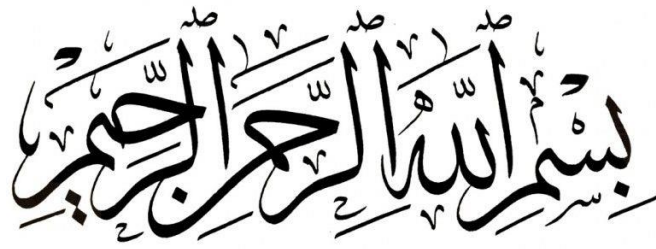
Mr MENASRI YUCEF

Université MOHAMED BOUDIAF - M'SILA Encadreur

Mr RAHMANI ABDALLAH YACINE

Université MOHAMED BOUDIAF - M'SILA Examineur

Année universitaire :2020/2021



DEDICACE 1

Je dédie ce modeste travail en signe de respect et de reconnaissance

à : Mes très chers parents, pour le sacrifice tout au long de ma vie et Mes frères ;

Toute ma grande famille BEY RAGURD ; Tous mes amis sans exception ; Toute la promotion Génie civil (Structures Géotechnique et Matériaux);

et Mon cher binôme kheloufi haroun Errachid

et sa famille ; Et à tous ceux que j'aime et ceux qui pensent à moi.

DEDICACE 2

Je dédie mon diplôme à ma mère, mon père et mes frères pour tout le soutien que

vous m'avez apporté ainsi qu'à ma famille. Merci à mes professeurs. Merci à tous

ceux qui m'ont appris une lettre pour atteindre ce que j'ai atteint. Merci à tous ceux qui m'ont appelé au fond de l'invisible.

et Mon cher binôme : BEYRAGUED YAZID

et sa famille ; Et à tous ceux que j'aime et ceux qui pensent à moi

Remerciements :

Nous remercions tout d'abord Allah et mon père de m'avoir donné le courage pour terminer ce projet de fin d'études, pour les efforts qu'ils m'ont donnés, pour pouvoir réaliser ce modeste travail. Nous tenons à présenter mes remerciements les plus sincères à mon promoteur Monsieur Mr MENASRI Youcef pour sa générosité, sa gentillesse, sa patience et ses précieux conseils pour l'établissement de ce travail. Pour la documentation et les conseils prodigués. Nous remercions l'ensemble des enseignants du département génie civil . Nous remercions également les ingénieurs civils du bureau d'études de l'état de M'sila pour l'effort et les conseils fournis . Nous remercions tous mes amis pour leurs soutiens. , Nous remercions tous ceux qui ont contribué de près ou de loin, pour leurs soutiens moraux ou matériels, dans la réalisation de ce projet.

Résumé :

Le but de ce travail est la modélisation du comportement sismique d'une structure mixte (portique + voile) en béton armé à usage d'habitations (R+4) en utilisant l'analyse dynamique linéaire (méthode dynamique modale spectrale). Cette méthode permet de déterminer les actions sismiques, les sollicitations et par conséquent de déterminer les dimensions et le ferrailage des éléments structuraux.

La modalisation numérique est basée sur la méthode des éléments finis

المخلص :

الهدف من هذا العمل المدروس هو نمذجة سلوك الزلزالية لمنشأة مختلطة التركيب من الخرسانة المسلحة للاستخدام

السكني (R + 4) باستخدام التحليل الديناميكي الخطي (الطريقة الطيفية الديناميكية). تتيح هذه الطريقة تحديد الإجراءات

الزلزالية ، والضغوط ، وبالتالي تحديد رد فعل الهيكل تجاه فعل الزلزالي وتقوية العناصر الهيكلية.و التعديل العددي على

أساس طريقة العناصر المحدودة

ABSTRACT:

The goal of this work is modeling the behavior, the seismic study of a mixed structure (portal + wall) in reinforced concrete for residential use (R + 4) using linear dynamic analysis (spectral modal dynamic method). This method makes it possible to determine the seismic actions, the stresses and consequently to determine the denials and the reinforcement of the structural elements. Numerical modalisation based on the finite element method

Sommaire :

CHAPITRE I

Généralités sur Le Séismes et L'action sismique

1.1 Introduction.....	1
1.2 Généralités sur les phénomènes sismiques.....	1
1.2.1 Origine des tremblements de terre	1
1.3 Classification des séismes	4
1.3.1 Séismes superficiels.....	4
1.3.2. Séismes intermédiaires	4
1.3.3 Séismes profonds.....	4
1.4 Mouvement Sismique.....	4
• <i>La période</i>	5
• <i>L'Amplitude</i>	5
• <i>Fréquence</i>	5
1.5 Distribution mondiale des séismes.....	5
1.5.1 La ceinture circum pacifique.....	5
1.5.2 La ceinture Alpo-himalayenne.....	5
1.5.3 La zone des dorsales océaniques.....	5
1.6 Propagation des ondes sismiques.....	7
Ondes (P) (prémaires)	7
Ondes (S) (secondaires)	7
Ondes de surface.....	8
Ondes de Love.....	9
Ondes de Rayleigh	9
1.7 Evénements historiques des séismes en Algérie.....	10
1.7.1 CLASSIFICATION DES ZONES SISMIQUES en Algérie.....	11
1.8 Enregistrer un tremblement de terre.....	11

2 L'action sismique.....	12
2.1 Introduction	13
2.2 Dommages causés après la survenue d'une action sismique.....	14
• Ruptures par encasement.....	15
• flambement des poteaux et décollement du béton d'enrobage.....	15
• Endommagement des poutres par flexion.....	16
• Dislocation des remplissages de maçonnerie.....	17
• Dommages subis par la structure mixte (portique + voile).....	17
2.3 Conclusion	18

CHAPITRE II

Méthode de calcul du séisme

2.1 Introduction.....	19
2.2 Présentation des différentes méthodes d'estimation des forces sismiques	19
2.2.1 Conditions d'application de la méthode d'analyse modale spectrale	19
2.2.2 Conditions d'application de la méthode d'analyse dynamique.....	20
2.3 Choix de la méthode de calcul	20
2.3.1 Classification des zones sismique.....	21
2.3.2 Classification de l'ouvrage	21
2.3.3 Classification du site	21
2.4 Calcul de la force sismique totale	22
2.5 Estimation de période fondamentale de la structure	23
2.6. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur	24
2.7 Distribution des forces horizontales.....	24
2.8 Méthodes d'analyse dynamiques.....	25
2.8.1 Concept de base.....	25
2.8.2. Principe.....	25
2.8.3. Modélisation.....	26.
2.8.4. Analyse modale.....	26
2.8.5 Condition RPA.....	26
a) Spectre de réponse de calcul.....	27

b) Résultante des forces sismiques de calcul.....	27
c) Déplacement inter-étage.....	28
d) Justification de l'interaction voile-portique.....	29
2.9 Méthodes de Sélection et étalonnage des Accélérogrammes pour l'analyse non linéaire des structures	29
2.9.1 Introduction.....	29
2.9.2 représentation temporelle du mouvement sismique.....	30
a) Les accélérogrammes réels.....	30
b) Les accélérogrammes synthétiques.....	30
c) Les accélérogrammes artificiels.....	30
2.9.3 Accélérogrammes.....	31
2.9.4. Critères de sélection des accélérogramme	31
a) Contenu fréquentie.....	31
b) Type de sol.....	32
c) Durée significative.....	32
d) Environnement tectonique.....	32
2.9.5. Choix des accélérogrammes.....	32
2.10 Conclusion	33

CHAPITRE III

Méthode dynamique modale spectrale

3.1 Principe de la méthode dynamique modale spectrale	34
3.2 Modélisation	34
3.3 Analyse modale.....	34
3.3.1 Nombre de modes à considérer.....	35
3.4 PASSAGE A L'ESPACE MODAL.....	35
3.5 Etapes de calcul.....	36
3.6 Valeurs maximales de la réponse totale	38
3.7 COMBINAISONS D' ACTIONS.....	40
3.8 Condition RPA.....	41
a) Spectre de réponse de calcul :	41
b) Résultante des forces sismiques de calcul.....	44
c) Déplacement inter-étage.....	44

d) Justification de l'interaction voile-portique.....	45
3.9 CONCLUSION.....	46

CHAPITRE V

Modélisations et analyse numérique

4.1 Introduction.....	46
4.2 Présentation du projet	46
4.2 Caractéristiques de la structure.....	46
4.2.1 Dimensions en élévation	46
4.2.2 Dimensions en plans.....	47
4.2.3 Données du site.....	47
4.2.4 Définition des éléments de l'ouvrage.....	47
4.3 Caractéristique des matériaux	48.
4.3.1 Le Béton.....	48.
4.3.3 Acier	50
4.4. Pré dimensionnement des planchers et descentes de charges.....	55
4.4.1. Dalle en corps creux	55
4.4.2. Evaluation des charges.....	56
• Plancher terrasse.....	56
• Dalle pleine.....	56
• Plancher étage courant.....	57
• Balcon.....	57
• Murs.....	58
• Escaliers.....	61
4.5. Pré dimensionnement des éléments porteurs	62
4.5.1 Poutres principales	62
4.5.2 Poutres secondaires.....	62
4.5.3 Poutre chaînage	63
4.5.4 Nervures	63.
4.5.4 Poteaux.....	64.
4.6 ETUDE DES ELEMENTS PORTEURS.....	65
4.6.1 Introduction	65

4.6.2 Etude de séisme.....	65
a) Méthode dynamique modale spectrale.....	66
b) ANALYSE MODALE.....	67
c) Vérification nombre de modes à considérer	68
d) Résultante des forces sismiques de calcul.....	69
e) vérification de pourcentage des modes (dynamique//statique).....	69.
f) Vérification de l'effet "P- Δ "	71
g) Vérification des Déplacements.....	72
k) Vérification l'effort normale réduit.....	73.
h) Conclusions.....	73
4.7 Résultat Sollicitations éléments porteurs	74
4.7.1 Moments fléchissant dans les poutres principale.....	74
4.7.2 Moments fléchissant dans les poutres secondaires.....	74
4.7.3 Moments fléchissant dans les poutres chinage	75
4.7.4 Efforts normaux dans les poteaux.....	75
4.8 Ferrailage des éléments.....	80
4.8.1 Ferrailage des poutres	80
4.8.2 Ferrailage des poteaux.....	82
4.8.3 Ferrailage des voiles.....	84
4.8.4 Ferrailage des semailles.....	87
4.9 Conclusion.....	90
CONCLUSION GENERALE.....	91

Liste des figures :

Figure 1.1: localisation de séisme.....	1
Figure 1.2: Mécanisme de rupture des failles terrestres.....	2
Figure 1.3: Carte de la distribution mondiale des tremblements de Terre.....	6
Figure 1.4: Déformation causée par les ondes P.....	7
Figure 1.5: Déformation causée par les ondes S	8
Figure 1.6: Déformation causée par les ondes de Love (L).....	8
Figure 1.7: Déformation causée par les ondes de Rayleigh.....	9
Figure 1.8 : CARTE DE ZONAGE SISMIQUE DU TERRITOIRE NATIONAL –RPA99/ APRES ADDENDA	10
Figure 1.8: Schéma simplifié d'un sismographe.....	12
Figure 1.9 : Composantes du mouvement sismique.....	13
Figure 1.10 : Ecrasement de béton et flambement des aciers dans les deux ..17 poteaux de la cage d'escaliers.....	15
Figure 1.11 : flambement des poteaux	15
Figure 1.12 : Décollement de l'enrobage	15
Figure 1.13: Rupture par flexion des poutres.....	16
Figure 1.14 : Dislocation des remplissages de maçonnerie.....	17
Figure 1.15: Rupture de section à la base des voil	17
Figure 1.16 : Fissures ouvertes dans le voil.....	17
Figure 3.1 Modes propres de vibration.....	38
Figure 3-2: Spectres de réponse élastique pour les sols des classes selon RPA.....	43
Figure 4-1 : Dimensions en élévations.....	46
Figure 4-2: Dimensions en plane	47
Figure 4.3 : Plancher à corps creux.....	48
Figure 4.4: Brique creuse.....	49
Figure4.5: Diagramme parabole rectangle des Contraintes Déformations du béton.....	52
Figure 4.7: diagramme contrainte-déformation d'acier.....	53
Figure 4.8: Plancher type terrasse.....	54

Figure 4.9 : Détail des constituants du plancher d'étage courant.....	57
Figure 4.10 : Murs extérieurs.....	58
Figure 4.11 : Acrotère.....	60
Figure 4.12 : déplacements étages Sens X-X.....	60
Figure 4.13 : déplacements étages Sens Y-Y.....	68
Figure 4.14 :Moments fléchissant dans les poutre principale ELU.....	71
Figure 4.15 :Moments fléchissant dans les poutre principale ELS.....	72
Figure 4.16 :Moments fléchissant dans les portique principale ELA.....	74
Figure 4.17 :Moments fléchissant dans les poutre secondaires ELU.....	74
Figure 4.18 :Moments fléchissant dans les poutre secondaires ELS.....	75
Figure 4.19 :Moments fléchissant dans les poutre secondaires ELA.....	75
Figure 4.20 :Moments fléchissant dans les poutre chinage ELU.....	76
Figure 4.21 :Moments fléchissant dans les poutre chinage ELS.....	76
Figure 4.22 :Moments fléchissant dans les poutre chinage ELA.....	77
Figure 4.23 : Efforts normaux dans les poteaux ELU.....	77
Figure 4.24 : Efforts normaux dans les poteaux ELS.....	78
Figure 4.25 : Efforts normaux dans les poteaux ELA.....	78
Figure 4.26 : Ferrailages des poutres principales.....	79
Figure 4.27 : Ferrailages des poutres principales.....	79
Figure 4.28 : Ferrailages des poteaux	83
Figure 4.29 : Disposition des voiles.....	86
Figure 4.30 : Ferrailage des viols.....	89
Figure 4.31 : Ferrailages des semelles.....	108

Liste des tableaux :

Tableau 1.1 Classification des séismes Suivant la profondeur du foyer.....	04
Tableau 1.2: Principaux séismes d'Algérie (1365–2005).....	10
Tableau 2.1.: coefficient d'accélération de zone A.....	21
Tableau 2.2 : Valeurs des pénalités P_q	21
Tableau 2.3: Valeur du coefficient de pondération β	22
Tableau 2.4 : Valeurs de T1 et T2.....	23.
Tableau 2.5 : Valeur de ξ (%).....	23
Tableau 2.6 : Valeur du coefficient de comportement R.....	23
Tableau 2.7: Valeur du coefficient CT.....	24
Tableau 3.1: coefficient d'accélération de zone A.....	41
Tableau 3.2 : Valeurs de ξ (%).....	42
Tableau 3.3 : valeurs du coefficient de comportement R	42
Tableau 3-4: Valeurs de T1 et T2.....	43
Tableau 3.5.: valeurs des pénalités P_q	44
Tableau 4.1: Charge à la terrasse due aux plancher à corps creux.....	56
Tableau 4.2: Charge due à la dalle pleine du plancher terrasse.....	56
Tableau 4.3 : Charge due aux planchers à corps creux de niveau courant.....	57
Tableau 4.4 : Charge due à la dalle pleine de niveau courant.....	58
Tableau 4.5: Charge du balcon.....	59
Tableau 4.6: Charge permanente du mur extérieur.....	59
Tableau 4.7: Charge permanente mur intérieur	60
Tableau 4.8: Charge permanente du Palier	61

Tableau 4.9: Charge permanente du Palier Volée (paillasse)	61
Tableau 4.10: Analyse modale et la masse modale de structure	66
Tableau 4.11: de l'effet "P- Δ "	70
Tableau 4.12: déplacements étages Sens X-X.....	71
Tableau 4.13: déplacements étages Sens Y-Y.....	72
Tableau 4.14: " Vérification l'effort normale réduit	73

NOTATIONS

G	Action permanente
Q	Action d'exploitation
E_x	Charge dynamique spectral suivant x
E_y	Charge dynamique spectral suivant y
S_x	Charge dynamique temporelle suivant x
S_y	Charge dynamique temporelle suivant y
σ_{bc}	Contrainte admissible du béton
u_τ	Contrainte ultime de cisaillement
σ_{bc}	Contrainte du béton
u_τ	Contrainte de cisaillement
f_{bc}	Contrainte de calcul
f_{cj}	Résistance à la compression
f_{tj}	Résistance à la traction
f_{c28}	Résistance caractéristique a 28 jours
γ_b	Coefficient de sécurité béton
θ	Coefficient d'application
η	Facteur de correction d'amortissement
I_x, I_y	Moment d'inertie
B_r	Section réduite
M	Moment fléchissant
T	Effort tranchant
N	Effort normal
A	d'amplification dynamique
R	Coefficient de comportement global de la structure
Q	Facteur de qualité
W	Poids total de la structure
V	Force sismique total
W_i	Poids sismique au niveau « i »
T_C	Coefficient de période
β	Coefficient de pondération
C	Coefficient d'amortissement
A_n	Est l'amplitude.
φ_n	l'angle de phase de l'onde sinusoidale nième.
$G(\omega)$	la contribution de la puissance totale
S_v	la valeur du spectre cible
S_{vi}	valeurs de réponse calculées

INTRODUCTION GENERALE

Le but de ce travail est la modélisation du comportement sismique d'une structure mixte (portique +voile) en béton armé à usage d'habitations(R+4) en utilisant l'analyse dynamique linéaire (méthode dynamique modale spectrale). Cette méthode permet de déterminer les actions sismiques, les sollicitations et par conséquent de déterminer les déformations et le ferrailage des éléments structuraux. La modalisation numérique basée sur la méthode des éléments finis.

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol. Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol.

Ceci nous oblige de bien faire toute une étude pour essayer de mettre en évidence le comportement dynamique de l'ouvrage.

2. Organisation du mémoire :

Notre mémoire est divisé en quatre chapitres , Après l'introduction générale.

- Le premier chapitre donne une connaissance du phénomène et la action sismique.
- Dans le deuxième chapitre on parle de principes de conception parasismique des structures en béton armé, (méthode de calcul de séisme)
- Le troisième chapitre est consacré à présenter la méthode dynamique modale spectrale
- Le quatrième chapitre a pour but l'étude de l'évaluation de la vulnérabilité sismique : Objectifs de réalisation des études de vulnérabilité, échelles d'analyses et méthodologies de l'évaluation

2. Méthodologie :

Notre projet consiste à étudier un bâtiment R+4 étages contreventé par des voiles en béton armé et à analyser la réponse dynamique de cette structure par méthode Analyse modale spectrale.

En premier lieu, on entame notre projet par une modélisation des variantes avec différentes dispositions des voiles à partir d'une étude classique, en introduisant un spectre de calcul exigé par le règlement parasismique algérien dans le « Robot 2010 ».

En second lieu, notre spectre de calcul sera utilisé pour simuler un signal sismique compatible et ce en utilisant la logicielle , ce signal sera introduit comme input dans la logicielle le « ROBOT 2010».

Et en dernier lieu, on termine notre travail par une comparaison des résultats obtenus.

CHAPITRE 01

Généralités sur Les Séismes et L'action sismique

1-Introduction

Les séismes sont l'une des catastrophes « naturelles » des plus destructives à la différence des inondations, des cyclones ou des éruptions volcaniques. Les séismes avec leurs apparitions inattendues, frappent en quelques secondes causant d'énorme destruction et souvent de nombreuses victimes

Le risque sismique auquel sont exposées de plus en plus les agglomérations urbaines est devenu un phénomène mondial. Une coopération à l'échelle mondiale est nécessaire pour un échange d'information et d'expérience pour la prévention et la mise en place de plans de gestion et d'actions dans les pays sujets à ce phénomène dont la tâche est de sauvegarder les vie humaine et limiter considérablement les dommages [1].

D'une manière générale, les séismes ne se produisent jamais seuls. Ainsi, certains sont appelés « Précurseurs » car précédant le séisme principal. D'autre « Répliques » car se produisant plusieurs semaines ou mois après le séisme principal [2].

1.2Généralités sur les phénomènes sismiques

1.2.1 Origine des tremblements de terre

Les populations qui vivent dans les zones sismiques sont constamment menacés par ce Phénomène géologique.

Les tremblements de terre sont causés par la rupture violente des roches en profondeur au niveau du foyer. Sous l'effet des contraintes causées par le mouvement des plaques tectoniques, les roches se déforment jusqu'à la rupture brutale le long d'une ou plusieurs failles, une grande énergie accumulée durant la déformation élastique est donc dégagée, (Voir Figure 1.1).

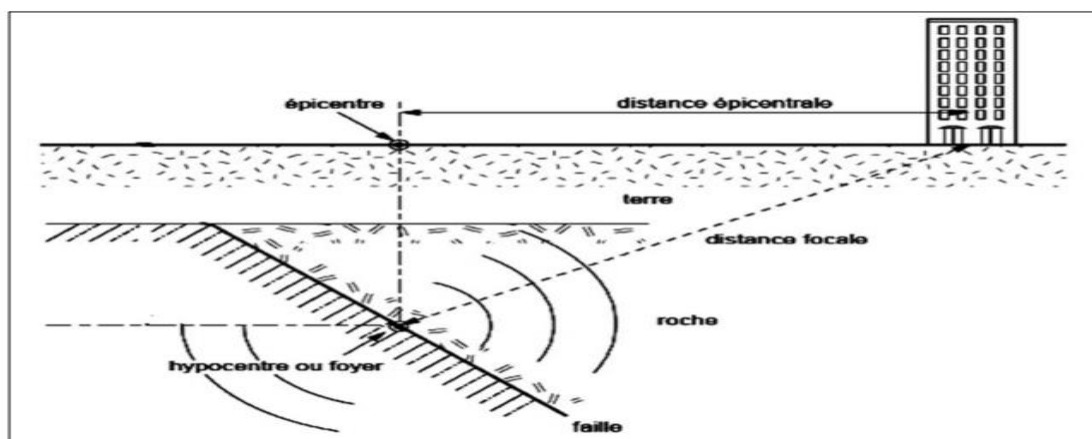


Figure 1.1 :localisation de séisme

La dissipation d'énergie causée par la rupture des roches provoque une propagation de différentes ondes sismiques .la verticale du foyer, à la surface terrestre, se trouve l'épicentre. Pour localiser se dernier, il faut au moins trois stations sismologiques (FilaitRaul, 1996). Les failles ont été classées en 3 types, selon leur mouvement, (Voir Figure 1.2). On retrouve

1 Faille normal : Une faille normale résulte de mouvements d'extension. La déformation entraine un affaissement des roches initiales.

2 Faille inverse : Une faille inverse apparait lors de mouvements de compression. La déformation entraine un raccourcissement des terrains initiaux.

3 Faille décrochant : Une faille en décrochement provoque un déplacement des blocs uniquement dans le sens horizontal[3]

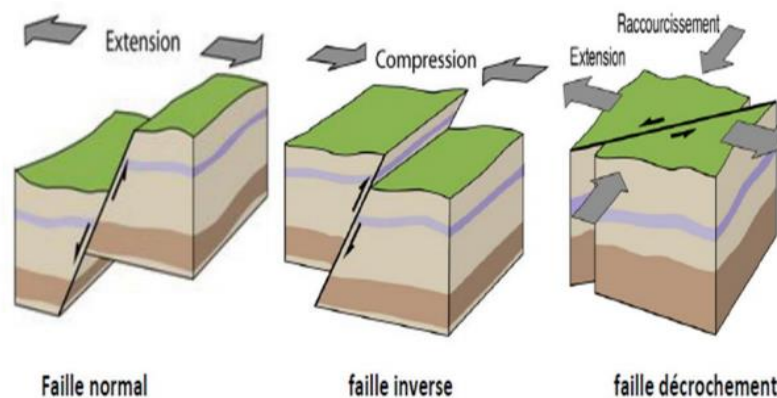


Figure1.2: Mécanisme de rupture des failles terrestres

Certains séismes peuvent se produire en dehors de ces failles : centre des Etats-Unis ou en Chine. L'origine des séismes se trouve en profondeur à l'hypocentre ou foyer. L'épicentre est la projection du foyer sur la surface du sol. Suivant la profondeur du foyer on classifie les séismes en trois grandes catégories :

1.2.2 Origine Tectonique

Les séismes tectoniques sont les plus fréquents et les plus dangereux, ils posent des problèmes difficiles aux scientifiques chargés de découvrir les moyens pour les prévoir.

- **Séismes inter - plaques**

Dans la majorité des cas, les séismes se déclenchent en limite de plaques. C'est en effet au niveau de ces contacts que les contraintes occasionnées par la dérive des continents sont les plus fortes. Dans le monde, les zones les plus actives sont situées en Asie (Japon, Chine, Indonésie, Himalaya), au Proche-Orient (Turquie, Afghanistan), en Afrique du Nord (Algérie, Maroc) et en Amérique (Chili, Mexique, États-Unis).

- **Séismes Intra - Plaque**

Même à l'intérieur des plaques tectoniques, des failles peuvent jouer et occasionner des séismes, généralement moins violents que les précédents, ils correspondent à des réajustements des pressions dans la croûte terrestre

1.2.3 Origine volcanique

Les éruptions volcaniques, autre phénomène associé à la tectonique des plaques, occasionnent une multitude de séismes et de microséismes. Ces derniers peuvent permettre de prédire l'imminence d'une éruption. Dans le cas d'une activité explosive, la magnitude du séisme peut être significative.

1.2.4 Origine artificielle

Certaines activités humaines peuvent occasionner des séismes, généralement modérés. Il s'agit notamment de la mise en eau des barrages ou de l'exploitation des gisements souterrains (gaz, minerais, etc.) [2].

1.3 Classification des séismes

Le foyer ou l'hypocentre est le lieu qui constitue l'origine de l'énergie de l'ébranlement des roches. Selon la profondeur des foyers on classe les séismes en: [3].

1.3.1 Séismes superficiels

La croûte terrestre étant rigide, elle peut casser. Etant donné que les plaques lithosphériques ont une épaisseur moyenne d'environ 70 Km, la majorité des séismes sont évidemment superficiels c'est à dire que les foyers ne dépassent pas une profondeur de quelques dizaines de kilomètre (0 – 70 Km environ).

1.5 Distribution mondiale des séismes

Les tremblements de terre se produisent dans les régions actives du point de vue géologique (zones de subduction), les zones des dorsales océaniques et les régions de formation de chaînes de Montagnes. Ils se localisent dans les zones de limite des plaques tectoniques. Les zones où se produisent fréquemment des séismes sont dites ceintures sismiques. On connaît trois principales ceintures sismiques à la surface de la terre.

La ceinture circum pacifique : c'est la zone qui entoure l'océan pacifique. C'est la plus importante zone sismique à la surface de la Terre et libère plus de 80 % de l'énergie sismique de notre planète. Cette chaîne couvre le Chili, le Pérou, l'Amérique Central, la région des Caraïbes, le Mexique, Kamtchatka, le Japon, les Philippines, L'Indonésie, la Nouvelle Zélande.... Cette zone coïncide avec les zones de subduction et les foyers des séismes peuvent être profonds.

La ceinture Alpo-himalayenne: elle comprend la bande plissée allant des Açores la Birmanie en passant par l'Espagne, le Maroc, l'Algérie, l'Italie, la Turquie, l'Iran, Nord de Inde et l'Himalaya. La majorité des séismes de cette ceinture sont superficiels.

La zone des dorsales océaniques des séismes sont localisés le long des dorsales océaniques. Ils sont en général imperceptibles étant donné qu'ils se produisent au milieu des océans.

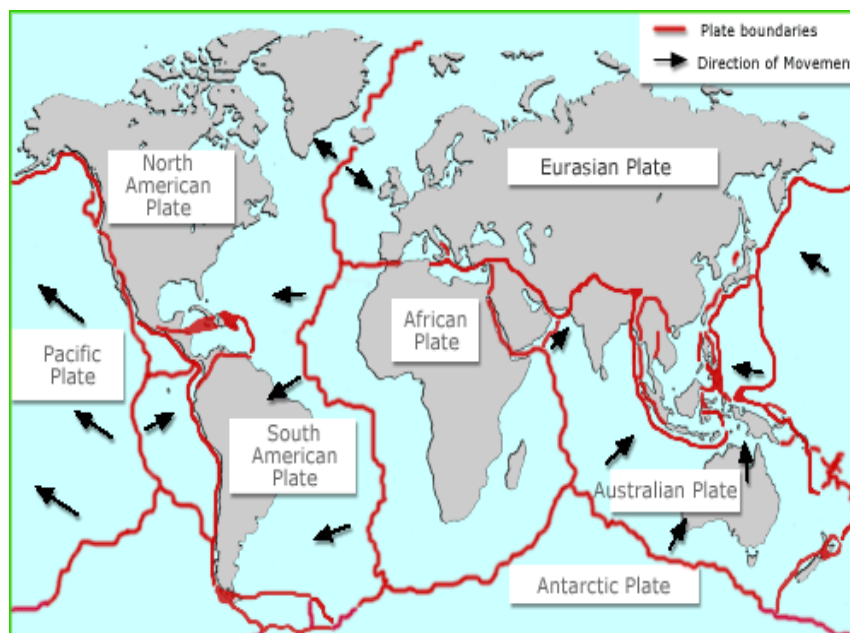


Figure 1.3. Carte de la distribution mondiale des tremblements de Terre

1.6 Propagation des ondes sismiques

Les vibrations engendrées par un séisme se propagent dans toutes les directions. On distingue les ondes de volume qui traversent la Terre et les ondes de surface qui se propagent parallèlement à sa surface. Leur vitesse de propagation et leur amplitude sont modifiées par les structures géologiques traversées.

Les ondes de volume se propagent à l'intérieur du globe. Leur vitesse de propagation dépend du matériau traversé, d'une manière générale elle augmente avec la profondeur. On, distingue :

1. Les ondes P ou ondes primaires appelées aussi ondes de compression ou ondes longitudinales, sont des ondes de compression qui se propagent dans tous les états de la matière. Les particules se déplacent selon un mouvement avant-arrière dans la direction de la propagation de l'onde

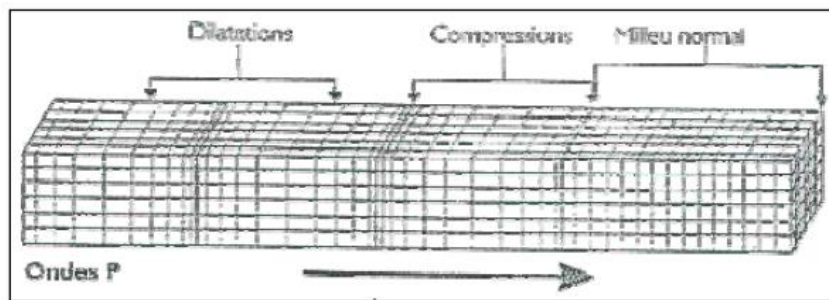


Figure 1.4: Déformation causée par les ondes P

2. Les ondes S ou ondes secondaires appelées aussi ondes de cisaillement ou ondes transversales, sont des ondes de cisaillement qui ne se propagent que dans les solides. Les particules oscillent dans un plan vertical, à un angle droit par rapport à la direction de propagation de l'onde (Voir Figure 1.5).

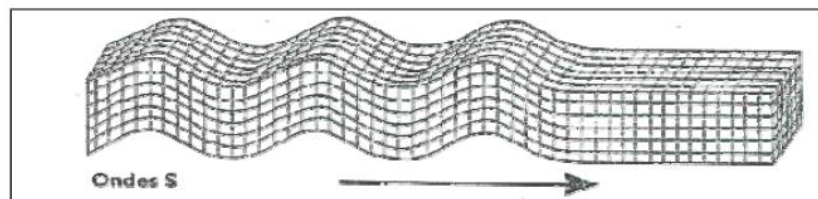


Figure 1.5 : Déformation causée par les ondes S

3.L'onde de Love : Les ondes de Love ou ondes L sont des ondes de cisaillement, comme les ondes S, mais qui oscillent dans un plan horizontal. Elles provoquent un ébranlement horizontal qui est la cause de nombreux dégâts aux fondations des édifices. Elles déplacent le sol d'un côté à l'autre dans un plan horizontal perpendiculairement à sa direction de propagation (Voir Figure 1.6).

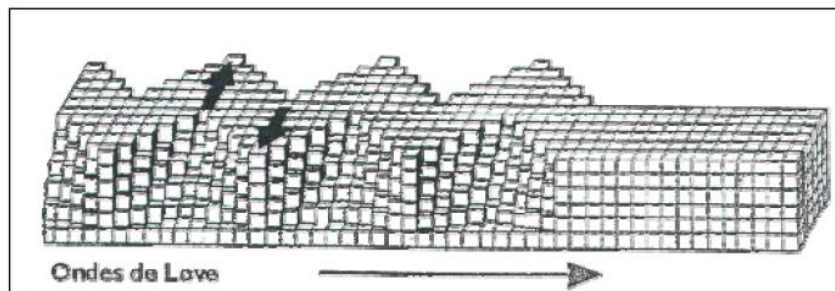


Figure 1.6 : Déformation causée par les ondes de Love (L)

4.L'onde de Rayleigh : Les ondes de Rayleigh sont assimilables à une vague, le déplacement des particules est complexe, il est à la fois horizontal et vertical formant une ellipse, et créant une véritable vague qui affecte le sol lors des grands tremblements de terre (Voir Figure 1.7). [7]

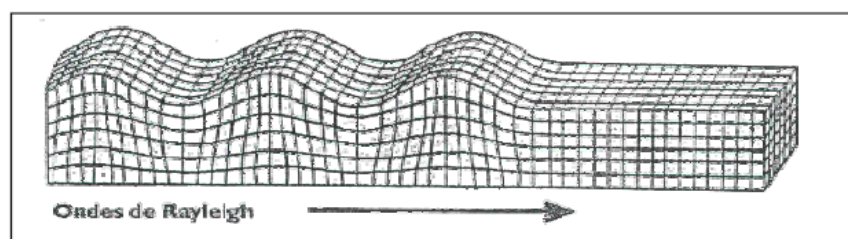


Figure 1.7: Déformation causée par les ondes de Rayleigh

1.7 Événements historiques des séismes en Algérie

En Algérie, la tectonique active est localisée dans la région nord du pays, essentiellement dans le Tell. Dans cette région, frontière entre les plaques Africaine et Eurasiatique, la déformation tectonique est l'expression de la convergence actuelle des ces deux plaques et se traduit par la fermeture progressive des bassins néogènes et par la poursuite de l'édification de la chaîne. Le long de la marge, la déformation s'exprime dans la partie de la plaine abyssale proche du continent, par le plissement de la couverture plio-quadernaire. Au niveau de la pente et sur le plateau continental, la sismicité est générée par des accidents qui se prolongent parfois à terre. Cette tectonique littorale active est à l'origine de la surrection de la côte, comme cela fut le cas lors du dernier séisme de Boumerdes du 21 mai 2003, où le soulèvement cosismique a été estimé en moyenne à 0,50 m. À terre, la sismicité s'exprime surtout le long des bordures des bassins néogènes qui longent la côte. Ces bassins se déforment en donnant des structures plicatives (synclinaux, anticlinaux) et parfois cassantes (pli-failles, failles inverses, chevauchements) orientées NE-SW à NNE-SSW. Ces dernières sont le plus souvent à l'origine des violents tremblements de terre que connaît l'Algérie. Plus au sud, la sismicité s'exprime, tout le long du Tell, le long des faisceaux de plis de direction NE-SW. Actuellement, dans les régions des Hauts Plateaux et la région de l'Atlas saharien, l'activité sismique est faible [4].

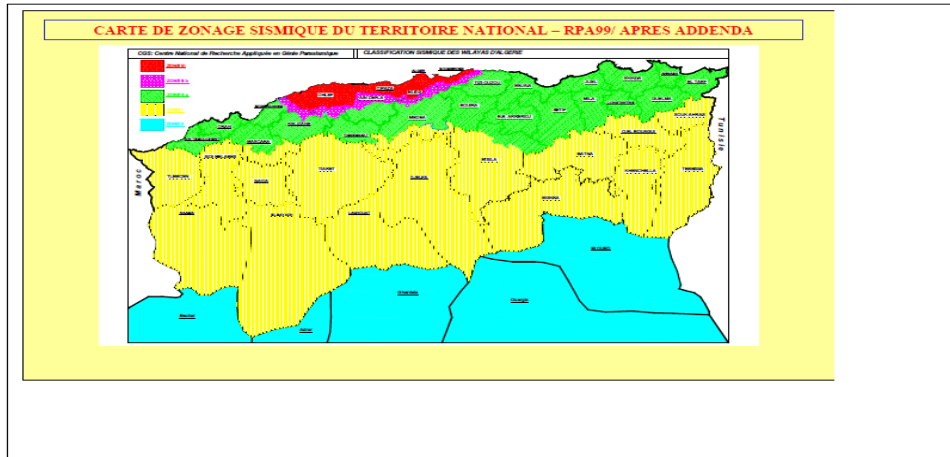


Figure 1.8: CARTE DE ZONAGE SISMIQUE DU TERRITOIRE NATIONAL –RPA99/ APRES ADDENDA

Tableau 1.2: Principaux séismes d’Algérie (1365–2005)

Lieu	Date	I/M	M	Victimes
Alger	03/01/1365	X		Plusieurs
Alger	10/03/1673			
Mitidja	03/02/1716	X		20 000
Oran	09/10/1790	X		2000
Blida	02/03/1825	X		7000
Djidjelli	22/08/1856	X		–
Aurès	16/11/1869	IX		30
Gouraya	15/01/1891	X		38
Aumale	24/06/1910	VIII	6,6	81
Orléansville	09/09/1954	X	6,7	1243
El Asnam	10/10/1980	X	7,3	2633
Constantine	27/10/1985	VIII	6,0	10
Tipaza	29/10/1989	VIII	6,0	22
Boumerdes–Alger	21/05/2003	X	6,8	2300

1.7.1 CLASSIFICATION DES ZONES SISMIQUES en Algérie [5]

Le territoire national est divisé en quatre (05) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune, soit :

Zone 0 :	sismicité négligeable
Zone I :	sismicité faible
Zones IIa et IIb :	sismicité moyenne
Zone III :	sismicité élevée

1.8 Enregistrer un tremblement de terre

La mesure de séismes est l'approche privilégiée pour déterminer les effets de site. La méthode classique consiste à enregistrer des séismes sur différents sites représentatifs et à comparer les résultats avec une station de référence (Duval, 1996 ; Borchardt et Gibbs, 1970). Cette dernière station sera choisie, idéalement, sur le substratum horizontal. Les données sismiques exploitées proviennent de l'enregistrement des vibrations du sol, au moyen de capteurs de vitesse de vibration pour les mouvements relativement faibles, de capteurs d'accélération pour les mouvements les plus forts [6].

Un sismographe est un appareil que l'on emploie pour enregistrer les chocs et vibrations créés par les tremblements de terre. Un sismographe doit être attaché à la surface de vibration de la Terre et vibre en même temps que cette surface.

Pour mesurer le mouvement vertical, les sismographes emploient une masse lourde supportée par un ressort. Le ressort est attaché au support qui est lui-même connecté à la terre.

Lorsque la terre vibre, le ressort se comprime et se décomprime, mais la masse reste presque stationnaire. Pour mesurer le mouvement horizontal, la masse lourde est suspendue comme un pendule - il y a un appareil pour mesurer les mouvements est-ouest et un autre pour mesurer les mouvements nord-sud. Les sismographes modernes sont capables de détecter des vibrations aussi petites que 10⁻⁸ centimètre [2].

La courbe dessinée par le sismographe s'appelle : sismogramme (figure 1.8).

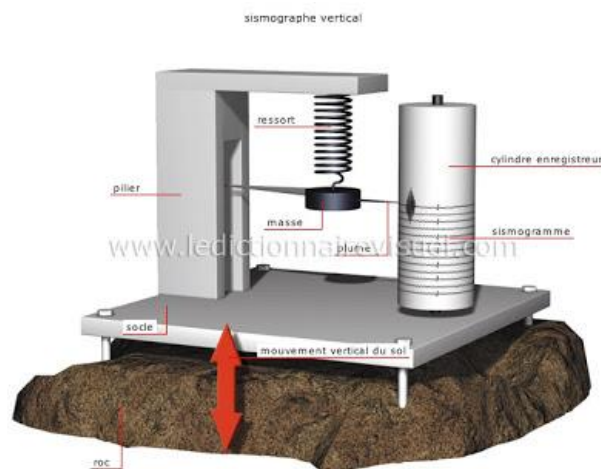


Figure 1.8. Schéma simplifié d'un sismographe

2. L'action sismique

Lorsqu'un tremblement de terre se produit, le bâti subit un choc qui est provoqué par trois actions différentes : horizontale, verticale et de rotation. La libération d'énergie au foyer du séisme qui entraîne la propagation d'ondes de compression et de cisaillement, est la cause de ces déplacements en surface

Le mouvement sismique (ou action sismique) peut se décomposer en la somme d'une composante horizontale (suivant deux directions principales U_x et U_y) et d'une composante verticale U_z et des rotations ($\theta_x, \theta_y, \theta_z$), (figure 2.1).

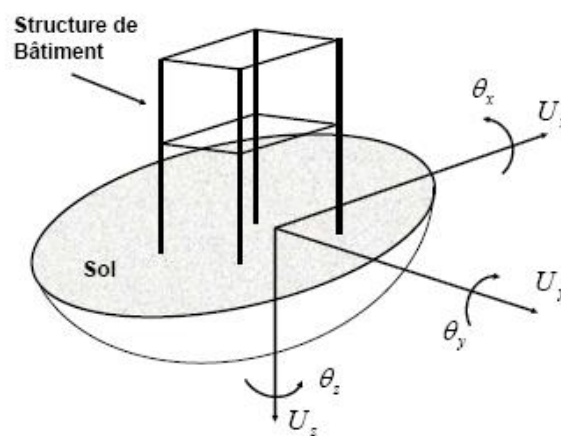


Figure 1.9 : Composantes du mouvement sismique

Il est utile de savoir que la composante verticale est, à l'aplomb de l'épicentre égale à la composante horizontale

D'autant plus, du fait, que les structures soient réalisées pour supporter leur poids propre, cette composante verticale est moins importante alors que la composante horizontale, elle, sera préférée pour dimensionner les structures à la résistance aux efforts horizontaux [8].

- **Effet de l'oscillation verticale**

Peut provoquer une chute de corniches, des fissures des balcons et des encorbellements des fissures des planchers sur lesquels il ya des poids importants isolés .une poussée horizontale des poutres des toits en pente lorsqu'elles ne sont pas correctement chaînée

- **Effet de l'oscillation horizontale**

L'oscillation horizontale peut provoquer des déplacements relatifs des étages , à l'origine de baies éclatées, de ruptures de cloison ou de chute de plafonds .

Le cisaillement peut entraîner des glissements de la structure par rapport aux fondations, des fissures obliques dans les murs en maçonnerie ou en béton, des ruptures des éléments porteurs (par traction d'un côté et compression de l'autre) la rigidité latérale des bâtiments est généralement plus faible que la rigidité verticale.

- **Effet l'action de rotation**

Elle provoque des fissures verticales à la zone de jonction des murs entre eux. Les effets sont très importants dans le cas des bâtiments de forme irrégulière ou lorsque la répartition du poids de la structure ne coïncide pas avec la répartition de sa rigidité.

2.1 Dommages causés après la survenue d'une action sismique

Les séismes se manifestent à la surface du sol par un va et vient rapide dans toutes les directions du plan horizontal, ainsi que dans le sens vertical, mais dans une mesure généralement moindre. Les constructions sont liées au sol au moins par leurs fondations. Le mouvement d'une structure de génie civil, et en particulier un bâtiment, peut se décomposer :

- a- le déplacement relatif de la fondation;
- b- le basculement de la fondation (mouvement vertical) et torsion à la base (mouvement horizontal);
- c- la torsion à la base;
- d- la torsion de la structure

- Ruptures par écrasement



Figure 1.10 : Ecrasement de béton et flambement des aciers dans les deux poteaux de la cage d'escaliers

- flambement des poteaux et décollement du béton d'enrobage



Figure 1.11 : flambement des poteaux

Figure 1.12 : Décollement de l'enrobage

- **Endommagement des poutres par flexion**

La conception ductile des poutres suppose la formation de rotules plastiques à leurs extrémités (également appelées zones dissipatives), pour se conformer aux exigences de la philosophie de conception en capacité, la dissipation de l'énergie à travers des boucles d'hystérésis, c'est-à-dire sans dégradation de la rigidité et de la force, joue un rôle significatif dans la réponse sismique des structures en portiques. Un comportement indésirable, appelé cisaillement par glissement régi par une fissure verticale en profondeur, en effet, dans les éléments avec une contrainte de cisaillement élevée, les fissures s'ouvrent dans la zone de traction et de compression (Amr S. Elnashai ,2008). Les dommages typiques observés dans les poutres après les tremblements de terre dévastateurs sont représentés dans la figure II.11 Il est important de reconnaître que les exemples mentionnés se rapportent aux éléments caractérisés par la non-conformité aux codes parasismiques, mais ils représentent un nombre important de bâtiments existants.

La première cause des dommages est la fissuration par flexion dans la travée des poutres figure II.11 de telles fissures préexistantes auraient été dues à des charges gravitaires ou en raison des effets de la composante verticale du séisme. Dans ce cas, la sécurité globale du bâtiment n'est pas compromise



Figure 1.14 :Rupture par flexion des poutres

- Dislocation des remplissages de maçonnerie



Figure 1.15: Dislocation des remplissages de maçonnerie

- Dommages subis par la structure mixte (portique + voile)



Figure 1.16: Rupture de section à la base des voiles. Figure 1.17: Fissures ouvertes dans le voile.

1.9 Conclusion

Les séismes sont des phénomènes dévastateur qui résulte d'un mouvement des plaques tectoniques qui sont ressentis jusqu'à la surface de la terre et peut provoquer beaucoup de dégât. Il est impossible d'empêcher leurs apparitions. Beaucoup de scientifiques et de sismologues étudient ce phénomène pour essayer de les prévoir.

L'utilisation des outils sismographiques nous pouvons détecter un séisme. Il est possible de découvrir la façon contre les effets dévastateurs du séisme, par exemple en modifiant la construction des bâtiments pour qu'ils respectent les normes parasismiques. L'avenir permettra de prévoir les séismes avec une précision extrême mais une étude très approfondie est nécessaire. Ainsi l'homme pourra enfin faire face à un tremblement de terre [7].

En conclusion on peut dire que le tremblement de terre autant que phénomène naturel indépendant dans très peu de cas présente une menace à l'homme, il devient un phénomène hasardeux (primairement) quand il est considéré en relation avec les structures. Par conséquent, les tremblements de terre sont d'intérêt spécial pour l'ingénieur de structure travaillant dans des zones sismiques.[2]

Chapitre 02

Méthode de calcul de sismique

2.1. Introduction :

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol. Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol. Ceci nous oblige de bien faire toute une étude pour essayer de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage.

2.2 Présentation des différentes méthodes d'estimation des forces sismiques :

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques ; calcul peut être mené par les trois méthodes qui sont :

- la méthode statique équivalente.
- la méthode d'analyse modale spectrale.
- la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

2.2.1 Conditions d'application de la méthode d'analyse modale spectrale :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

2.2.2 Conditions d'application de la méthode d'analyse dynamique :

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire [9].

2.3 Choix de la méthode de calcul :

2.3.1 Classification des zones sismiques :

Le territoire national est divisé en quatre (04) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune, soit :

ZONE 0 : sismicité négligeable.

ZONE I : sismicité faible.

ZONE IIa et IIb : sismicité moyenne.

ZONE III : sismicité élevée.

2.3.2 Classification de l'ouvrage :

La classification des ouvrages se fait sur le critère de l'importance de l'ouvrage relativement au niveau sécuritaire, économique et social.

Groupe 1A : ouvrages d'importance vitale.

Groupe 1B : ouvrages de grande importance.

Groupe 2 : ouvrages courant ou d'importance moyenne.

Groupe 3 : ouvrages de faible importance.

Notre ouvrage est un ouvrage courant, d'importance moyenne, c'est un bâtiment à usage d'habitation collective (groupe d'usage 2)

2.3.3 Classification du site :

D'après l'article 3.3 (RPA99version2003), les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent :

Catégorie S1 (site rocheux).

Catégorie S2 (site ferme).

Catégorie S3 (site meuble).

Catégorie S4 (site très meuble) [1].

2.4. Calcul de la force sismique totale :

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

$$V = D * A * Q * W_i / R \quad (2.1)$$

A : Coefficient d'accélération de la zone :

donné par le tableau 4.1 page 26 du RPA, il dépend du groupe de la structure et de la zone sismique.

Dans notre cas on a :

Tableau 2.1.: coefficient d'accélération de zone A.

groupe d'usage	zone			
	I	IIa	IIb	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

Q : Le facteur de qualité

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 : $Q = 1 + \sum_1^6 Pq$. RPA (Formule 4-4)

Pq : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non " .sa valeur est donné au tableau suivant :

Tableau 2.2 : Valeurs des pénalités Pq .

Critère q »	p_q	
	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0.05
2. Redondance en plan	0	0
3. Régularité en plan	0	0
4. Régularité en élévation	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0.10

W : poids total de la structure :

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad (2.2)$$

WGi : Poids dus aux charges permanentes et à celles des équipements éventuellement fixes de la structure.

WQi : Charge d'exploitation.

: Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge **β** d'exploitation, il est donné par le tableau (4-5) du RPA 99.

D'exploitation et donné par le tableau suivant :

Tableau 2.3: Valeur du coefficient de pondération β

Cas	Type d'ouvrage	β
1	Bâtiments d'habitation, bureau ou assimilés	0.20
2	Bâtiments recevant du public temporairement : -Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, Salles de réunions avec place debout. -Salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises	0.30
3	Entrepôts, hangars	0.40
4	Archives, bibliothèques, réservoirs, et ouvrage assimilés	1.00
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0.60

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 en sec).

$$\frac{S_a}{g} \begin{cases} 1.25A \left[1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5 \eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases} \quad (2.3)$$

T2 : période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau suivant :

Tableau 2.4 : Valeurs de T1 et T2.

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
(sec)T ₁	0.15	0.15	0.15	0.15
(sec)T ₂	0.30	0.40	0.50	0.70

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

(%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau $\xi \eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$ où constitutif, du type de structure et de l'importance de remplissage.

Tableau 2.5 : Valeur de ξ (%)

remplissage.	Portique		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

R : coefficient de comportement global de la structure. Valeur donnée par le tableau (4-3) page 28 du RPA 99 en fonction du système de contreventement

Tableau 2.6 : Valeur du coefficient de comportement R

Cat	Description du système de contreventement	Valeur de R
A	Béton armé	
1a	Portiques auto stables sans remplissage en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques auto stables avec remplissage en maçonnerie rigide	3.5
2	Voiles porteurs	3.5
3	Noyau	3.5
4a	Mixte portiques/voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2

2.5 Estimation de période fondamentale de la structure

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = CT * hN^{\frac{3}{4}} \quad (2.4)$$

T: période fondamentale de la structure :

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau(N)

CT : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau suivant :

Tableau 2 .7:Valeur du coefficient CT

Cas n ⁰	Système de contreventement	C _T
1	Portiques auto stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0.075
2	Portiques auto stables en acier sans remplissage en maçonnerie	0.085
3	Portiques auto stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0.050
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0.050

2.6. 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 :

$$V = F_t + \sum F \quad (2.5)$$

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 $F_t = 0,07 * T * V$ 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 secondes. $F_t = 0$

$$F_t = \frac{(V_{ix} - F_t) W_i * h_i}{\sum W_i * h_i} \quad (2.6)$$

2.7 Distribution des forces horizontales

Cisaillement direct :

$$F'_{ix} = \frac{k_x}{\sum k_x} F_{ix} \quad F'_{iy} = \frac{k_y}{\sum k_y} F_{iy} \quad (2.7)$$

8 Méthodes d'analyse dynamiques:

2.8.1 Concept de base:

C'est le calcul de la réponse sismique et la répartition des efforts dans les différents éléments de la structure.

On distingue essentiellement deux méthodes d'analyse dynamique:

- a) La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.
- b) La méthode d'analyse dynamique par accélorgramme peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire [10]

2.8.2. Principe:

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure [10]

2.8.3. Modélisation:

Pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encasté à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical). [10]

2.8.4. Analyse modale:

•Nombre de modes à considérer:

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

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la

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

- les deux premières modes doit vérifier la translation selon les deux axe orthogonale (x, y), et la torsion pour le troisième mode [10]

2.8.5 Condition RPA:

a) Spectre de réponse de calcul:

L'action sismique est représentée par le spectre suivant:

$$(S_{a/g}) = \begin{cases} 1.25A[1 + (T/T_1)(2.5\eta(Q/R) - 1)] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A)(Q/R)T_1 & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A)(Q/R)(T_2/T)^{2/3}T_2 & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2.5\eta(1.25A)(T_2/3)^{2/3}(3/T)^{3/5}(Q/R) & T \geq 3,0 \text{ s} \end{cases} \quad (2.8)$$

A:coefficient d'accélération de zone.

η : Facteur de correction d'amortissement

R:coefficient de comportement de la structure.

T1, T2: périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Q: facteur de qualité.

b) Résultante des forces sismiques de calcul:

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. Si $V_t < 0.80 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $0.8 V/V_t$ (2.9)

c) Déplacement inter-étage:

Le déplacement horizontale à chaque niveau "K" de la structure est donné par:

$$\delta_K = R \times \delta_{eK} \quad (2.10)$$

δ_{eK} : déplacement dû aux forces sismiques (y compris l'effet de torsion).

R: coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau "K" par rapport au niveau "K-1" est égale à:

$$\Delta K = \delta_K - \delta_{K-1} \quad (2.11)$$

d) Justification de l'interaction voile-portique:

Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux. Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage [10]

2.9 Méthodes de Sélection et étalonnage des Accélérogrammes pour l'analyse non linéaire des structures :**2.9.1 Introduction:**

Notre compréhension des forces ou déformations induites par les séismes s'est développée de manière considérable consécutivement à des mouvements de sol dus aux séismes, ou à la réponse des structures enregistrée sous forme d'accélérogrammes. Les mouvements du sol enregistrés lors d'un séisme se mettent principalement sous la forme d'un accélérogramme qui représente la variation de l'accélération dans une direction donnée en fonction du temps, nous pouvons de même enregistrer la vitesse ou le déplacement. Les accélérogrammes utilisés pour le dimensionnement sont habituellement classés en trois catégories:

- les accélérogrammes réels enregistrés lors de tremblement de terre.
- les accélérogrammes synthétiques générés à partir de modèles de ruptures ou glissement de faille.
- les accélérogrammes artificiels générés de façon à correspondre à un spectre de réponse désiré [11]

2.9.2 représentation temporelle du mouvement sismique:

Les mouvements sismiques sont restitués par un sismographe, sous forme de représentation analogique, du déplacement, de la vitesse ou de l'accélération en fonction du temps. Les accélérogrammes représentent les enregistrements qui correspondent à l'accélération et constituent le paramètre principal dans l'analyse dynamique des structures.

L'accélérogramme est une fonction qui varie d'une manière irrégulière et rapide autour de zéro pendant quelques dizaines de secondes. Il est généralement décomposé en trois phases :

- 1) une phase initiale où l'accélération est faible,
- 2) une phase forte pendant laquelle l'accélération atteint un maximum suivi d'une phase modérée,
- 3) une phase faible où l'accélération converge vers zéro.

Pour conduire une analyse sismique d'un ouvrage, la durée de la phase forte est la plus significative parce qu'elle représente le temps requis pour obtenir le maximum de l'énergie de la secousse.

Étant donné que deux séismes successifs ne se ressemblent pas en termes de magnitude et du contenu fréquentiel, un enregistrement est donc unique et il n'est pas représentatif de l'ensemble des mouvements sismiques pouvant survenir en un site donné. De ce fait, l'un des enjeux cruciaux de l'analyse dynamique transitoire est la sélection des accélérogrammes pour satisfaire les exigences des règlements parasismiques. La démarche préconisée consiste à retenir plusieurs accélérogrammes pour éviter de biaiser certains aspects du contenu fréquentiel du spectre de réponse. Les accélérogrammes peuvent provenir ou être obtenus à partir de :

- un phénomène naturel (accélérogramme naturel);
- un signal synthétisé.

Cette dernière représente les accélérogrammes artificiels [11].

a) Les accélérogrammes réels:

Ce type d'accélérogramme se rencontre tout d'abord dans le cas de codes nationaux, pour des pays de petite superficie et tels que les caractéristiques géologiques, puissent être considérées comme uniformes sur l'entièreté du territoire. Les accélérogrammes enregistrés peuvent ainsi être utilisés pour le dimensionnement d'une structure.

La plupart des pays dispose de ce type d'information. Si un accélérogramme est nécessaire, il faudra soit en trouver un dans un pays voisin, soit avoir recours à la génération. Dans d'autres pays, les normes en vigueur ne permettent pas d'employer des accélérogrammes artificiels ou synthétiques.

L'autre cas fréquent d'utilisation d'accélérogrammes réels se rencontre dans le cas du dimensionnement d'une structure pour une étude plus poussée peut être entreprise en ce qui concerne le risque sismique :

Type de faille, distance par rapport au plan de faille, profondeur focale,...

L'estimation de ces grandeurs permet de rentrer dans une base de données d'accélérogrammes (comme par exemple le « CD-ROM of Européen accelerograms ») et de sélectionner les enregistrements réels représentant le mieux l'action sismique à escompter.

Les accélérogrammes historiques représentent une mine d'informations sur la nature et les caractéristiques du mouvement de sol (l'amplitude, la fréquence, la durée, et le contenu énergétique), en plus ils reflètent tous les facteurs qui influencent les accélérogrammes naturels (les caractéristiques de la source, le chemin et le site). Cependant, des accélérogrammes historiques, d'intensité suffisamment élevée pour représenter les exigences du code ne sont pas toujours disponibles [11].

b) Les accélérogrammes synthétiques:

Ce type d'accélérogramme est obtenu à partir de considérations géologiques du site étudié. L'accélérogramme est généré à partir d'un schéma de rupture le long d'une faille.

En raison de son évidente complexité au niveau des informations nécessaires à l'obtention de résultats cohérents, cette technique n'est employée que lors de projets spécifiques par leur importance ou par leur géologie locale.

c) Les accélérogrammes artificiels:

Ce type d'accélérogrammes à partir d'un processus aléatoire, est généré de façon telle que son spectre de réponse élastique corresponde au spectre de projet (le spectre cible).

Puisqu'un spectre est la seule donnée nécessaire à la génération d'un accélérogramme, cette méthode s'avère être la plus rapide quand aucun enregistrement n'est disponible pour la zone sismique considérée.

Le recours aux accélérogrammes artificiels est dû au manque de séismes historiques, cela a amené les sismologues et ingénieurs à développer des enregistrements sismiques artificiels.

Les accélérogrammes artificiels sont générés sous forme de séries temporelles construites mathématiquement dans le but de reproduire du mieux possible les

caractéristiques des séismes naturels. Ils sont classés en deux groupes selon le type de leur simulation :

- 1) stationnaire,
- 2) non stationnaire.

En fait, les accélérogrammes synthétisés à partir d'une simulation stationnaire présentent un contenu fréquentiel invariable en fonction du temps. La phase de forte accélération n'apparaît pas dans ce cas.

Selon les travaux de Lestuzzi, Badoux et Selami (2008), la simulation stationnaire conduit à une sous-estimation de la demande de ductilité dans le cas d'une analyse non linéaire. Donc, elle ne convient que dans le cas du comportement élastique de la structure. Ces auteurs conviennent qu'une simulation non stationnaire est plus appropriée [11]

2.9.3 Accélérogrammes:

Notre compréhension des forces ou déformations induites par les séismes s'est développée de manière considérable consécutivement à des mouvements de sol dus aux séismes, ou à la réponse des structures enregistrée sous forme d'accélérogrammes.

Les mouvements du sol enregistrés lors d'un séisme s'écrivent principalement sous la forme d'accélérogramme qui représente la variation de l'accélération dans une direction donnée en fonction du temps.

Nous pouvons de même enregistrer la vitesse ou le déplacement des particules du sol. La nature des accélérogrammes dépend d'un certain nombre de facteurs :

- La magnitude du séisme.
- La distance de la source de libération d'énergie.
- Les caractéristiques géologiques du terrain le long du trajet de la transmission d'onde.
- Le mécanisme de la source et les conditions locales du sol [11]

2.9.4. Critères de sélection des accélérogramme :

a) Contenu fréquentiel:

Le rapport A/V soit accélération de pointe au sol (m/s^2) divisée par la vitesse de pointe (m/s), permet de considérer le contenu fréquentiel de l'accélérogramme. Un rapport A/V élevé indique habituellement une secousse ayant un contenu riche en hautes

fréquences tandis qu'un rapport A/V faible indique un contenu élevé en basses fréquences. Il est recommandé de faire varier ce facteur parmi les secousses sélectionnées afin de couvrir une large gamme de fréquences.

Fréquentiel peut être estimé par A/V

A : l'accélération maximale du sol

V : la vitesse maximale

b) Type de sol:

Il est possible de considérer le profil géotechnique. Ce profil est habituellement représenté par la vitesse de propagation moyenne des ondes de cisaillement dans les 30 premiers mètres de profondeur (V_{s30}). Ce critère contrôle le contenu fréquentiel de l'accélérogramme car un sol constitué de rocher, donc très rigide, aura un contenu en haute fréquence beaucoup plus élevé qu'un sol plus lâche. V_{s30} doit être limité selon la classe de sol selon les recommandations du CNB (2005).

c) Durée significative:

La durée significative est mesurée en secondes et représente le temps qui est nécessaire à l'intensité Arias pour accumuler entre 5 % et 95 % de sa valeur finale (il s'agit ici d'une définition parmi d'autres). Tel que mentionné par Bommer et Scott (2000), la durée peut être considérée comme une composante secondaire car elle est habituellement fonction de la magnitude. Celle-ci est contrôlée par la durée de la rupture le long de la faille et donc déjà prise en considération. Iervolino et al. (2006) ont prouvés que la réponse maximale d'une structure n'est pas fonction de la durée de la secousse tandis que les dommages reliés à la dissipation d'énergie tels que la fatigue et le nombre de cycles inélastiques seront affectés par cette dernière.

d) Environnement tectonique:

Il peut être intéressant de considérer le type de faille, le mécanisme de rupture et la direction empruntée par les ondes sismiques. Kawaga et al. (2004) mentionne que l'environnement tectonique influence grandement la puissance des secousses en étudiant l'effet de la profondeur de la faille sur les périodes prédominantes de ces secousses. Bolt et Abrahamson (2003), de leur côté,

démontrent que les ondes issues de faille de subduction s'atténuent significativement plus lentement que les ondes de faille de surface [11]

2.9.5. Choix des accélérogrammes:

Dans le cadre de cette recherche, le choix des accélérogrammes représente une étape fondamentale. Ces accélérogrammes sont utilisés pour réaliser des analyses temporelles qui permettent de caractériser le comportement des structures à étudier.

La réponse non linéaire augmente pour un changement d'accélérogramme correspondant à une diminution du spectre élastique.

Le type de non-linéarité, en particulier du point de vue du caractère cumulatif ou non-cumulatif de l'endommagement, est essentiel pour un choix approprié de l'accélérogramme [11]

2.10 Conclusion :

On a présenté les principales méthodes de calcul sismique pouvant être utilisés par les ingénieurs dans le calcul des structures en zones sismiques. En fonction de la complexité de la structure, de son importance et des moyens numériques disponibles, l'ingénieur connaissant les hypothèses ainsi que les limitations de chaque méthode peut en toute confiance recourir à la méthode qu'il juge adéquate à son cas particulier. Cette présentation relativement claire où le bagage mathématique requis est accessible aux ingénieurs les aidera à mieux interpréter les résultats obtenus avec des logiciels de calcul [12].

CHAPITRE 03

Méthode dynamique modale spectrale

3.1 Principe de la méthode dynamique modale spectrale :

Selon le RPA 99 La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure [13].

3.2 Modélisation :

Pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).

3.3 Analyse modale :

L'analyse modale est le processus de détermination des caractéristiques dynamiques inhérentes des systèmes en forme de fréquences naturelles, de facteurs d'amortissement et de formes de mode ainsi que des facteurs de participation, afin de les utiliser pour formuler un modèle mathématique pour son comportement dynamique. Les formules du modèle mathématique est appelé la méthode modale du système et l'information pour les caractéristiques sont ses données modales.

La dynamique des structures est physiquement composée de deux parties, la fréquence et la position. Ceci est clairement mis en évidence par la solution analytique des équations aux dérivées partielles de système continu tel que les poutres et les cordes. L'analyse modale est fondée sur le fait que la réponse vibratoire d'une constante dans le temps du système dynamique linéaire peut être exprimée comme la combinaison linéaire d'un ensemble de mouvements harmoniques simples appelé modes de vibration naturelles. Ce concept est similaire à l'utilisation d'une combinaison de Fourier (sinus et cosinus) pour représenter une forme d'onde complexe . Les modes propres de vibration sont inhérentes à un système dynamique et sont entièrement déterminée par ses caractéristiques physiques [14].

Pour chaque mode propre est décrit en termes de paramètres modaux :

- Période et fréquence naturelle
- Facteur d'amortissement modal
- Facteur de participation modale suivant les directions X, Y, Z
- La masse modale participante (pourcentage) suivant les directions X, Y, Z

➤ **Nombre de modes à considérer :**

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

- ✓ la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- ✓ ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure. Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.
- ✓ les deux premières modes doit vérifier la translation selon les deux axe orthogonale (x, y), et la torsion pour le troisième mode [15].

3.4 PASSAGE A L'ESPACE MODAL

Les équations du mouvement sont matricielles et couplées. C'est pourquoi les mécaniciens (plus précisément, les spécialistes de la dynamique des structures) ont proposé une méthode nommée analyse modale, qui consiste à changer de base pour se placer dans la base des vibrations propres du système, où les équations sont généralement plus simples.

Au lieu de résoudre directement les équations matricielles d'ordre n du mouvement :

$$M \ddot{u} + C \dot{u} + K u = F(t) \quad (3.1)$$

On cherche une matrice de transformation P du vecteur déplacement des point :
nodaux u:

$$u(t) = P q(t) \quad (3.2)$$

où P est la matrice carrée régulière d'ordre n à déterminer, et q un vecteur d'ordre n appelé vecteur déplacement généralisé. En substituant l'équation (3.2) dans (3.1) et en pré-multipliant par P^T , on obtient l'équation du mouvement dans la nouvelle base :

$$\tilde{M} \ddot{\tilde{u}} + \tilde{C} \dot{\tilde{u}} + \tilde{K} \tilde{u} = \tilde{F}(t) \quad (3.3)$$

Où :

$$\tilde{M} = P^T M P ; \quad \tilde{K} = P^T K P ; \quad \tilde{C} = P^T C P ; \quad \tilde{F} = P^T R \quad (3.5)$$

L'objectif de cette transformation est que dans la nouvelle base, les matrices de rigidité, de masse et d'amortissement $(\tilde{M}, \tilde{K}, \tilde{C})$ aient une largeur de bande plus réduite que les

matrices originales. En théorie, il existe plusieurs matrices de transformation P qui pourraient être utilisées. Cependant, en pratique, on établit cette matrice en s'intéressant aux équations de vibrations propres du système non amorti :

$$M \ddot{u} + K u = 0 \quad (3.6)$$

Les solutions de cette équation sont harmoniques :

$$u = \phi \sin \omega(t - t_0) \quad (3.7)$$

où ϕ est un vecteur d'ordre n , t est la variable temporelle, t_0 une constante de temps, et ω la fréquence de vibration du vecteur ϕ . On peut alors substituer à u son expression

harmonique dans l'équation (3.6), pour obtenir après simplifications l'équation aux valeurs propres :

$$K\phi = \omega^2 M\phi \quad (3.8)$$

Les matrices K et M étant réelles et symétriques, ce problème admet n couples de solutions $(\omega_1^2, \phi_1) \dots (\omega_n^2, \phi_n)$. On peut montrer que les vecteurs propres ϕ_i , également appelés modes propres, M -ortho normaux et K -orthogonaux.

$$(3.9) \begin{cases} \phi_i^T M \phi_j = \delta_{ij} \\ \phi_i^T K \phi_j = \omega_i^2 \delta_{ij} \\ 0 \leq \omega_1^2 \leq \omega_2^2 \leq \dots \leq \omega_n^2 \end{cases}$$

δ_{ij} étant le symbole de Kronecker. Les vecteurs $(\phi_i)_{i=1, \dots, n}$ forment donc la base modale du système. Notons que la base modale est définie dès que les propriétés massiques et élastiques du système sont explicitées.

Les équations précédentes peuvent s'exprimer matriciellement sous la forme :

$$K\Phi = M\Phi\Omega^2$$

$$\begin{cases} \tilde{M} = \Phi^T M \Phi = I \\ \tilde{K} = \Phi^T K \Phi = \Omega^2 \end{cases} \quad (3.10)$$

Où I est la matrice identité d'ordre n . Φ est la matrice dont les colonnes contiennent les

vecteurs propres ϕ_i :

$$\Phi = [\phi_1, \phi_2, \dots, \phi_n] \quad (3.11)$$

et Ω^2 est la matrice diagonale contenant les valeurs propres

$$\Omega^2 = \begin{bmatrix} \omega_1^2 & & & \\ & \omega_2^2 & & \\ & & \ddots & \\ & & & \omega_n^2 \end{bmatrix}$$

Il est maintenant clair que la base modale est une bonne base pour simplifier les équations du mouvement, puisqu'elle diagonalise simultanément M et K . On pose donc:

$$P = \Phi$$

pour avoir :

$$u(t) = \Phi \tilde{u}(t) = \sum_{i=1}^N \phi_i \tilde{u}_i(t) \quad (3.12)$$

L'équation (3.12) est appelée équation de superposition modale. Le scalaire \tilde{u}_i est l'amplitude du i -ième mode ϕ_i . [14]

Fréquences propres et modes propres

C'est un système d'équations homogène Il n'admet pas de solution unique (triviale) seulement si:

$$\det [K - W^2M] = 0$$

C'est un polynôme de degré N en variable . Il est nommé équation caractéristique sa résolution permet d'obtenir les N valeurs de .

$$\omega_i^2 (i = 1 \dots N)$$

• Fréquences propres et modes propres

Pour chaque on a un mode propre . est obtenu en résolvant le système:

$$[K - W^2M] \phi_i = 0$$

Ce système a une infinité de solution. Fréquences propres et modes propres On fixe une composante du vecteur (généralement la première ou mieux la plus grande) .[16]

3.5 Etapes de calcul :

Détermination des caractéristiques dynamiques de la structure : périodes et modes propres par la résolution de l'équation :

$$[K - W^2M] = 0 \text{ avec :}$$

K : matrice de rigidité

M : matrice de masse

La résolution de cette équation fournit les valeurs des pulsations w_i relatives aux 'n' modes de vibration.

A chaque pulsation propre i correspond une forme propre ϕ_i tel que :

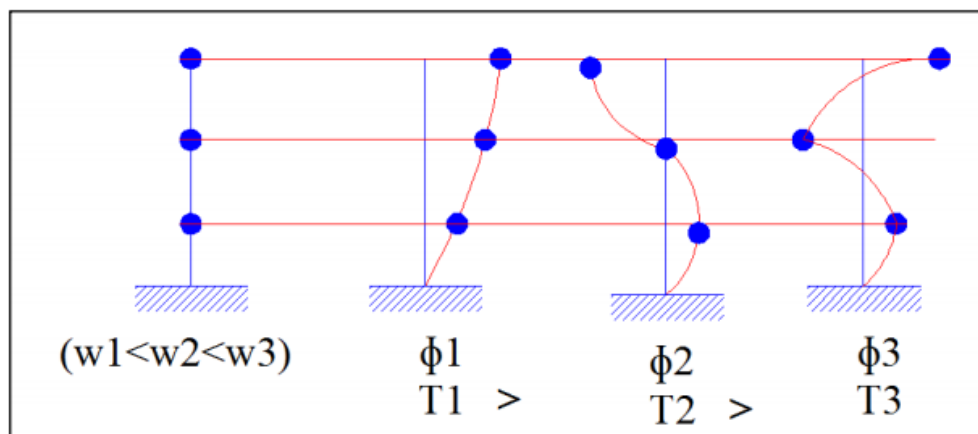


Figure 3.1 :Modes propres de vibration

3.6 Valeurs maximales de la réponse totale

L'utilisation du spectre de réponse ne permet d'accéder qu'à la valeur maximale de la réponse dans chaque mode. Ces maxima ne se produisent pas tous au même instant et se pose alors le problème du cumul des réponses modales.

Désignant par R le vecteur contenant les réponses modales maximales d'une quantité donnée (déplacement en un point, effort, contrainte dans un élément...), de composantes r_j , une enveloppe de la réponse maximale pour l'ensemble des modes est évidemment obtenue en effectuant la somme des valeurs maximales des réponses modales

$$r \leq \sum_{j=1}^N |r_j| \quad (3.14)$$

Toutefois cette approche est trop conservatrice et peut conduire à une surestimation importante de la réponse. On lui préfère la règle de cumul, dite quadratique complète **CQC** (Complete Quadratique Combinassions), qui exprime la réponse maximale sous la

forme:

$$R = \sqrt{R^T P R} = \sqrt{\sum_{i=1}^N \sum_{j=1}^N \rho_{ij} r_j r_i} \quad (3.15)$$

où ρ_{ij} , élément de la matrice P , représente le coefficient de corrélation entre les modes i et j . Il dépend des pulsations propres (w_i, w_j) et des pourcentages d'amortissement critique (ξ_i, ξ_j) des deux modes. La formulation de ρ_{ij} est donnée par :

$$\rho_{ij} = \frac{8\sqrt{\xi_i \xi_j w_i w_j} (\xi_i w_i + \xi_j w_j) w_i w_j}{(w_i^2 - w_j^2) + 4\xi_i \xi_j w_i w_j (w_i^2 + w_j^2) + 4(\xi_i^2 + \xi_j^2) w_i^2 w_j^2} \quad (3.16)$$

SRSS (Square Root of the Sums of the Squares). Ainsi, si tous les modes sont suffisamment disjoints, la combinaison (1.31) se réduit à :

$$r = \sqrt{R^T I R} = \sqrt{\sum_{i=1}^N r_i^2} \quad (3.17)$$

DSC : le coefficient de couplage est égal à : proposée par E. Rosenblueth et J.Elorduy (1969)

$$\rho_{ij} = \left\{ 1 + \left[\frac{(w_i' - w_j')}{\xi_i' w_i + \xi_j' w_j} \right]^2 \right\}^{-1} ; \xi_i' = \xi_i + \frac{2}{S w_i} ; \text{avec } w_i' = w_i \sqrt{(1 - \xi_i'^2)} \text{ et } \xi_i' = \xi_i \frac{2}{S w_i}$$

On désigne par :

w_i et w_j les pulsation des modes i et j

ξ_i et ξ_j l'amortissement des modes i et j

S : durée du séisme 1×10^3 par défaut

ABS : Somme des valeurs absolues (Absolute Sum modal combination)

Cette méthode est valable dans le cas où un mode est prépondérant par rapport aux autres, uniquement. N : nombre de modes considérés

$$r_{\max} = \sqrt{\sum_{i=1}^N |R_i|} \quad (3.18)$$

3.6 COMBINAISONS D' ACTIONS

L'action sismique est considérée comme une action accidentelle au sens de la philosophie de calcul aux Etats Limites.

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations de calcul sont :

$$G + Q + E \quad (3.19)$$

$$0.8 G \pm E \quad (3.20)$$

Pour Les poteaux dans les ossatures auto stables, la combinaison (5-1) est remplacée par la combinaison suivante:

$$\bullet G + Q + 1.2 E \quad (3.21)$$

G : charges permanentes

Q : charges d'exploitation non pondérées

E : action du séisme représentée par ses composantes horizontales

3.7 Condition RPA

a) Spectre de réponse de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre suivant :

$$\frac{S_a}{g} \begin{cases} 1.25A \left[1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

A : coefficient d'accélération de zone.

η : Facteur de correction d'amortissement

R : coefficient de comportement de la structure.

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Q : facteur de qualité

A : coefficient d'accélération de zone

Tableau 3.1. : coefficient d'accélération de zone A..

Groupe	ZONE			
	I	IIa	IIb	III
1 A	0,15	0,25	0,30	0,40
1 B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	0,15	0,20	0,25
3	0,07	0,10	0,14	0,18

η : Facteur de correction d'amortissement

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$$

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

Quand $\xi = 5\%$, on a $\eta = 1$

Tableau 3.2 : Valeurs de ξ (%)

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

R : coefficient de comportement de la structure.

Tableau 3.3 : valeurs du coefficient de comportement R

Cat	Description du système de contreventement (voir chapitre III § 3.4)	Valeur de R
A	Béton armé	
1a	Portiques autostables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie rigide	3,5
2	Voiles porteurs	3,5
3	Noyau	3,5
4a	Mixte portiques/voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Tableau 3.4: Valeurs de T_1 et T_2

Site	S_1	S_2	S_3	S_4
$T_1(\text{sec})$	0,15	0,15	0,15	0,15
$T_2(\text{sec})$	0,30	0,40	0,50	0,70

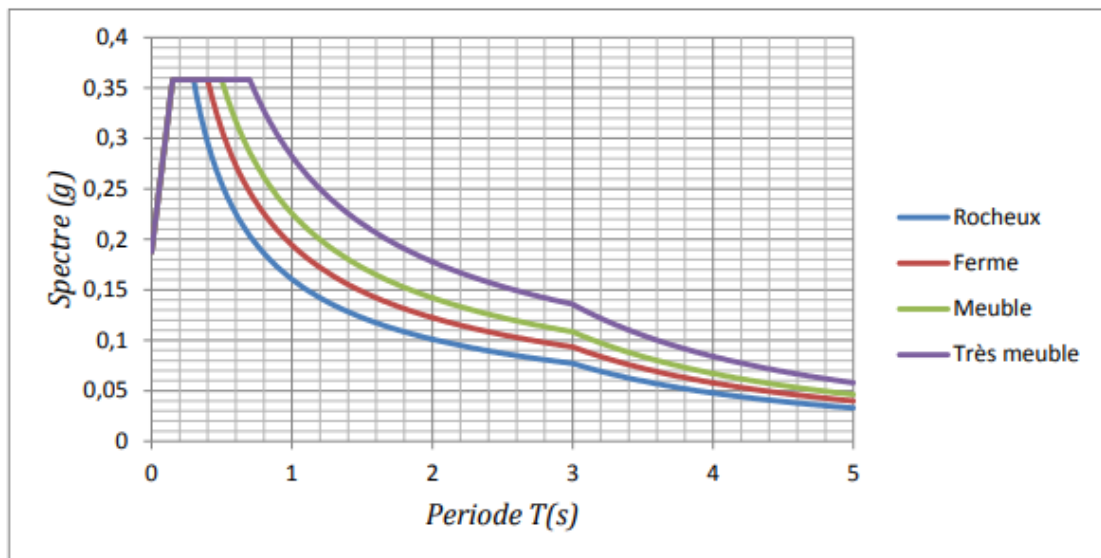


Figure 3.2: Spectres de réponse élastique pour les sols des classes S_1 à S_4 selon RPA

Q : facteur de qualité

Tableau 4.4.: valeurs des pénalités 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

b) Résultante des forces sismiques de calcul :

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. Si $V_t < 0.80 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...)

dans le rapport $0.8 V/V_t$.

c) Déplacement inter-étage :

Le déplacement horizontale à chaque niveau "K" de la structure est donné par :

$$\delta_K = R \times \delta_{eK}$$

δ_{eK} : déplacement dû aux forces sismiques (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau "K" par rapport au niveau "K-1" est égale à :

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

Le RPA99 préconise que les déplacements relatifs inter-étages ne doivent pas dépasser les 1%he, (he est la hauteur libre de l'étage considéré).

Il faut vérifier que : $\delta \leq \Delta_K$

δ : Déplacement admissible (égale à 0,01he).

d) Justification de l'interaction voile-portique :

Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux. Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort

tranchant d'étage

3.8 CONCLUSION

L'analyse modale spectrale est universellement reconnue comme méthode de référence pour étudier le comportement d'une structure soumise à l'action d'un séisme. Elle permet de calculer efficacement les valeurs maximales probables de toutes les variables d'intérêt (déplacements, accélérations, réactions, sollicitations, etc.), en déterminant la réponse maximale de chacun des modes propres, et en superposant ces réponses modales par combinaison quadratique complète (CQC) ou SRSS.

Les méthodes de calcul sophistiquées et, en particulier l'analyse modale spectrale, sont rendues obligatoires par les codes parasismiques modernes (RPA99 v. 2003, P.S.92, et autres) dès lors que les structures considérées ne répondent plus aux critères de régularité spécifiés dans ces codes (régularité en configuration horizontale et verticale, régularité de la distribution des masses et des raideurs, excentricité structurale).

La dynamique des structures et l'analyse modale font partie intégrante de l'analyse de signaux dynamiques [15].

CHAPITRE 04

Modélisations et analyse numérique

Introduction

Toute étude de projet d'un bâtiment a pour but d'assurer la stabilité et la résistance de l'ouvrage, afin d'assurer la sécurité des usagers.

Dans notre pays, on utilise souvent le béton armé comme matériaux de construction, parce qu'il est le moins cher par rapport aux autres matériaux et le mieux maîtrisé[16]

4.1 Présentation du projet :

Le projet qui nous a été confié en vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur en « génie civil » consiste à l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation. L'ouvrage sera implanté à « m'sila », région correspondant à la zone (IIa), de sismicités moyenne, selon le règlement parasismique algérien RPA99 v2003

4.2 Caractéristiques de la structure :

4.2.1 Dimensions en élévation:

- Hauteur totale de bâtimentH = 15.64 m.
- Hauteur de RDC.....h = 3.4 m.
- Hauteur d'étage courant..... ..h = 3.06m.

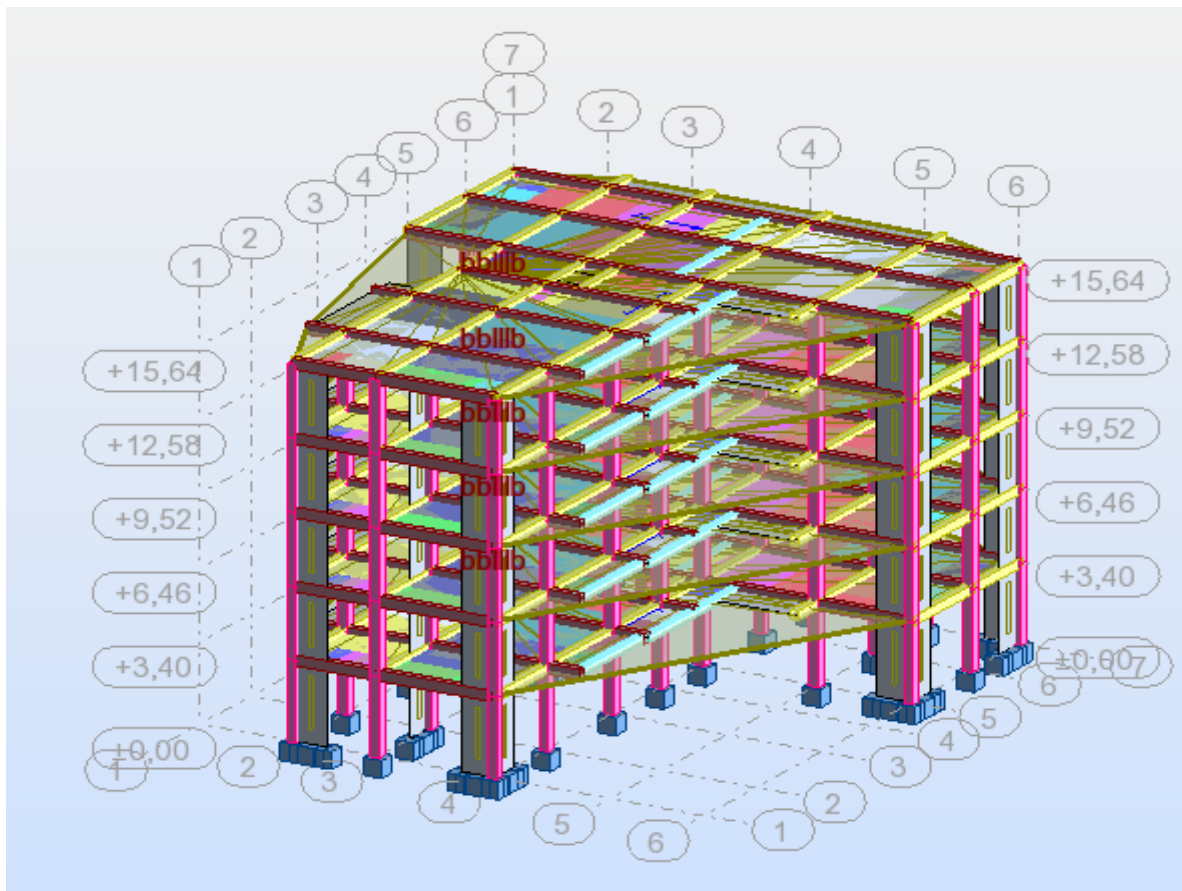


Figure 4-1 : Dimensions en élévation

4.2. Dimensions en plans :

- Longueur totale $L_{\text{long}}=21.25\text{m}$.
- Largeur totale..... $L_{\text{trans}}=22.95\text{m}$.

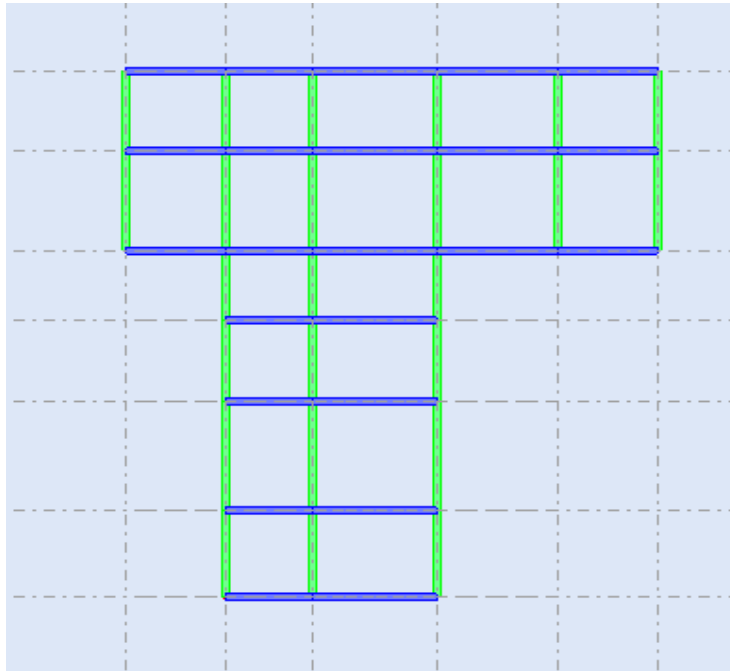


Figure 4-2 : Dimensions en plan

4.2.3 Données du site :

Le bâtiment est implanté dans une zone classée par les règles parasismiques Algériennes 99/version 2003 comme zone de moyenne sismicité (Zones IIa).

- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2
- Le site est considéré comme site meuble (S3).
- Contrainte admissible du sol $\sigma_{\text{sol}} = 1.8 \text{ bar}$.

4.2.4 Définition des éléments de l'ouvrage :

➤ Ossature de l' ouvrage:

Cet ouvrage est en béton armé et pour qu'il résiste à l'effort du séisme, le RPA 99/03 exige que pour toute structures dépassent une hauteur de 17 mètres en Zone IIa , le type de contreventement sera un contreventement mixte (voile- portique) ou voile.

➤ **Plancher :**

C'est une aire généralement plane destinée à séparer entre les niveaux, on distingue :

- **Plancher à corps creux:**

Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé ou bétonné sur place espacées de 60 cm de corps creux (hourdis) et d'une table de compression en béton armé d'une épaisseur de 4 cm.

Ce type de planchers est généralement utilisé pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation ;
- Lorsque les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes ;
- Diminution du poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.
- Une économie du coût de coffrage (coffrage perdu constitué par le corps creux).



Figure 4.3 : Plancher à corps creux

- **Plancher à dalle pleine.**

Pour certaines zones, j'ai opté pour des dalles pleines à cause de leurs formes irrégulières et ceci dans le but de minimiser le temps et le coût nécessaire pour la réalisation des poutrelles spéciales à ces zones.

➤ **Escalier :**

Sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre de type « Escalier droit » qui sera réalisé en béton armé coulé sur place

➤ **Maçonnerie :**

On distingue :

- Mur extérieur (double cloison).
- Mur intérieur (une cloison).

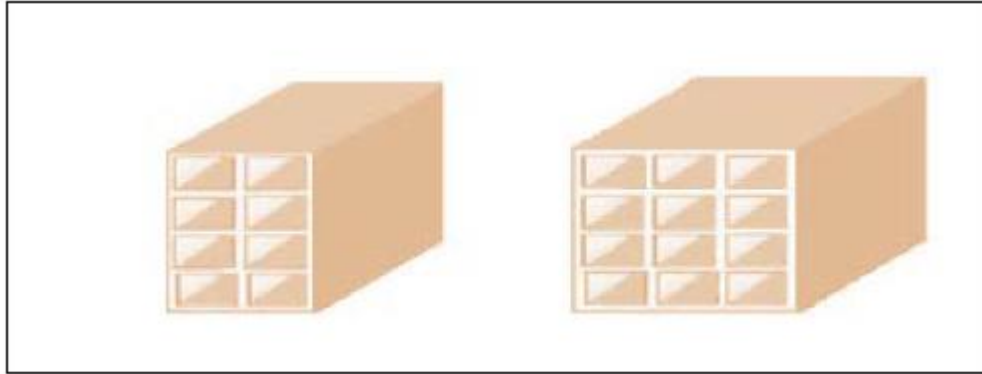


Figure 4.4 :Brique creuse

➤ **Balcon :**

dans notre structure les balcons sont représentés par différent forme.

➤ **Revêtement :**

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

- Un carrelage de 2cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- De l'enduit de plâtre pour les murs intérieurs et plafonds.
- Du mortier de ciment pour crépissages des façades extérieurs.

➤ **Acrotères :**

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur variant entre 60cm et 100cm et de 10cm d'épaisseur.[17]

4.3 Caractéristique des matériaux :

Introduction :

Dans notre étude, nous avons utilisé, le règlement du béton armé aux états limite à savoir le BAEL 91, ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA 99/2003.

Le règlement BAEL 91 est basé sur les états limites définies ci-dessous.

Définition :

Un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction ou d'une de ses éléments (tel que la stabilité et la durabilité) est strictement satisfaite et cesserait de

l'être en cas de modification défavorable d'une action (majoration ou minoration selon le cas). Correspondant On distingue deux états limites :

a/ état limite ultime : (ELU)

à la limite :

- Soit de l'équilibre statique de la construction (pas de renversement).
- Soit de la résistance de l'un des matériaux (pas de rupture).
- Soit de la stabilité de forme.

b/ état limite de service :(ELS)

Définissant les conditions que doit satisfaire l'ouvrage pour que son usage normal et sa durabilité soient assurés.

- État limite de compression du béton.
- État limite d'ouverture des fissures.
- État limiter de deformation.

4.3.1 Le Béton

On appelle béton un matériau constitué par le mélange, dans des proportions convenables de ciment, de granulats (sables et gravier) et de l'eau et éventuellement de produits d'addition (adjuvant). Le matériau ainsi obtenu sera coulé et son durcissement aura les qualités suivantes :

- La résistance mécanique, essentiellement résistance à la compression simple, et pour certains usages spéciaux, la résistance à la traction.
- La résistance aux agents agressifs, eau de mer, acides, etc.,
- Les déformations instantanées et surtout différées, que l'on souhaite généralement la plus faible possible.
- La maniabilité au moment de la mise en oeuvre, que peut être définie comme l'aptitude du béton à remplir parfaitement le moule qui lui est offert sans ségrégation.
- L'on peut enfin rechercher certaines qualités spéciales, telles que la masse spécifique, aussi élevée que possible (béton lourd) ou aussi faible que possible (béton léger).

a) Dosage du béton :

- Dans un mètre cube de béton, on a les proportions suivantes :
- Ciment (CPS 1.2A 42.5) dosé à 350kg /m³
- Sable grossier 0 < Dg < 5mm 400 L
- Gravier 15 < Dg < 25mm 800L
- Eau de gâchage 175 L

Le béton obtenu aura une masse volumique qui varie entre 2200 Kg/m³ et 2400Kg /m³.

b) Résistances mécaniques du béton :**b.1 Résistance à la compression $f_{c,j}$**

Dans les constructions courantes, le béton est défini, du point de vue mécanique, par sa résistance caractéristique à la compression (à 28 jours d'âge noté " f_{c28} ") déterminée par essai sur éprouvettes cylindriques de 16cm de diamètre et 32cm de hauteur.

Pour un dosage courant de 350 Kg/m³ de ciment CPA325, la caractéristique en compression à 28 jours est estimée à 25 M P a ($f_{c28} = 25 \text{ M P a}$).

C.B.A 93 (A: 2-1-1-1): Avant durcissement total à j jours tel que $j \leq 28$ jours, la résistance à la compression est :

A un âge: $j < 28$ jours

$$f_{c,j} = \frac{j}{4,67 + 0,83j} f_{c28}. \text{ Pour } f_{c28} \leq 40\text{MPa} \quad (4.1)$$

b.2 Résistance à la traction $f_{t,j}$: C.B.A 93 (A: 2-1-1-2)

La mesure directe de la résistance à la traction par un essai de traction axiale étant délicate on a recours à deux modes opératoires différents :

- Flexion d'éprouvettes prismatiques non armées.
- Fendage diamétral d'une éprouvette cylindrique (essai Brésilien).

La résistance caractéristique à « J » jours se déduit conventionnellement par la relation :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} \quad \text{si } f_{c28} \leq 60\text{Mpa}. \quad (4.2)$$

$$f_{tj} = 0,275(f_{c,j})^{2/3} \quad \text{si } f_{c28} > 60\text{Mpa}. \quad (4.3)$$

c) Contrainte limite

c.1 État limite ultime (ELU) :

c.1.1 Contrainte ultime du béton

Pour le calcul à l'E.L.U, on adopte le diagramme dit "parabole rectangle" (Fig. I.6). En compression pure, le diagramme est constitué par la partie parabole du graphe ci-dessous, les déformations relatives étant limitées à 2‰.

En compression avec flexion (ou induite par la flexion), le diagramme qui peut être utilisé dans tous les cas et le diagramme de calcul dit parabole rectangle.

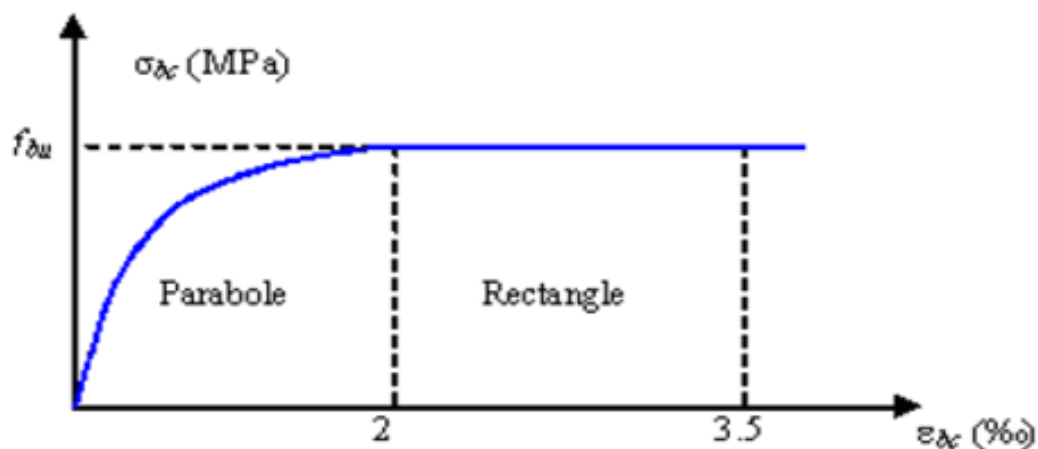


Figure 4.5 : Diagramme parabolique rectangle des Contraintes Déformations du béton

Avec :

f_{bu} : Contrainte ultime du béton en compression :

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{cj}}{\theta \gamma_b} \quad (4.4)$$

- γ_b : Coefficient de sécurité du béton, il vaut 1.5 pour les combinaisons normales et 1.15 pour les combinaisons accidentelles.

- θ : coefficient qui dépend de la durée d'application du chargement.

$\theta = 1$ Pour une durée d'application > 24 h.

$\theta = 0,9$ Pour $1 \leq \text{durée} \leq 24$ h.

$\theta = 0,85$ Si durée < 1 h.

c.1.2 Contrainte ultime de cisaillement :

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par : $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$ (M Pa).

La contrainte admissible de cisaillement est fixée par :

$$\begin{aligned} \bar{\tau}_u &= \min \left\{ 0,20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right\} && \text{fissuration peu préjudiciable.} \\ &= \min \quad \mathbf{0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}} && \text{fissuration préjudiciable très préjudiciable.} \quad \bar{\tau}_u \end{aligned}$$

d. État limite de service (ELS) :

Dans le cas de l'ELS on suppose que le diagramme parabole rectangle reste dans le domaine élastique linéaire, est défini par son module d'élasticité.

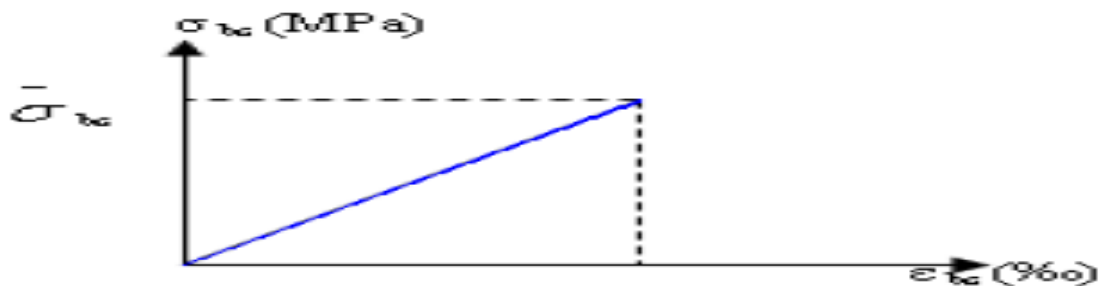


Figure 4.6 : Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS

- **Modules de déformation longitudinale :**
- Le module de déformation longitudinale instantanée, pour un chargement de durée d'application inférieure à 24 heures, est donné par : : **C.B.A 93 (A: 2-1-2-1).**

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ M Pa.} \quad (4.5)$$

- On a pour $f_{c28} = 25 \text{ M Pa} \Rightarrow \text{M Pa } E_{ij} = 32164.195$ Le module de déformation longitudinal différée du béton E_{vj} est donné par la formule suivante : :

C.B.A 93 (A: 2-1-2-2).

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ M Pa} \quad (4.6)$$

On a pour $f_{c28} = 25 \text{ M Pa} \Rightarrow \text{M Pa } E_{vj} = 10818.16$

- **Coefficients de poisson : C.B.A 93 (A: 2-1-2-3).**

Le coefficient de poisson sera pris égal à:

$$\nu = \frac{\Delta d / d_0}{\Delta L / L_0} \quad (4.7)$$

Les règles de BAEL 91 donnent pour les valeurs de coefficient de poisson :

- Pour le calcul des sollicitations : $\nu = 0$.
- Pour le calcul des déformations: $\nu = 0,2$.

4.3.3 Acier :

L'acier est un alliage du fer et du carbone en faible pourcentage, leur rôle est de résister les efforts de traction, de cisaillement et de torsion.

4.3.3.1. Contrainte limite

a) Etat limite ultime

Pour le calcul on utilise le digramme contrainte – déformation de la figure (4.3).

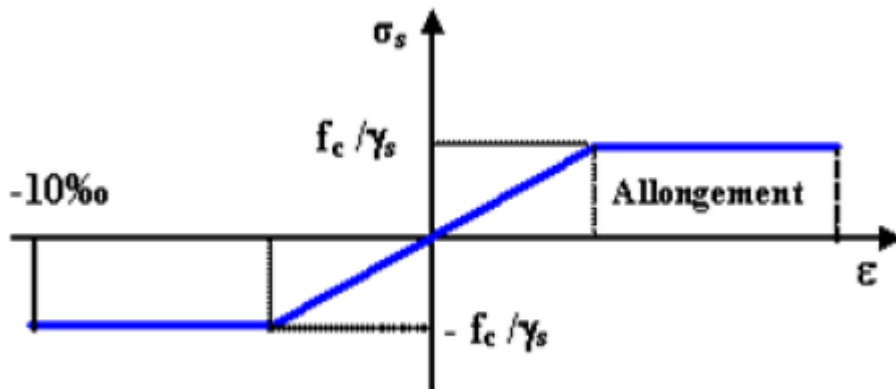


Figure 4.7: diagramme contrainte-déformation d'acier

- γ_s : Coefficient de sécurité.
 $\gamma_s = 1$ cas de situations accidentelles.
 $\gamma_s = 1.15$ cas de situations durable ou transitoire.

b) Etat limite de service :

On ne limite pas la contrainte de l'acier sauf en état limite d'ouverture des fissures :

- Fissuration peu nuisible : pas de limitation.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma \leq \sigma' = \min (2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}})$.
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma \leq \sigma' = \min (1/2 f_e, 90 \sqrt{\eta f_{tj}})$.

η : Coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ pour les ronds lisses (RL).

$\eta = 1.6$ pour les armatures à hautes adhérence (HA).

Avec :

$$\sigma_{st} = f_e / \gamma_s \quad (4.8)$$

4.4. Pré dimensionnement des planchers et descentes de charges :**4.4.1. Dalle en corps creux :**

Détermination de l'épaisseur du plancher

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la plus grande partie des poutrelles.

On va utiliser la formule ci-dessous pour le pré dimensionnement afin de limiter la flèche.

D'après le BAEL 91 modifiée 99:

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22.5}$$

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{15} \frac{M_t}{M_0} \quad \checkmark \quad L : \text{la portée max d'une poutrelle, } L_{\max} = 4.45 \text{ m.}$$

\checkmark h_t : hauteur total du plancher.

L_x (cm)	$\frac{L_x}{22.5}$ (cm)	h_t (cm)
445	19.77	20 (16+4)

Alors : On adopte un plancher à corps creux de hauteur totale $h_t = 19.77$ cm

Soit un plancher (16+4) cm avec : 16 cm corps creux, 4 cm dalle de compression.

4.4.2. Evaluation des charges

- **Plancher terrasse**

Tableau 4.1:charge à la terrasse due aux plancher à corps creux

	ρ (kN/m ³)	e(m)	G (kN/m ²)
Protection gravillon	17	0.05	0.85
Étanchéité multicouche	6	0.02	0.12
Forme de pente	22	0.1	2.2
Isolation thermique en liège	4	0.04	0.16
Dalle en corps creux (16+4)			2.8
Enduit en plâtre	10	0.02	0.2
G			6.33
Q			1

- **Dalle pleine**

Tableau 4.2:Charge due à la dalle pleine du plancher terrasse

	ρ (kN/m ³)	e(m)	G (kN/m ²)
Protection gravillon	17	0.05	0.85
Étanchéité multicouche	6	0.02	0.12
Forme de pente	22	0.1	2.2
Isolation thermique en liège	4	0.04	0.16
Dalle pleine (15)	25	0.15	3.75
Enduit en plâtre	10	0.02	0.2
G			7.28
Q			1

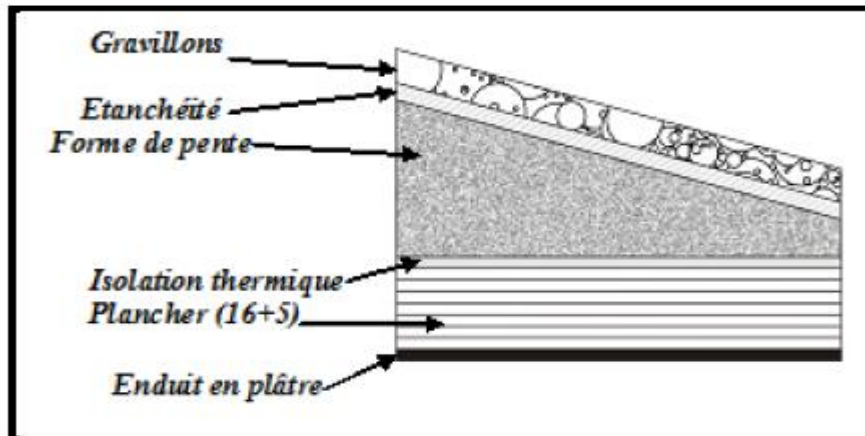


Figure 4.8 :Plancher type terrasse

- **Plancher étage courant : (Usage d'habitation)**

Tableau 4.3 :Charge due aux planchers à corps creux de niveau courant

	ρ (kN/m ³)	e(m)	G (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
plancher en corps creux (16+4)			2.8
Enduit en plâtre	10	0.02	0.2
Cloisons intérieures	10	0.1	1
G			5.2
Q			1.5

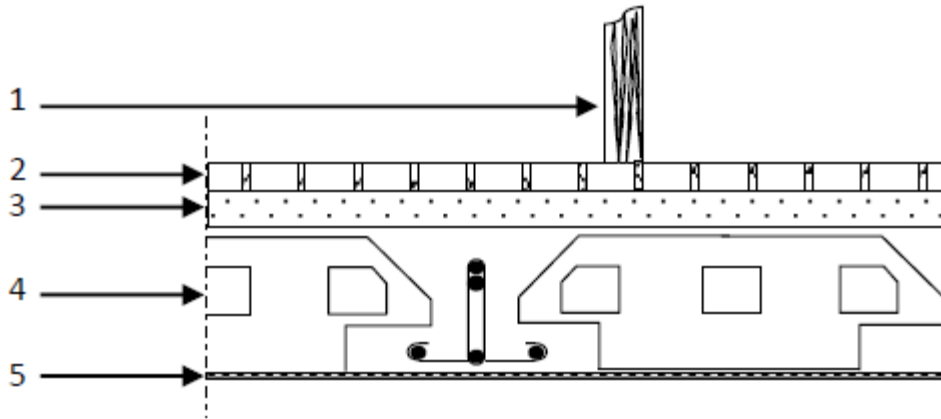


Figure 4.9 : Détail des constituants du plancher d'étage courant

- **Dalle pleine**

Tableau 4.4: Charge due à la dalle pleine de niveau courant

	ρ (kN/m ³)	e(m)	G (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 (15)	25	0.15	3.75
Enduit en plâtre	10	0.02	0.2
Cloisons intérieures	10	0.1	1
G			6.15
Q			1.5

- **Balcon :**

Tableau 4.5: Charge du balcon

	ρ (kN/m ³)	e(m)	G (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 (15)	25	0.15	3.75
Enduit en ciment	20	0.02	0.2
G			5.35
Q			3.5

- **Murs :**

a) Murs extérieurs :

Tableau 4.6: Charge permanente du mur extérieur.

	P (kN/m ³)	e (m)	G(kN/m ²)
Enduit extérieur	12	0.02	0.24
Brique creuse	14	0.15	2.1
Brique creuse	14	0.1	1.4
Enduit intérieur	12	0.02	0.24
G	3.98		

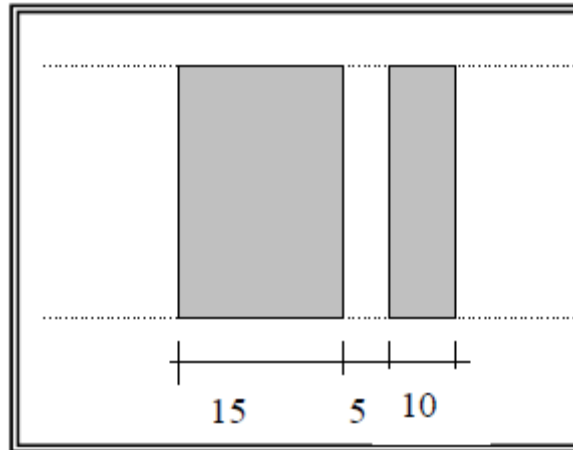


Figure 4.10 : Murs extérieurs

b. Murs intérieurs (simple parois) :

Tableau 4.7: Charge permanente mur intérieur

G	1.88 kN/m²
----------	------------------------------

•Acrotère:

$$S = (0.05 \times 0.1) / (2) + (0.05 \times 0.1) + (0.1 \times 0.6) = 0.0675 \text{ m}^2/1$$

$$G = 0.0675 \times 25 = 1.68 \text{ kN/ml.}$$

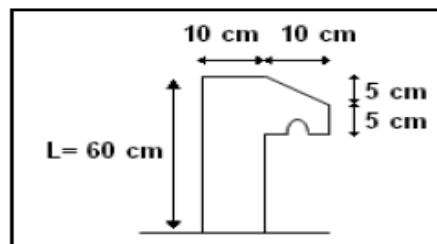


Figure 4.11 : Acrotère

- Escaliers :

a) Palier:

Tableau 4.8: Charge permanente du Palier

	$\rho(\text{kN/m}^3)$	$e(\text{m})$	$G(\text{kN/m}^2)$
Carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0.4
Poids propre de palier	25	0.14	3.5
Enduit en plâtre	10	0.02	0.2
G	4.54		
Q	2.5		

b) Volée (paillasse) :

Tableau 4.9: Charge permanente du Palier Volée (paillasse)

	$\rho(\text{kN/m}^3)$	$e(\text{m})$	$G(\text{kN/m}^2)$
Carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0.4
Carrelage contre marche	$20 \cdot (17/30)$	0.2	0.23
Mortier vertical	$20 \cdot (17/30)$	0.02	0.23
Paillasse en B.A	25	0.15	3.75
Enduit en plâtre	10	0.02	0.2
Contre marche	$25 \cdot (0.17/2)$		2.125
G	7.38		
Q	2.5		

4.5 Pré dimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments de type carre, leur rôle est la transmission des charges appliquées sur le plancher aux éléments porteurs verticaux

4.5.1 Poutres principales : L = 4.85 m

$$\frac{1}{16} \leq h \leq \frac{1}{10} \Rightarrow 30 \leq h \leq 48 \text{ cm}$$

On prend $h = 45 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{ok}$

$$0,30 h \leq b \leq 0,60 h \Rightarrow 13,5 \text{ cm} \leq b \leq 27 \text{ cm}$$

On prend $b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{ok}$

$$\text{En a : } \frac{h}{b} = \frac{45}{30} = 1,5 \leq 4 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{ok}$$

4.5.2 Poutres secondaires : L = 4.75 m

$$\frac{1}{16} \leq h \leq \frac{1}{10} \Rightarrow 29,68 \leq h \leq 47,5 \text{ cm}$$

On prend $h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{ok}$

$$0,30 h \leq b \leq 0,60 h \Rightarrow 13,5 \text{ cm} \leq b \leq 27 \text{ cm}$$

On prend $b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{ok}$

$$\text{On a : } \frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{40}{30} = 1,33 \leq 4 \dots\dots\dots \text{ok}$$

4.5.3 Poutre chaînage : L = 3.00 m

$$\frac{h}{16} \leq h \leq \frac{1}{10} \Rightarrow 18 \leq h \leq 30 \text{ cm}$$

On prend $h = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{ok}$

$$0,30 h \leq b \leq 0,60 h \Rightarrow 9 \text{ cm} \leq b \leq 18 \text{ cm}$$

On prend $b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Ok}$

$$\text{On a : } \frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{30}{30} = 1 \leq 4 \dots\dots\dots \text{ok}$$

Tableau récapitulatif

Eléments	Section (cm ²)
Poutre principale	30 x 45
Poutre secondaire	30 x 40
Poutre chaînage	30 x 30

4.5.4 Nervures :

La section transversale des nervures est assimilée à une section en tés (T) de caractéristique géométrique suivants :

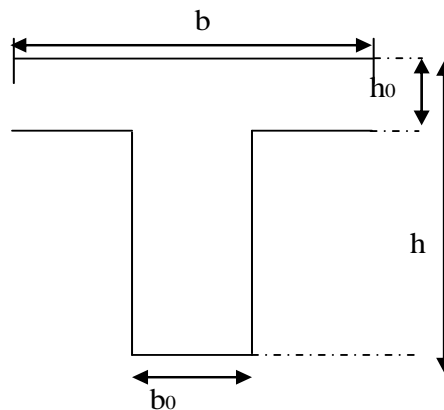
La largeur de la table de compression est égale à :

$$b = b_0 + 2b_1$$

Avec :

$$b_1 = \min \left\{ \frac{L_0}{2}, \frac{L}{10} \right\} \Rightarrow b_1 = \min \{ 27.5, 38 \} \text{ Soit } b = 60 \text{ cm}, d = 0.9ht$$

Epaisseur de la dalle de compression (h ₀)	5cm/4cm
Epaisseur de l'entrevous	20cm/16cm
Entraxe des nervures	60cm
Largeur des nervures (b ₀)	15cm
Hauteur utile de la section (d)	23cm/18cm
Distance entre nus de deux nervures (L ₀)	45cm
Largeur de la nervure (b)	60cm



4.5.5 Poteaux :

Les dimensions des poteaux doivent respecter les conditions suivantes :

$$\text{Min } \{ b_1, h_1 \} \geq 25 \text{ cm} \text{ (en zone II a) notre cas.}$$

$$\text{Min } \{ b_1, h_1 \} \geq h / 20$$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4$$

II-2 Descente des charges :

Vérification de la section de poteau : (40*40)

L'effort normal ultime N_u agissant sur un poteau doit être au plus égal à la valeur suivante :

$$N_U \leq \alpha \left(\frac{B_r \cdot F_{C28}}{0.9\gamma_b} + \frac{A \cdot F_e}{\gamma_s} \right) \text{ (C.B.A.93.B.4.8.1page156).} \quad (4.9)$$

Avec :

A : Section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul (en mm²).

Br : Section réduite du poteau obtenu en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie (en cm²).

f_e : Limite d'élasticité de l'acier (en MPa).

N_u : Effort normal (en N).

$\gamma_s = 1.15$; $\gamma_b = 1.5$

α : Coefficient en fonction de l'élanement λ qui prend les valeurs :

Pour $\lambda \leq 50$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad (4.10)$$

Pour $50 < \lambda \leq 70$

$$\alpha = 0.60 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2$$

On à N_u connu, et on recherche de B (section de poteau). Le choix de B est totalement libre.

Un certain choix est libre, on peut prendre A /B r =1%, (choix économique).

Les poteaux sont des dimensions rectangulaires de coté « a », donc il est préférable de prendre: $\lambda = 20.61$. $L f = 0.7L0 \Rightarrow \alpha = 0.795$

Vérification (conditions minimales) :

Min (40,40) cm > 25cm ; vérifié.

$$\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} = 1 \leq 4 ; \text{ vérifié.}$$

Min (40,40) = 40cm > $h_c/20 = 16$ cm ; vérifié

4.6 ETUDE DES ELEMENTS PORTEURS

4.6.1 Introduction

L'étude de l'élément porteur, consiste à la distribution de la charge (verticales et surtout horizontaux) aux portiques et voiles, cette étude effectuée par la méthode des éléments finis « Robot 2010 » (structural analysis program).

4.6.2 Etude de séisme

Choix de la méthode de calcul :

a) Méthode dynamique modale spectrale

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentés par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Spectre de réponse de calcul

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} \begin{cases} 1.25A \left[1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5 \eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

A : Coefficient d'accélération de zone ;

η : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%) ;

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0.7$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique ;

R : Coefficient de comportement de la structure ;

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site ;

Q : Facteur de qualité.

✓ Masse soumise à l'action sismique :

$$W = W_G + \beta \cdot W_Q$$

Où $\beta=0.2$

b) ANALYSE MODALE

Tableau 4.10: Analyse modale et la masse modale de structure

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]
5/ 1	1,93	0,52	0,03	75,20	0,01	0,03
5/ 2	2,00	0,50	76,08	75,24	0,01	76,05
5/ 3	2,49	0,40	76,21	75,82	0,01	0,14
5/ 4	7,06	0,14	76,22	90,60	0,04	0,01
5/ 5	7,21	0,14	90,71	90,61	0,05	14,49
5/ 6	9,33	0,11	90,72	90,69	0,11	0,01
5/ 7	10,27	0,10	90,73	90,69	2,67	0,01
5/ 8	10,38	0,10	90,73	90,69	5,81	0,00
5/ 9	10,81	0,09	90,74	90,69	6,30	0,01
5/ 10	11,23	0,09	90,89	90,69	6,54	0,15
5/ 11	12,07	0,08	90,89	90,69	21,91	0,00
5/ 12	12,38	0,08	90,89	90,71	30,18	0,00
5/ 13	12,91	0,08	90,89	90,71	30,29	0,00
5/ 14	13,10	0,08	90,89	90,71	31,67	0,00
5/ 15	13,41	0,07	90,89	90,71	31,68	0,00
5/ 16	13,91	0,07	90,90	90,72	31,91	0,00
5/ 17	14,05	0,07	90,90	90,75	32,28	0,00
5/ 18	14,34	0,07	91,34	90,75	32,28	0,45
5/ 19	14,37	0,07	91,87	90,75	32,43	0,52
5/ 20	14,74	0,07	91,87	91,32	36,39	0,00

Données:

Zone	:	II a
Usage d habitations	:	2
type de sol	:	S3
Coefficient de qualité	:	1.200
Coefficient de comportement	:	4.000
Amortissement	:	7 %

Paramètres du spectre:

Correction de l'amortissement : $\eta = [7/(2+\xi)]^{0,5} = 0.764$

A = 0.150

T₁ = 0.150

T₂ = 0.500

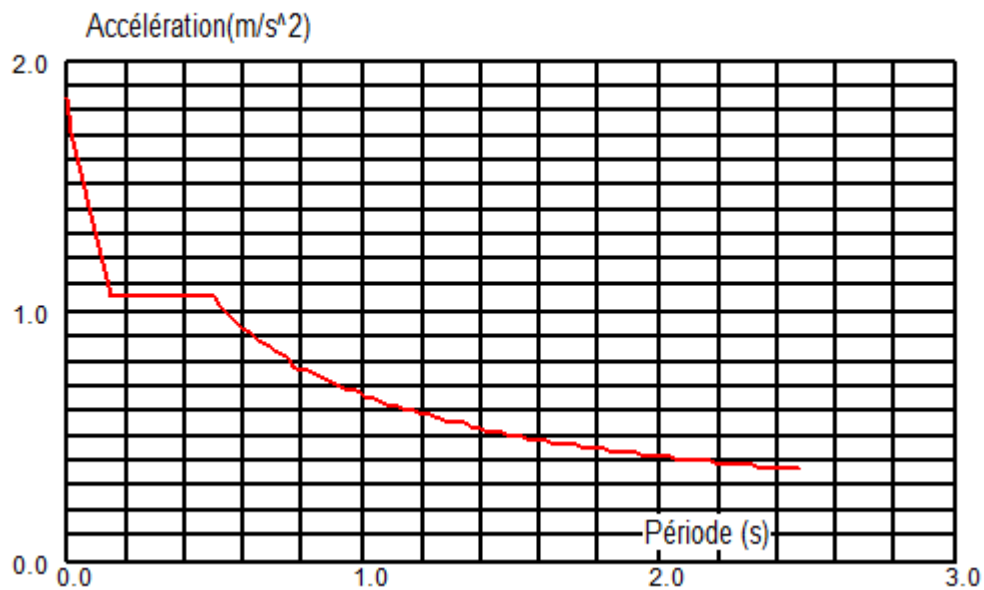


Figure 4.12 : Spectre de calcul RPA99V2003

Excentricité de masse **ex = 0.000 (m)** **ey = 0.000 (m)**

Données:

Mode d'analyse	:	Modal
Type de matrices de masses	:	Cohérente
Nombre de modes	:	20
Limites	:	0.000
Coefficient des masses participantes	:	0.000

c) Vérification nombre de modes à considérer (Art 4.3.4 RPA99 V 2003)

Le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

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

Direction x x : 5 modes (90.60% de la masse sismique de la structure)

Direction y y : 4 modes (90.71% de la masse sismique de la structure)

d) Résultante des forces sismiques de calcul (Art 4.3.6 RPA99 V 2003):

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

Efforts tranchant méthode statique équivalente (RPA99 V 2003):

Coefficient d'accélération de zone	A =	0,15
facteur de qualité	Q=	1,20
facteur d'aplification dynamique moyen	D=	1,74
coefficient de comportement de la structure	R=	4,00
poinds total de la structure	Wt (t)=	2579,00
l'effort dynamique a la base suivant le sensé X-x Ex(t)=		214,30
l'effort dynamique a la base suivant le senséY-Y Ey(t)=		208,31
l'effort Statique a la base suivant le sensée X-X Vx (t)=		201,94
l'effort Statique a la base suivant le sensée Y-Y Vy (t)=		201,94

V dynamique >= 80% V statique	Sens X	1,06	oui
	Sens Y	1,03	oui

e) vérification de pourcentage des modes (dynamique//statique)

Estimation de la période fondamentale

C_T : Co e f fonction du sys de contreventement (port+remplissage) =	0,050
Hauteur totale du bâtiment mesurée a partie de la base (m)=	15,90
Longueur totale du bâtiment L _x (m)=	21,25
Largeur totale du bâtiment Ly (m)=	22,95
Déplacement horizontale au sommet du bâtiment (m) d (m) =	0,008
T ₁ = 0,40	
T _x = 0,31	T empirique (s)= 0,40
T _y = 0,30	T Rayleigh (s)= 0,20
	T dynamique (s)= 0,52

$$T_{\text{dynamique}} \leq 1.30 T_{\text{statique}} \quad 1,26 \quad \text{oui}$$

$$\text{ou } T_{\text{Rayleigh}} \leq 1.30 T_{\text{statique}} \quad 0,45 \quad \text{oui}$$

f) Vérification de l'effet "P-Δ" :

$$\theta = (P_k \cdot \Delta_k) / (V_k \cdot H_k) \quad \text{Art5.9 RPA99(V2003)} \quad (4.11)$$

Tableau 4.11: de l'effet "P-Δ"

Sensy-y		V_k (t)	H_k (m)	P_k (t)	Δ_k (m)	θ	θ<=0.1
Poids par niv (t)							
3,4	2579,00	214,30	3,4	2579	0,0010	0,00	OK
6,46			6,46		0,0020		
9,52			9,52		0,0030		
12,58			12,58		0,0020		
15,64			15,64		0,0020		
Sens Y-Y							
Poids par niv (t)		V_k (t)	H_k (m)	P_k (t)	Δ_k (m)	θ	θ<=0.1
3,4	2579,00	208,31	3,4	2579	0,0010	0,00	OK
6,46					0,0030		
9,52					0,0030		
12,58					0,0030		
15,64					0,0030		

g) Vérification des Déplacements

$$R.(d_k - d_{k-1}) \leq 0.01.h_n \quad (4.12)$$

Sens X-X:

Tableau 4.12: déplacements étages Sens X-X

Niveau	R	D _k (m)	(d _k - d _{k-1})	H _n (m)	D _k (m)	
1	4,00	0,0010	0,0010	3,40	0,004	oui
2	4,00	0,0020	0,0010	3,46	0,004	oui
3	4,00	0,0030	0,0010	9,52	0,004	oui
4	4,00	0,0030	0,0000	12,58	-0,004	oui
5	4,00	0,0030	0,0000	15,64	0,000	oui

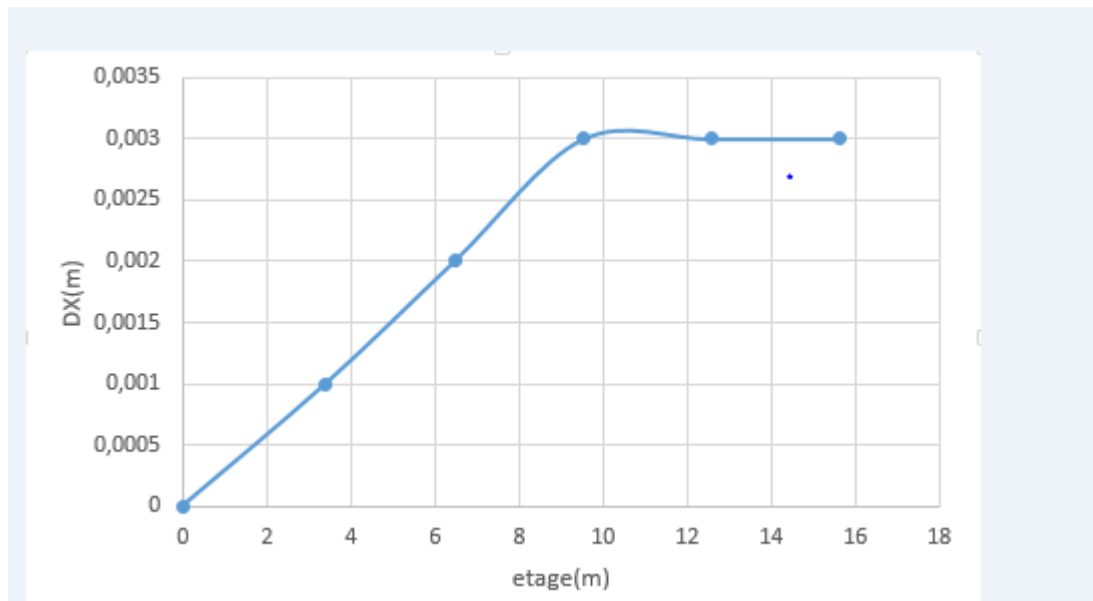
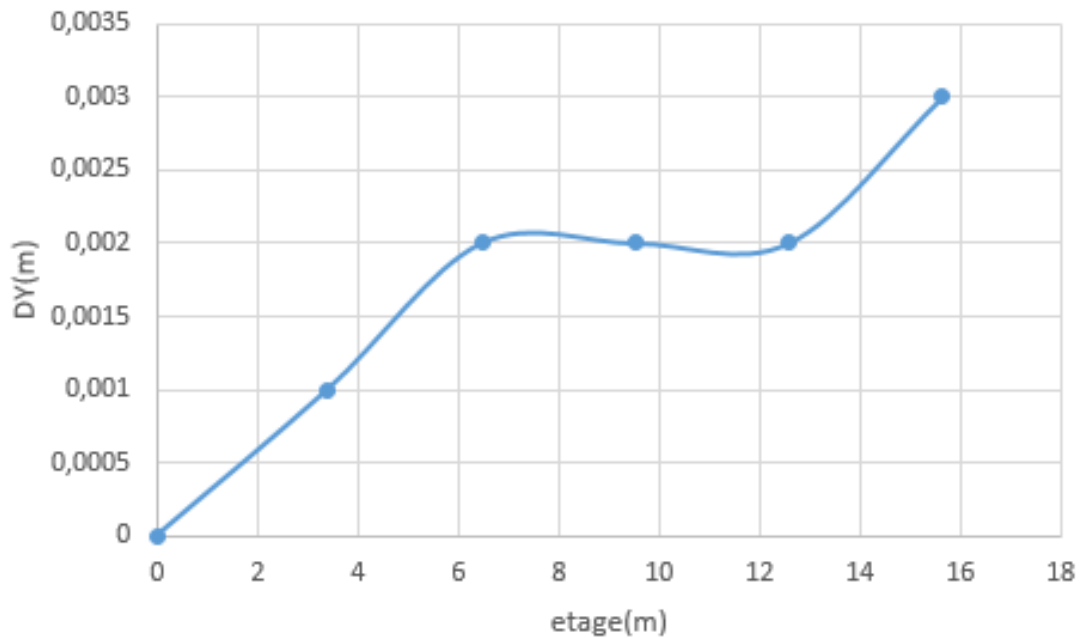


Figure 4.12 : déplacements étages Sens X-X

Sens Y-Y:**Tableau 4.13:** déplacements étages Sens Y-Y

Niveau	R	d (m)	(d k - d k-1)	h (m)	D k (m)	
1	4,00	0,0010	0,0010	3,40	0,005	oui
2	4,00	0,0020	0,0010	6,46	0,010	oui
3	4,00	0,0020	0,0000	9,52	0,000	oui
4	4,00	0,0020	0,0000	12,58	0,000	oui
5	4,00	0,0030	0,0010	15,64	0,000	oui

**Figure 4.13 :** déplacements étages Sens Y-Y

k) Vérification l'effort normale réduit

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{cj}} \leq 0.30 \quad \text{Art 7.4.3.1 RPA99 v2003} \quad (4.13)$$

Niveau RDC

Tableau 4.14: " Vérification l'effort normale réduit

Combi	a (cm)	b (cm)	Fc28 (M p a)	N d (t)	V	V<=0.30
0.8G+Ex	40	40	30	75,65	0,17	oui
0.8G+Ex	40	40	30	-4,71	-0,01	oui
0.8G+Ey	40	40	30	90,02	0,21	oui
0.8G+Ey	40	40	30	-2,62	-0,01	oui
G+Q+Ex	40	40	30	82,81	0,19	oui
G+Q+Ex	40	40	30	19,17	0,04	oui
G+Q+Ey	40	40	30	94,9	0,22	oui
G+Q+Ey	40	40	30	11,5	0,03	oui
G+Q+1.2Ex	40	40	30	97,95	0,23	oui
G+Q+1.2Ex	40	40	30	19,05	0,04	oui
G+Q+1.2Ey	40	40	30	112,9	0,26	oui
G+Q+1.2Ey	40	40	30	10,87	0,03	oui

Conclusions :

Reposons sur ces résultats obtenus dans cette étude dynamique, on peut dire que notre bâtiment est bien dimensionné et peut résister aux différents chocs extérieurs, tel que le séisme après un ferrailage correcte

4.7 Résultat sollicitations éléments porteurs :

4.7.1 Moments fléchissant dans les poutres principale:

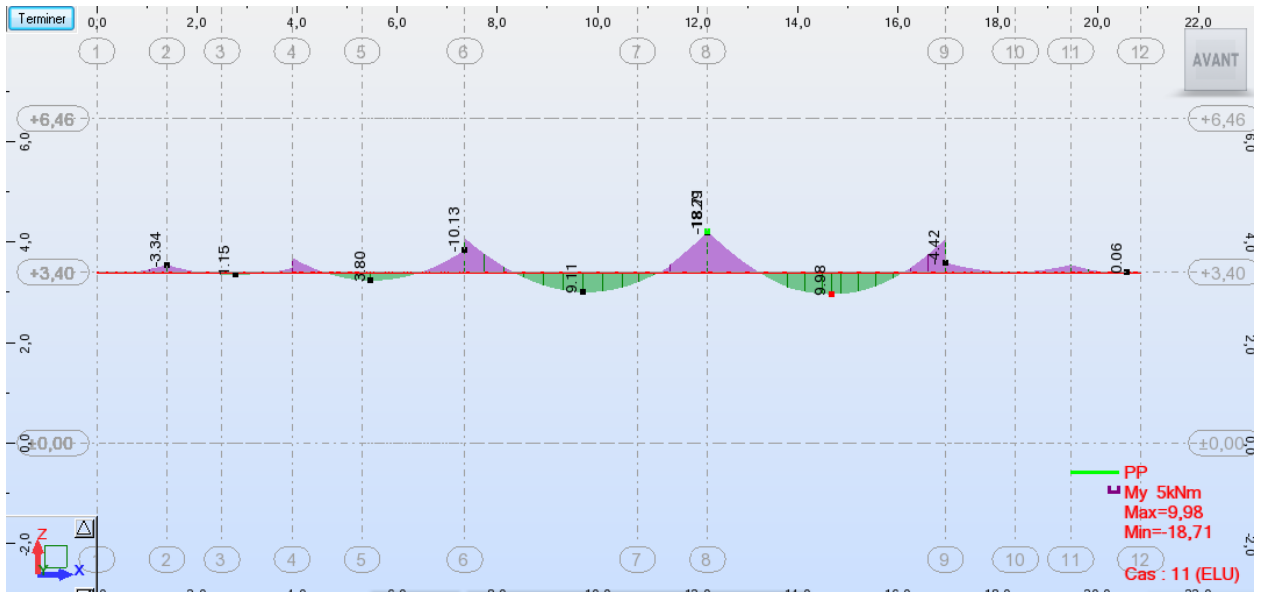


Figure 4.14 :Moments fléchissant dans les poutre principale ELU

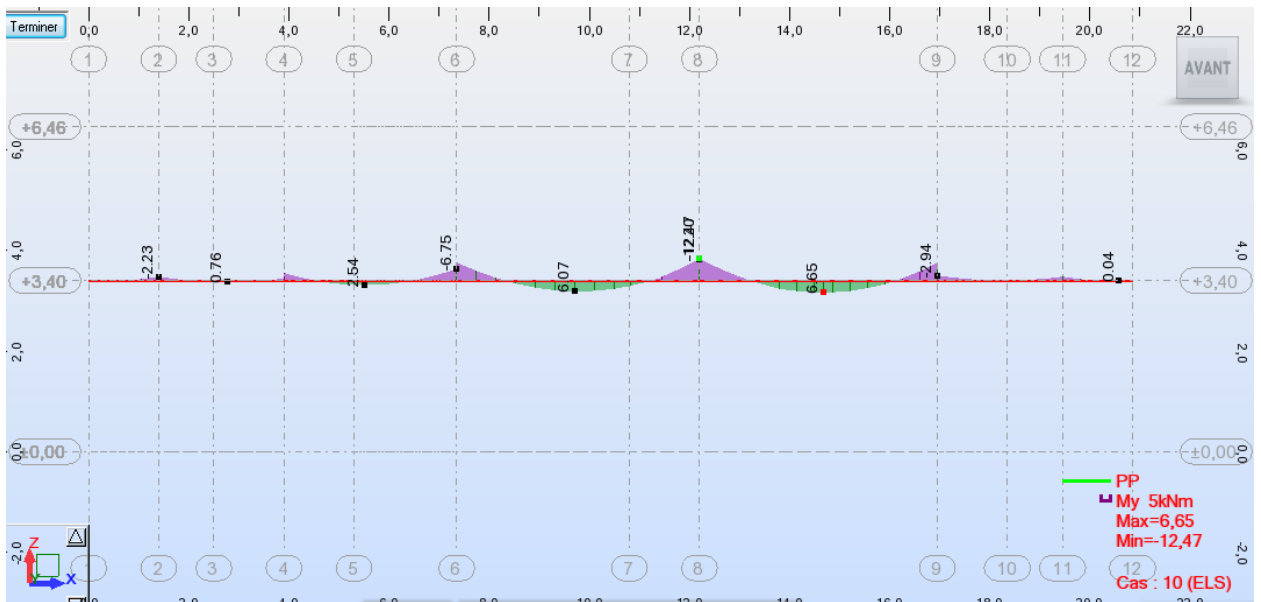


Figure 4.15 :Moments fléchissant dans les poutre principale ELS

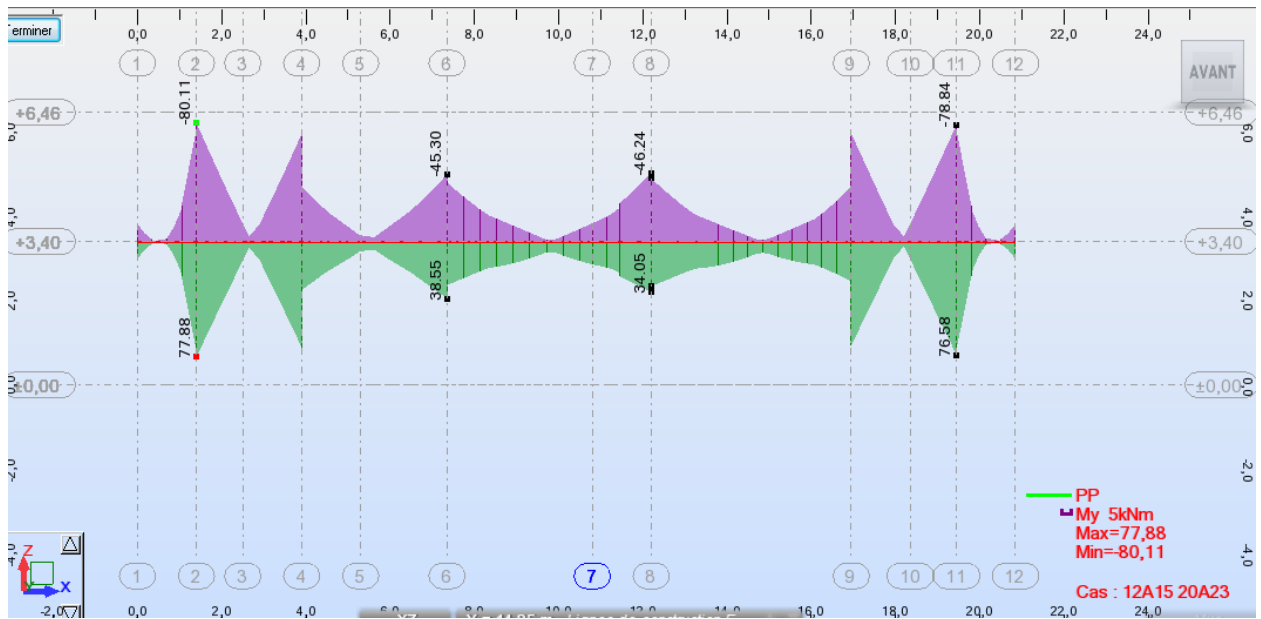


Figure 4.16 : Moments fléchissant dans les portique principale ELA

4.7.2 Moments fléchissant dans les poutres secondaires :

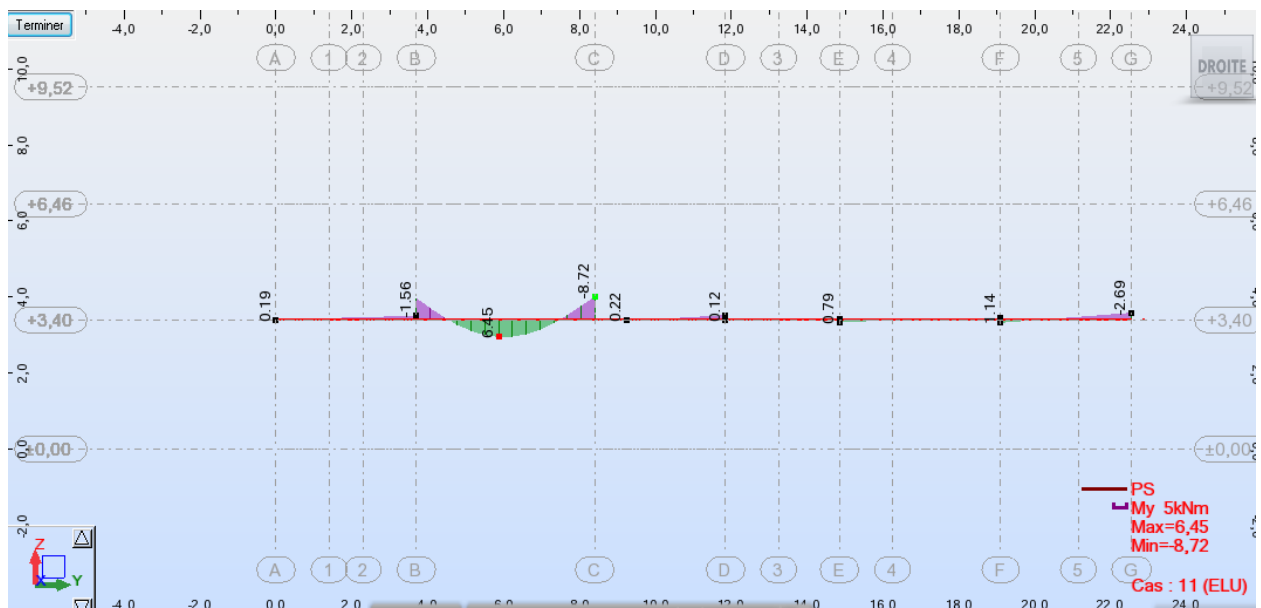


Figure 4.17 : Moments fléchissant dans les poutre secondaires ELU



Figure 4.18 : Moments fléchissant dans les poutre secondaires ELS

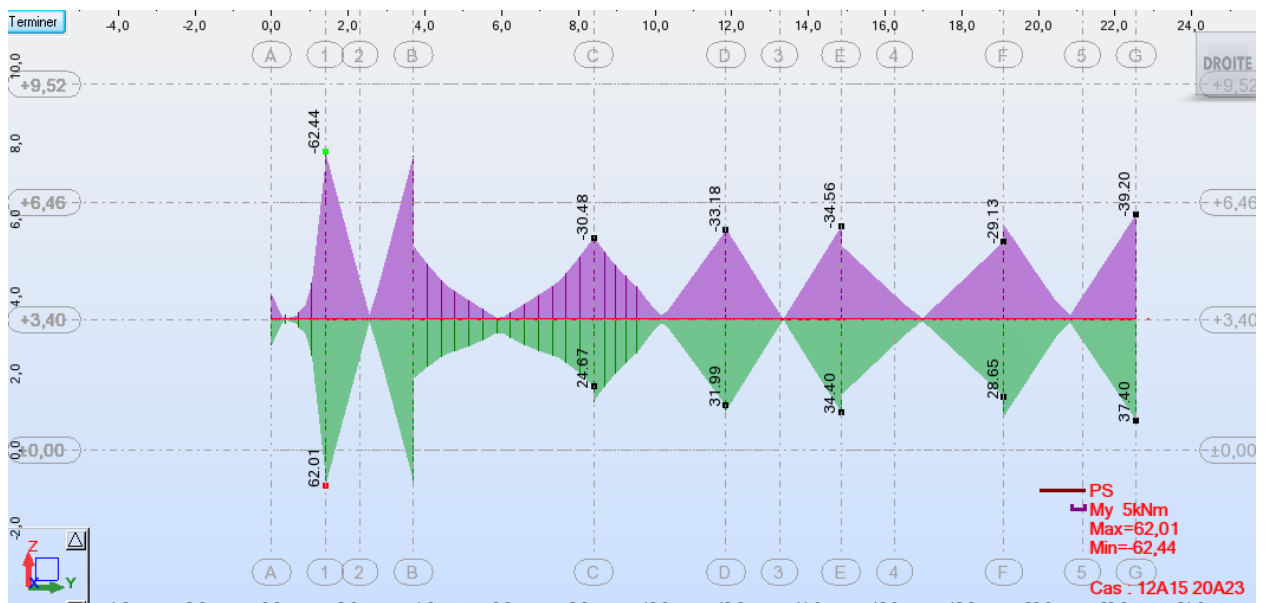


Figure 4.19 : Moments fléchissant dans les poutre secondaires ELA

4.7.3 Moments fléchissant dans les poutres chinage :

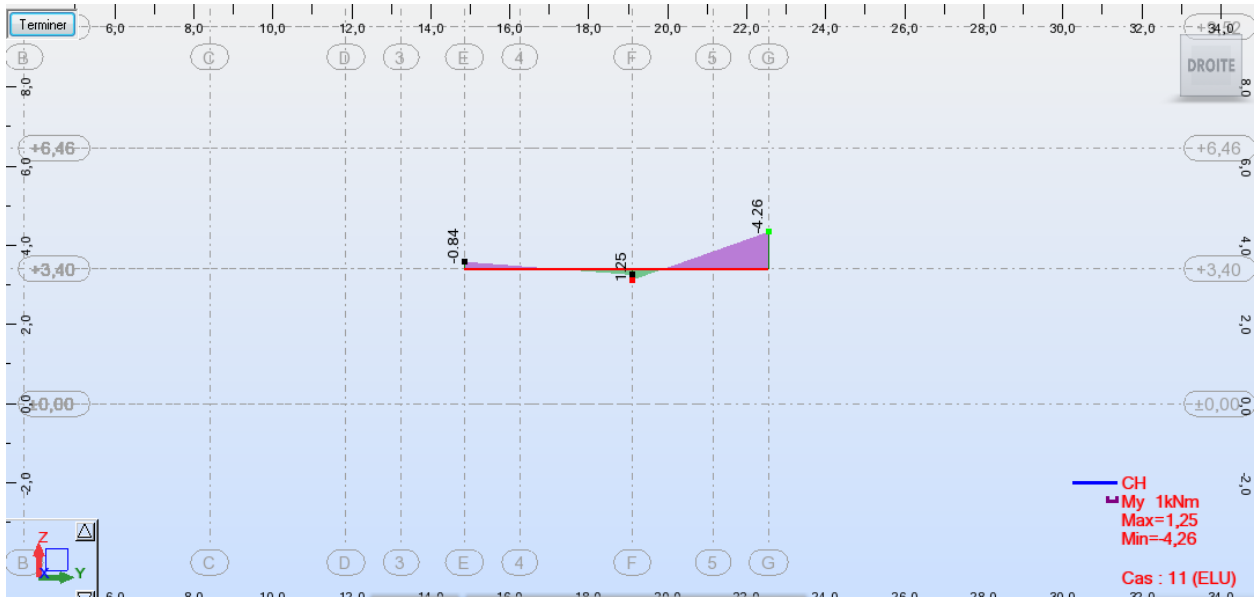


Figure 4.20 :Moments fléchissant dans les poutre chinage ELU

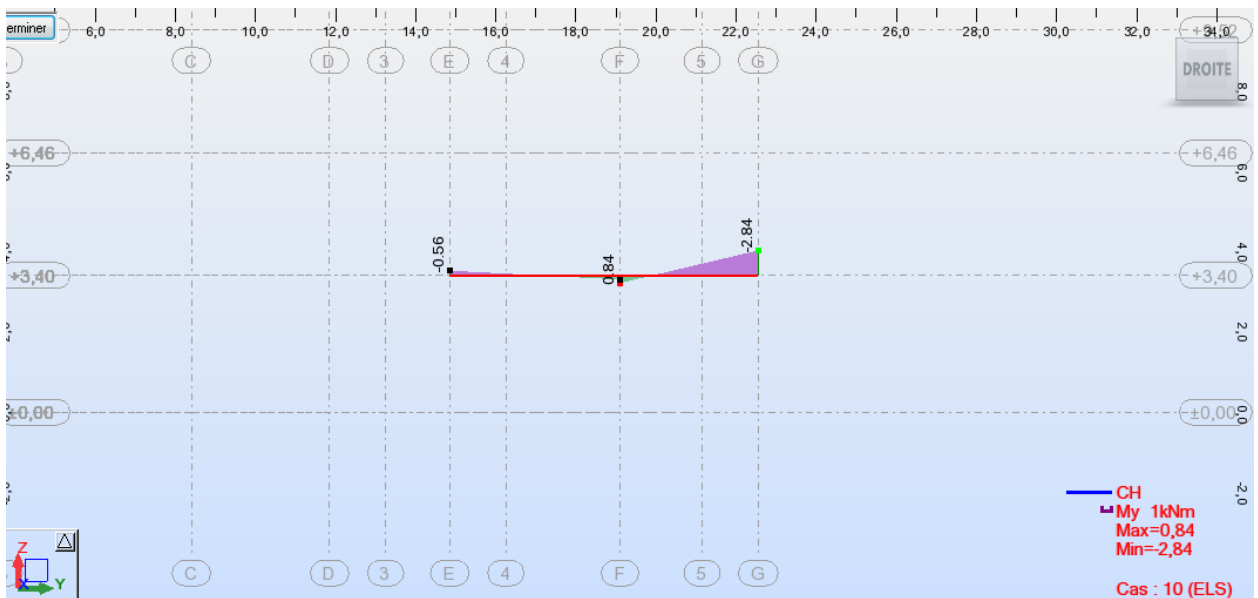


Figure 4.21 :Moments fléchissant dans les poutre chinage ELS

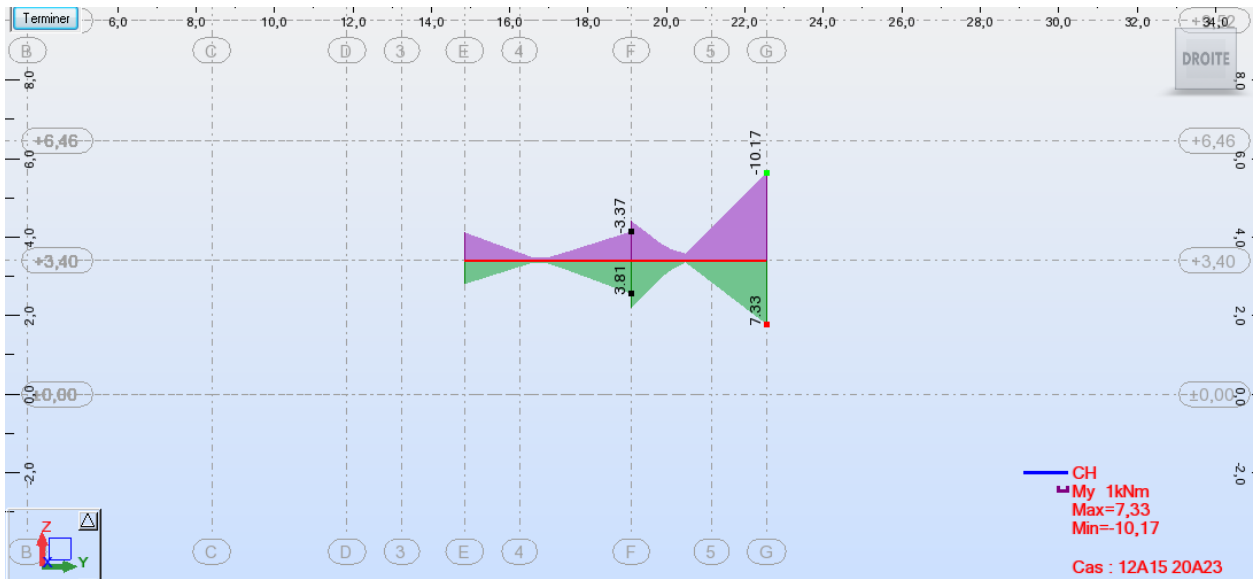


Figure 4.22 : Moments fléchissant dans les poutre chinage ELA

4.7.4 Efforts normaux dans les poteaux:

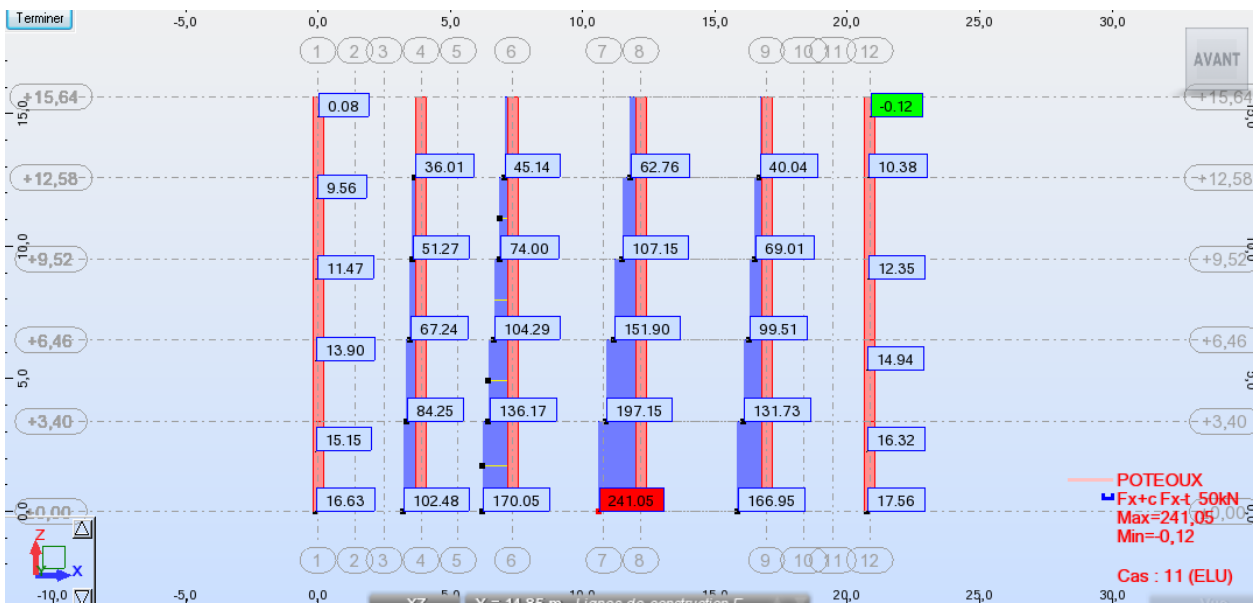


Figure 4.23 : Efforts normaux dans les poteaux ELU

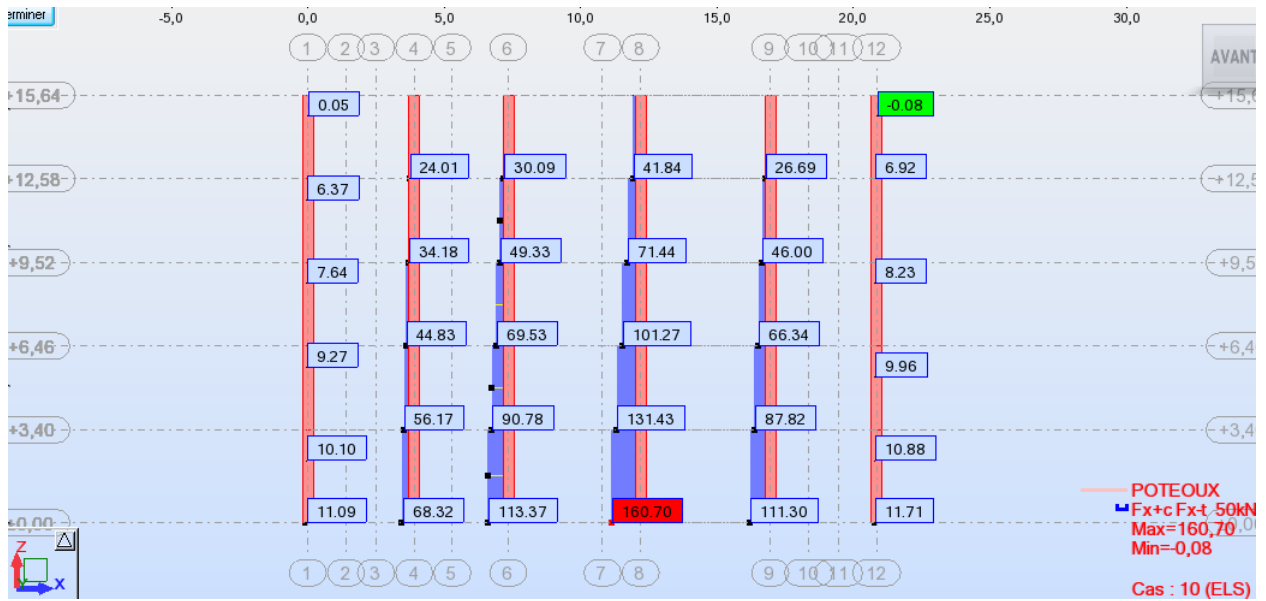


Figure 4.24 : Efforts normaux dans les poteaux ELS

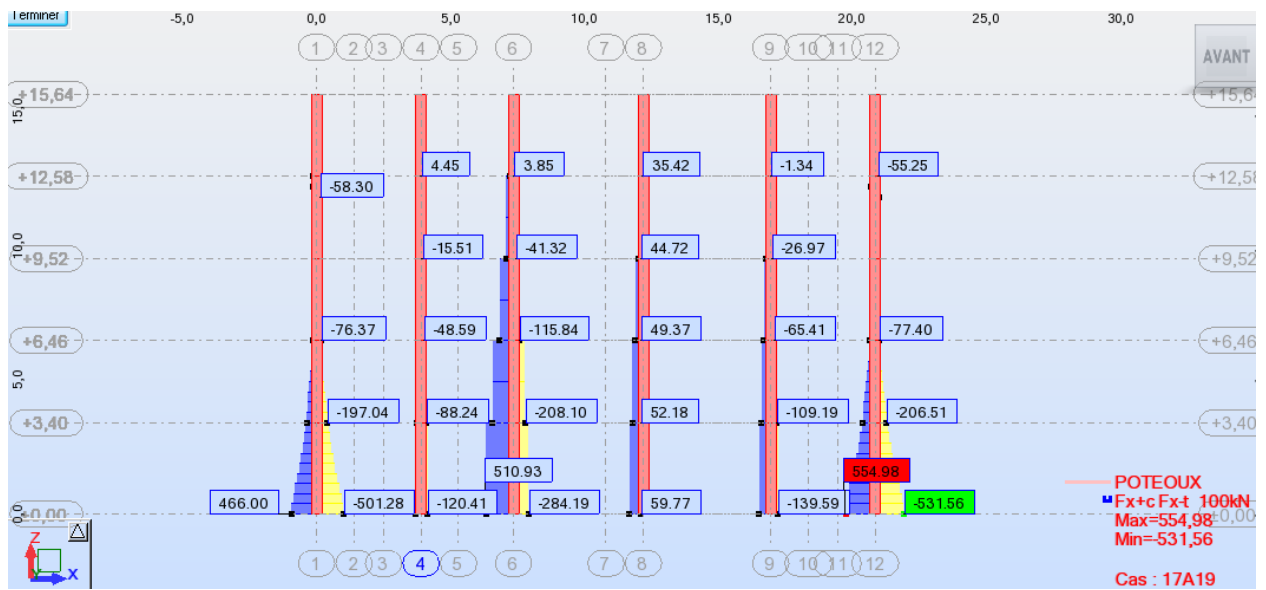


Figure 4.25 : Efforts normaux dans les poteaux ACC

4.8 Ferrailage des éléments

4.8.1 Ferrailage des poutres

Les poutres sont soumises aux moments fléchissant et des efforts tranchant donc elles sont calculées à la flexion simple .les poutre sont des élément non exposée aux intempéries, la fissuration est considérée comme peu préjudiciable,

La section d'armateur obtenue par : $A = \text{Max} (A_u, A_{cnf}, A_{RPA})$ avec

Au : section d'armateur calculé en flexion simple.

On utilisée le programme Calculette BA v.19.0

Condition de non fragilité

Dans le cas d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple, on doit vérifier la condition

suivant $A_{\min} = 0.23b.d \frac{f_{c28}}{f_e}$

Pourcentage minimal du RPA99 « version 2003 »

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de

4% en zone courante.

6% en zone de recouvrement

a) poutres principales(30*45):

Calcul de Section en Flexion Simple

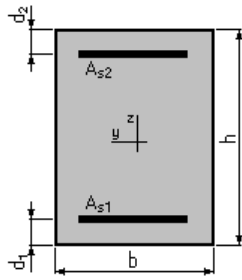
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30,0$ (M Pa)

Acier: $f_e = 400,0$ (M Pa)

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



$b = 30,0 \text{ (cm)}$

$h = 45,0 \text{ (cm)}$

$d_1 = 2,5 \text{ (cm)}$

$d_2 = 2,5 \text{ (cm)}$

3. Moments appliqués:

	M_{max} (k N*m)	M_{min} (k N*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	16,98	-35,83
Etat Limite de Service	11,32	-23,89
Etat Limite Ultime (Accidentel)	112,26	-113,92

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 6,9 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section théorique $A_{s2} = 7,0 \text{ (cm}^2\text{)}$

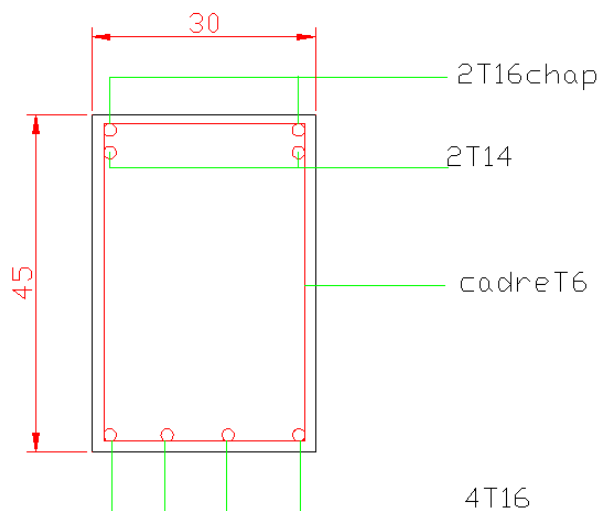


Figure 4.26: Ferrailages des poutres principales

$$A_{\text{inf}} = 4T16 \text{ filante} = 8.04 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{sup}} = 2T14 \text{ filante} + 2T16 \text{ CHAP} = 7.10 \text{ cm}^2$$

b) poutres secondaires (30*40):

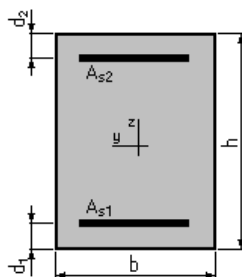
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30,0 \text{ (M Pa)}$ Acier: $f_e = 400,0 \text{ (M Pa)}$

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 m o d . 99

2. Section:



$$b = 30,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 40,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 2,5 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 2,5 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	M_{max} (k N*m)	M_{min} (k N*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	6,99	-19,55
Etat Limite de Service	4,66	-13,04
Etat Limite Ultime (Accidentel)	98,39	-100,92

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{S1} = 6,9 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section théorique $A_{S2} = 7,1 \text{ (cm}^2\text{)}$

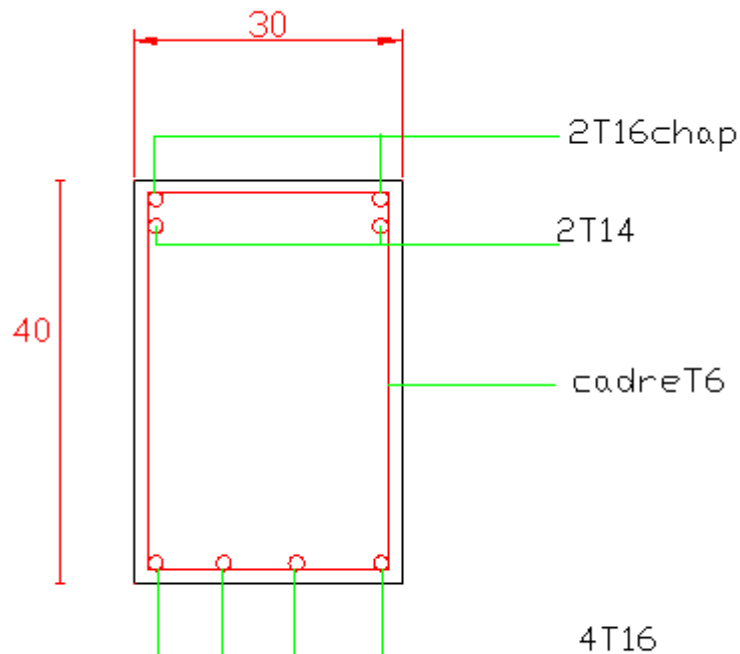


Figure 4.27: Ferrailages des poutres secondaires

$A_{inf} = 4T16 \text{ filante} = 8.04 \text{ cm}^2$

$A_{sup} = 2T14 \text{ filante} + 2T16 \text{ CHAP} = 7.10 \text{ cm}^2$

4.8.2 Ferrailage des poteaux:

Calcul de Section en Flexion Composée

1. Hypothèses:

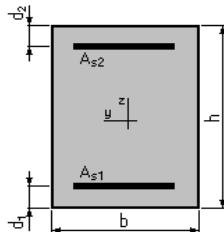
Béton: $f_{c28} = 30,0 \text{ (M Pa)}$

Acier: $f_e = 400,0 \text{ (M Pa)}$

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques

- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 m o d. 99

2. Section:



$$b = 40,0 \quad (\text{cm})$$

$$h = 40,0 \quad (\text{cm})$$

$$d_1 = 2,5 \quad (\text{cm})$$

$$d_2 = 2,5 \quad (\text{cm})$$

3. Efforts appliqués:

C as N ^O	Type	N (k N)	M (k N*m)
1.	ELU	296,01	15,00
2.	ELS	197,34	10,00
3.	ELA	870,72	103,91

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 3,2 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section théorique $A_{s2} = 3,2 \text{ (cm}^2\text{)}$

Vérification condition RPA 99 V2003

« Les armatures longitudinales doivent..... 0,8 % en zone IIa , sans

$$A_s = 0.008 * 40 * 40$$

$$A_s = 12.8 \text{ cm}^2$$

➤ **Ferraillages des poteaux :**

$x-x'$: $4T16+4T14=14.20\text{cm}^2$

$y-y'$: $4T16+4T14=14.20\text{cm}^2$

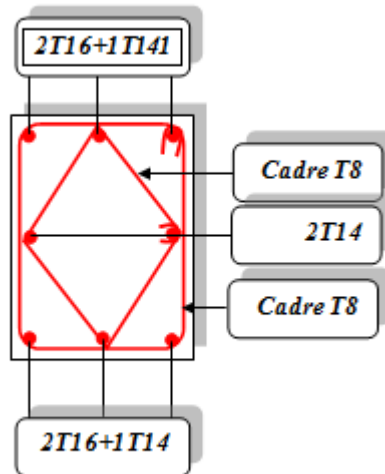


Figure 4.28: Ferraillages des poteaux

4.8.3 Ferraillage des voiles :

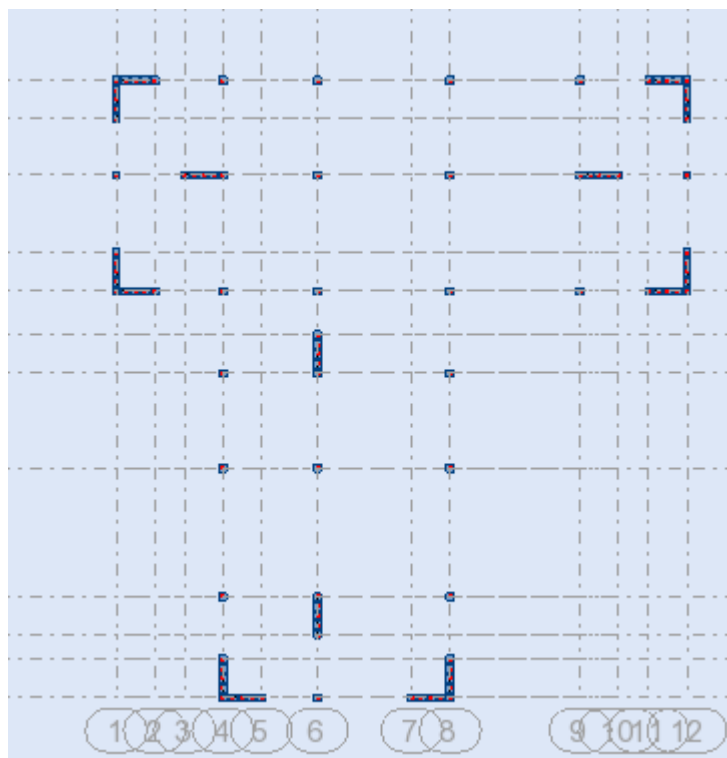


Figure 4.29: Disposition des voiles

1 Niveau :

- Nom : Etage 1
- Cote de niveau : supérieur 0,00 (m)
- Position de l'étage : intermédiaire
- Milieu : non agressif

2 Voile : Voile356**2.1 Caractéristiques des matériaux :**

- Béton : $f_{c28} = 30000,00$ (kPa) Densité = 2,50 (T/m³)
- Aciers longitudinaux : type HA 500 $f_e = 500000,00$ (kPa)
- Aciers transversaux : type HA 500 $f_e = 500000,00$ (kPa)
- Age du béton au chargement : 28
- Coefficient de comportement: $q = 2,50$

2.2 Géométrie :**Nom:**

Longueur: 1,40 (m)
 Epaisseur: 0,20 (m)
 Hauteur : 3,40 (m)
 Hauteur de la couronne : 0,00 (m)
 Appui vertical: -----

Conditions aux appuis : plancher aboutissant de deux côtés

2.3 Hypothèses de calcul :

Calculs suivant : BAEL 91
 Enrobage : 1,0 (cm)

2.4 Chargements :

2.4.1 Réduites:

Nature	N (kN)	M (kN*m)	H (kN)
permanente	56,22	5	- 2,42
permanente d'exploitation	89,23	10,46	-0,20
sismique	21,52	-0,12	-0,95
sismique	-868,78	-400,90	126,04
sismique	-790,27	-52,5	68,97

2.6 Ferrailage

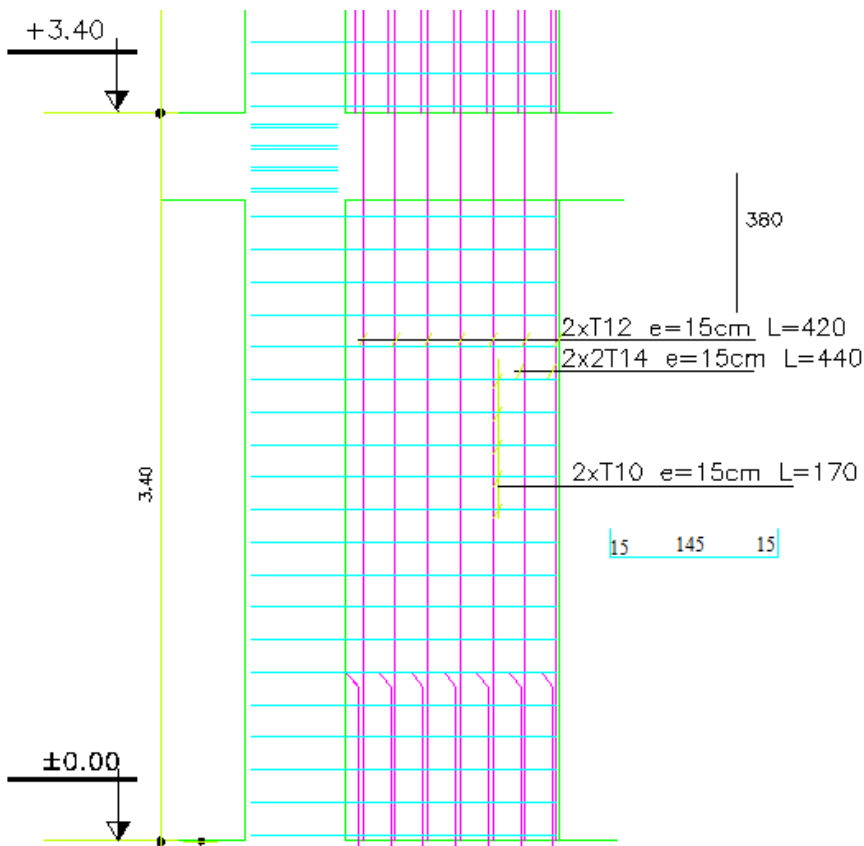


Figure 4.30 : Ferrailage des viols

4.8.4 Ferrailage des semelles :

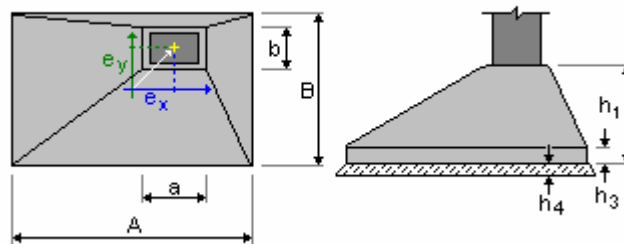
Semelle isolée : Semelle39

Nombre :

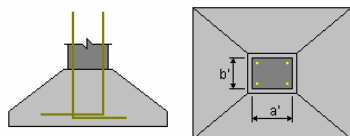
2.1 Caractéristiques des matériaux :

- Béton : BETON20; résistance caractéristique = 20000,00 k Pa
Poids volumique = 2,50 (T/m³)
- Aciers longitudinaux : type HA 400 résistance caractéristique = 400000,00 k Pa
- Aciers transversaux : type HA 500 résistance caractéristique = 500000,00 k Pa

2.2 Géométrie :



A	= 3,10 (m)	a	= 0,40 (m)
B	= 3,10 (m)	b	= 0,40 (m)
h1	= 0,45 (m)	ex	= 0,00 (m)
h3	= 0,25 (m)	ey	= 0,00 (m)
h4	= 0,10 (m)		



a'	= 40,0 (cm)
b'	= 40,0 (cm)
c1	= 5,0 (cm)
c2	= 3,0 (cm)

2.3 Hypothèses de calcul :

- Norme pour les calculs géotechniques : DTU 13.12
- Norme pour les calculs béton armé : BAEL 91
- Condition de non-fragilité
- Dispositions sismiques
- Forme de la semelle : homothétique

2.4 Chargements :

2.4.1 Charges sur la semelle :

Cas	Nature	Groupe	N (k N)	Fx (k N)	Fy (k N)	M x (k N*m)	M y (k N*m)
CAL.1	de calcul	----	715,06	-4,36	-1,64	1,26	-4,60
ELS	de calcul	----	113,37	-0,82	0,07	-0,25	-0,94
ELU	de calcul	----	170,05	-1,23	0,11	-0,37	-1,41
G+Q+DX	de calcul	----	152,21	-17,33	-0,34	-0,87	-35,55
G+Q-DX	de calcul	----	74,53	15,69	0,49	0,38	33,67
G+Q+DY	de calcul	----	444,67	-1,43	-20,99	-40,05	-1,82
G+Q-DY	de calcul	----	-217,93	-0,21	21,13	39,56	-0,07
0.8G+DX	de calcul	----	38,84	-16,51	-0,42	-0,63	-34,61
0.8G-DX	de calcul	----	-38,84	16,51	0,42	0,63	34,61
0.8G+DY	de calcul	----	331,30	-0,61	-21,06	-39,80	-0,88
0.8G-DY	de calcul	----	-331,30	0,61	21,06	39,80	0,88

2.6 Résultats des calculs :

2.6.1 Ferrailage théorique

Semelle isolée :

Aciers inférieurs :

ELS : CAL.1 N=715,06 Mx=1,26 My=-4,60 Fx=-4,36 Fy=-1,64

My = 230,49 (kN*m) Asx = 5,07 (cm²/m)

ELS : CAL.1 N=715,06 Mx=1,26 My=-4,60 Fx=-4,36 Fy=-1,64

Mx = 228,52 (kN*m) Asy = 5,02 (cm²/m)

As min = 4,33 (cm²/m)

2.7 Ferrailage :

2.7.1 Semelle isolée :

Aciers inférieurs :

En X :

20 HA 400 10 l = 3,34 (m) e = 1*-1,50

En Y :

31 HA 400 8 = 3,26 (m) e = 10 cm

Aciers longitudinaux

En X :

2 HA 400 T12

En Y :

2 HA 400 T12

Aciers transversaux

3 HA 400 T 6

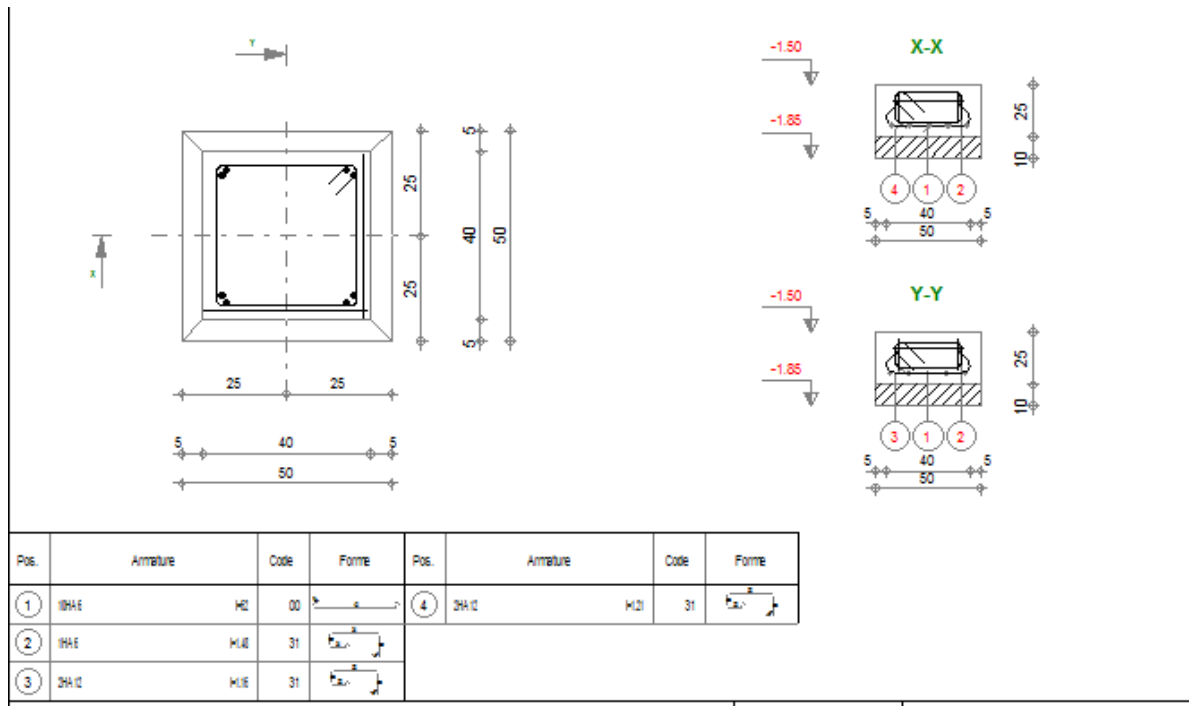


Figure 4.31: Ferrailages des semelles

4.9 Conclusion

- Il n'est pas facile de répondre à toutes les exigences de l'étude dynamique n'est pas une chose aisée pour tout type de structures, car des contraintes architecturales peuvent entravée certaines étapes.
- Nous avons opté pour la disposition des voiles qui a donnée les meilleurs résultats.
- Lors de la modélisation l'exigence qui a conditionnée les dimensions des poteaux, poutres et même la disposition des voiles a été la condition de l'interaction voile-portique.
- En vérifiant cette interaction ; les autres conditions du RPA se retrouvent vérifiées d'elles même (période de vibration, taux de participation massique, les déplacements et effet $P-\Delta$).

Reposons sur ces résultats obtenus dans cette étude dynamique, on peut dire que notre bâtiment est bien dimensionné et peut résister aux déferents chocs extérieurs, tel que le séisme après un ferrailage correcte

CONCLUSION GENERALE

Ce projet de fin d'études nous a permis de mettre en exergue les connaissances théoriques acquises pendant la durée des études pour analyser et étudier un projet de bâtiment réel. Nous avons compris combien qu'il est important de bien analyser une structure avant de la calculer.

L'analyse de la structure d'un ouvrage est une étape très importante qui permet de faire une bonne conception parasismique au moindre coût.

L'objectif primordial étant bien sûr, la protection des vies humaines lors d'un séisme majeur. La surabondance des voiles dans une structure ne veut pas dire automatiquement, une bonne résistance, vis-à-vis des séismes, mais peut nuire à la stabilité de la structure, lorsque ces dernières sont mal placées.

Finalement cette étude, nous a permis de concrétiser l'apprentissage théorique du cycle de formation de l'ingénieur et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine étudié.

Notons qu'enfin ce projet qui constitue pour nous une première expérience et nous a été très bénéfique puisque l'utilisation de l'outil informatique nous a permis d'économiser beaucoup de temps, mais la maîtrise du logiciel reste une étape très importante qui demande les connaissances de certaines notions de base des sciences de l'ingénieur.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] EDDINE, DJERIBI Hani Achref et HADJER, SAFSAF 2016 L'effet Du Séisme Vertical Sur La Réponse Des Structures.
- [2] MENASRI SOUAD 2015 Approche probabiliste de l'endommagement sismique d'un bâtiment existant en béton armé par l'analyse statique non linéaire et l'utilisation des courbes de fragilités.
- [3] LAHOUAL, Abderahmane et GUERROUD, Lakhdar 2017. Effets de caractéristiques sismiques sur les spectres de réponse.. Thèse de doctorat.
- [4] YELLES-CHAOUICHE, AbdelKrim, BOUDIAF, Azzedine, DJELLIT, Hamou, et al. La tectonique active de la région nord-algérienne 2006. Comptes Rendus Geoscience, , vol. 338, no 1-2, p. 126-139.
- [5]] RPA,2003 :Règles parasismique Algérienne RPA99 version 2003 ;
(Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48)
- [6] DUVAL, Anne-Marie, BERTRAND, Etienne, VIDAL, Sylvain à Nice. 2013, et al. Détection des effets de site sismiques: Mise au point de méthodes expérimentales et application.
- [7] DJERDANE, Mabrouk 2014. Effet des séismes bidirectionnels sur la longueur d'appui des tabliers de ponts.. Thèse de doctorat. École de technologie supérieure

[8] SELMA, Djellouli 2019. *ETUDE COMPARATIVE DE L'ÉVALUATION DES DOMMAGES SISMIQUE POUR UNE STRUCTURE PORTIQUE EN BA ET UNE STRUCTURE MIXTE (PORTIQUES+ VOILES)*. Thèse de doctorat. UNIVERSITE MOHAMED BOUDIAF-M'SILA

[9] Mémoire de master 2014 Analyse dynamique de la réponse d'une structure. Présenté en Juin par ; D b. R D

[10] ACCELOGRAMMES POUR L'ANALYSE NON LINEAIRE ; Par : B A.C I.

[11] AIDJOULI, Mohamed. 2018. Etude comparative entre la méthode statique équivalente et la méthode modale spectrale pour l'évaluation des charges sismiques. Thèse de doctorat. Université Mohamed Boudiaf- M'sila.

[12] MUSTAPHA, A. M. E. R. 2012 ANALYSE MODALE SPECTRALE PAR MODELE HEXADIMENSIONNEL. Thèse de doctorat. الجلفة جامعة.

[13] KIBBOUA, Abderrahmane, NAILI, Mounir, et BENOUAR, Djilali 2011.. Analyse dynamique modale spectrale d'un pont à poutres préfabriquées en béton précontraint. In : Proc. AFPS.

[14] CHIKH, Hanane. ÉTUDE D'UN BÂTIMENT «2 SOUS SOL, RDC+ 9 ÉTAGES» DU FORME IRRÉGULIÈRE À USAGE MULTIPLE. Thèse de doctorat

[15] DAHMANI, Souhaib et RAHMANI, Djamel. Analyse dynamique de la réponse d'une structure. Thèse de doctorat.

[16] SELMA, Djellouli 2019. *ETUDE COMPARATIVE DE L'ÉVALUATION DES DOMMAGES SISMIQUE POUR UNE STRUCTURE PORTIQUE EN BA ET UNE*

STRUCTURE MIXTE (PORTIQUES+ VOILES).. Thèse de doctorat. UNIVERSITE

MOHAMED BOUDIAF-M'SILA.

[17] BAEL, 91 : Béton Armé aux Etats Limites 91modifié 99.

[18] DTR2.2, 88 : Charges Permanentes et Charges d'Exploitation, DTR B.C. 2.2,

CGS1988