

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
*République Algérienne Démocratique et Populaire*  
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي  
*Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique*  
جامعة الجبلاي بونعامة بخميس مليانة  
*Université Djilali Bounaama de Khemis Miliana*  
كلية العلوم والتكنولوجيا  
*Faculté des Sciences et de la Technologie*  
قسم التكنولوجيا  
*Département de Technologie*



## MEMOIRE DE MASTER

Filière : Génie Civil

Option : Structures

*Thème :*

Etude de la réponse d'une structure en béton armé sous l'effet du changement de la zone sismique.

### Présenté par :

- Soumia MATAOUI
- Nadjib HAMRANI

### Directeurs du mémoire

- Dr. Leyla BOUARICHA
- Dr. Azeddine CHEHAT

2022/2023

# ***Dédicaces***

---

*Il n'y a rien de plus beau à offrir que les fruits d'un travail acharné dédié du fond du cœur à ceux que l'on aime, en exprimant gratitude et reconnaissance tout au long de notre existence. C'est pourquoi je souhaite dédier ce modeste travail à mes très chers parents, mes chères sœurs et frères, ainsi qu'à tous mes amis. Je tiens également à exprimer ma reconnaissance envers toutes les personnes qui m'ont apporté leur aide de près ou de loin. Leur soutien a été d'une importance inestimable pour moi.*

***Nadjib***

---

# ***Dédicaces***

---

*Je souhaite dédier ce modeste travail à mes êtres les plus chers, à ceux qui m'ont donné la vie, à mes chers parents qui sont ma plus grande fierté, et qui m'ont soutenu tout au long de ma vie scolaire et universitaire.*

*Je tiens à exprimer ma gratitude à mes très chères sœurs, mes chers frères, ainsi qu'à tous mes amis, pour leur soutien inconditionnel et leur encouragement constant.*

*Un grand merci à tous mes amis et collègues de la promotion sortante 2022/2023, avec qui j'ai partagé des moments précieux et qui ont contribué à rendre cette expérience d'apprentissage mémorable.*

***Soumia***

---

# **REMERCIEMENTS**

---

*Nous tenons à exprimer nos sincères remerciements à **Allah**, le Tout-Puissant, qui nous a accordé la force, la puissance et le courage nécessaires pour mener à bien ce travail dans les meilleures conditions.*

*Nous souhaitons exprimer notre profonde gratitude à notre promotrice, **Leyla BOUARICHA**, ainsi qu'à notre co-promoteur, **Azeddine CHEHAT**, enseignants à l'université de Djilali Bounaama de Khemis Miliana, Département de technologie. Nous remercions également le **Dr.Amine NEKMOUCHE**, chercheur permanent au Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, CGS Alger, pour leur soutien, leurs conseils judicieux et leur bienveillance tout au long de l'élaboration de ce projet.*

*Nous tenons à adresser nos remerciements les plus chaleureux à tous les enseignants de la faculté de génie civil.*

*Nous aimerions également exprimer nos sincères remerciements aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils porteront certainement à cette modeste recherche en acceptant de l'examiner et de l'enrichir par leurs commentaires.*

*Enfin, nous souhaitons également remercier toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.*

الهدف من هذا العمل البحثي هو تقييم تأثير المنطقة الزلزالية على استجابة نفس المبنى الموجود في مناطق زلزالية مختلفة، مما يسمح بفهم تأثير المنطقة الزلزالية على المعيار الاقتصادي. أظهرت أبحاثنا كيف تؤثر المنطقة الزلزالية على استجابة الزلازل وقدرة مقاومة العناصر الهيكلية. أظهرت نتائج أبحاثنا أن القوة القاطعة عند قاعدة الهيكل هي المعامل الأكثر حساسية في هذه الدراسة. بالإضافة إلى ذلك، يتأثر انحراف الأبنية الجانبي أيضاً بالمنطقة الزلزالية، على عكس فترة الهيكل التي لا تتأثر بشكل كبير من قبلها. لفهم تأثير المنطقة الزلزالية بشكل أفضل، يجب إجراء دراسة مفصلة لتوافقات الزلازل الشائعة والعرضية، التي تتيح حساب جهود تعزيز العناصر

**كلمات مفتاحية:** منطقة زلزالية، هيكل خرسانة مسلحة، سلوك ديناميكي

## Abstract

The objective of this research work is to evaluate the effect of the seismic zone on the response of the same building located in different seismic zones, in order to understand the impact of the seismic zone on economic criteria. Our research has demonstrated how the seismic zone affects the seismic response and the resistance capacity of structural elements. The results of our research have shown that the shear force at the base of the structure is the most sensitive parameter in this study. Additionally, the lateral displacements of the buildings are also influenced by the seismic zone, unlike the period of the structure, which is not significantly affected by it.

**Keywords :** seismic zone, reinforced concrete structure, dynamic behavior.

## Résumé

L'objectif de ce travail de recherche est d'évaluer l'effet de la zone sismique sur la réponse d'un même bâtiment implanté dans des zones sismiques différentes, ce qui va permettre de comprendre l'impact de la zone sismique sur le critère économique. Dans ce travail nous avons montré l'effet de la zone sismique sur la réponse sismique et la capacité en résistance des éléments structuraux. On note de ce travail que l'effort tranchant à la base de la structure est le paramètre le plus sensible dans cette étude. De plus, les déplacements latéraux des bâtiments sont aussi influencés par la zone sismique. Contrairement à la période de la structure qui n'a pas vraiment influencé par la zone sismique.

**Mots clés :** zone sismique, structure en béton armé, comportement dynamique.

# *Table des matières*

Dédicace.....	I
Remerciements.....	Iii
ملخص .....	Iv
Abstract.....	V
Résumé.....	Vi
Tables des matières.....	Vii
Liste des figures.....	Xii
Liste des tableaux.....	Xiv
Liste des symboles.....	

## *Introduction générale*

1. Introduction .....	2
2. Problématique et objectifs visés.....	3
3. Organisation du mémoire.....	3

## *Chapitre 1 Etude bibliographique*

1.1.Introduction.....	6
1.2. Le séisme.....	6
1.3. Activité sismique dans la région méditerranéenne.....	7
1.4. Les séismes en Algérie .....	8
1.5. Critères de classification des zones sismique selon le règlement parasismique Algérien.....	10
1.6. Critères de classification des systèmes de contreventement selon le R.P.A.....	11
1.6.1. Structures en béton armé.....	11
1.6.2. Structures en acier .....	11
1.6.3. Structures en maçonnerie .....	12
1.7. Comportement des bâtiments vis-à-vis des séismes.....	12
1.8. Conséquences de séisme sur les structures en béton armé.....	13
1.8.1. Dommages subis sur les portiques.....	14
1.9. Protection sismique des nouveaux bâtiments .....	17

1.10. Recherche bibliographique sur l'effet de changement de la zone sismique sur la réponse des structures en BA.....	20
1.11. conclusions.....	26

## *Chapitre 2 Présentation de la Structure étudiée et Pré dimensionnement des éléments*

2.1. Introduction.....	28
2.2 Présentation de l'ouvrage.....	28
2.3. Caractéristiques de l'ouvrage.....	28
2.3.1. Dimensions en élévation.....	30
2.3.2. Dimensions en plan.....	31
2.3.3. Plancher.....	31
2.3.4. La maçonnerie.....	31
2.3.5. Revêtement.....	31
2.3.6. Escalier.....	31
2.3.7. L'acrotère.....	31
2.3.8. Ascenseur.....	31
2.3.9. Les éléments résistants.....	31
2.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	32
2.4.1. Béton.....	32
2.4.2. Aciers.....	35
2.5. Hypothèses de calcul.....	37
2.6. Combinaisons de calcul.....	38
2.6.1. Etat limite ultime.....	38
2.6.2. Etat limite de service .....	38
2.7. Pré dimensionnement des éléments structuraux.....	38
2.7.1. Pré dimensionnement et charges des planchers.....	39
2.7.2. Pré dimensionnement des portiques.....	43
2.7.3. Voiles.....	53
2.8. Pré dimensionnement des éléments non structuraux.....	54
2.8.1. Dalles pleines.....	56
2.8.2. Acrotère .....	56
2.8.3. Escaliers.....	56

2.8.4. Maçonnerie .....	59
2.8.5. Dalle machine.....	59

### *Chapitre 3 : Etude dynamique et sismique*

3.1. Introduction.....	62
3.2. Objectif de l'étude sismique .....	62
3.3. Méthode de calcul.....	63
3.3.1. Méthode statique équivalente.....	63
3.3.2. Méthode dynamique modale spectrale.....	71
3.4. Vérifications.....	76
3.4.1. Vérification de comportement pour les trois premiers modes.....	77
3.4.2. Vérification des périodes.....	78
3.4.3. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.....	79
3.4.4. Vérification des déplacements.....	80
3.4.5. Vérification de l'effet P- Delta (P- $\Delta$ ).....	81
3.5. Conclusion.....	84

### *Chapitre 4: Calcul des éléments de résistances*

4.1. Introduction.....	87
4.2. Ferrailage des poutres.....	87
4.2.1. Définitions et rôle.....	87
4.2.2. Recommandation du RPA99(2003) .....	88
4.2.3. Exemple de calcul des poutres.....	89
4.2.4. Calcul des armatures longitudinales.....	90
4.2.5. Ferrailage avec le logiciel SOCOTEC .....	91
4.2.6. Vérification des Conditions exigées par RPA99/V2003.....	93
4.2.7. Armatures transversales.....	94
4.3. Ferrailage des poteaux.....	98
4.3.1. Définitions et rôle.....	98
4.3.2. Recommandation du RPA99 V 2003.....	98
4.3.3. Exemple de calcul des poteaux.....	100
4.3.4. Calcul des armatures longitudinales.....	101

4.3.5. Choix de ferrailage.....	103
4.3.6. Ferrailage avec le logiciel SOCOTEC .....	104
4.3.7. Armatures transversales.....	105
4.3.8. Vérification des Armatures transversales RPA99/V2003.....	105
4.3.9. Vérification de la contrainte de cisaillement.....	106
4.3.10. Schéma de ferrailage des poteaux.....	107
4.4. Ferrailage des voiles.....	108
4.4.1. Principes de dimensionnement des voiles.....	108
4.4.2. Méthode de ferrailage des voiles.....	109
4.4.3. Exemple de Ferrailage des voiles.....	113
 <i>Chapitre 5: Effet de la zone sismique sur la réponse sismique des Structures en béton armé</i>	
5.1. Introduction.....	118
5.2. Paramètres utilisés pour l'étude sismiques.....	118
5.3. Spectre de réponse sismique.....	118
5.4. Effet de la zone sismique sur la réponse sismique.....	119
5.4.1. Périodes de vibration et taux de participation massique.....	119
5.4.2. Efforts tranchants à la base de la structure.....	120
5.4.3. Déplacements absolus de la structure.....	122
5.4.4. Rigidité de la structure K.....	124
5.5. Effet de la zone sismique sur la capacité en résistance des éléments structuraux...	125
5.5.1. Effet de changement de la zone sismique sur les poutres.....	125
5.5.2. Effet de changement de la zone sismique sur les poteaux.....	127
5.5.3. Effet de changement de la zone sismique sur les Voiles.....	129
5.6. Conclusion.....	130
<b>Conclusions Générales et Recommandations futures</b>	132
<b>Référence bibliographique</b>	134

# *Liste des figures*

<i>N° de la figure</i>	<i>Titre de la figure</i>	<i>Page</i>
<b>Figure 1.1:</b>	Épicentre et foyer d'un séisme. L'importance des dommages diminue avec la distance à l'épicentre.	6
<b>Figure 1.2:</b>	les pays côtiers bordent la méditerranée.	7
<b>Figure 1.3:</b>	carte de la sismicité de nord Algérien.	9
<b>Figure 1.4 :</b>	Carte de micro zonage Algérien.	10
<b>Figure 1.5 :</b>	Destruction des éléments porteurs : (a) fissurations et rotation des étages dus à la rotation des planchers, (b) Eclatement du béton en pied du poteau.	12
<b>Figure 1.6:</b>	Destruction des éléments non porteurs : (a) Dégradation du béton autour des ouvertures (b) Séparé de la façade.	13
<b>Figure 1.7:</b>	(a) Rupture en zone nodale, (b) Dislocation de la section.	14
<b>Figure 1.8:</b>	(a) cisaillement d'un poteau court , (b) Poteaux courts dus au vide sanitaire.	14
<b>Figure 1.9 :</b>	Ecrasement de béton et flambement des aciers dans les deux poteaux de la cage d'escaliers.	15
<b>Figure 1.10 :</b>	(a) flambement des poteaux, (b) Décollement de l'enrobage.	15
<b>Figure 1. 11:</b>	(a) Rupture par flexion des poutres, (b) Effondrement par flexion.	15
<b>Figure 1.12:</b>	Dislocation des remplissages de maçonnerie.	16
<b>Figure 1.13:</b>	(a) Rupture de section à la base des voiles, (b) Fissures ouvertes dans le voile.	16
<b>Figure 1.14:</b>	(a) éléments élancés, (b) plastification d'un poteau due à la position asymétrique des voiles.	16
<b>Figure 1.15:</b>	les étages flexibles (Kobe, Japon, 1995).	17
<b>Figure 1.16:</b>	Rez-de-chaussée flexibles (Izmit, Turquie, 1999).	17
<b>Figure 1.17:</b>	les contreventements dissymétriques (Suisse, 1994).	18
<b>Figure 1.18:</b>	Eviter les contreventements décalés (Suisse, 2001).	18
<b>Figure 1.19:</b>	Séparer les bâtiments contigus par des joints (Mexico, 1985).	19
<b>Figure 1.20:</b>	Privilégier les configurations compactes (Suisse, 2001).	19
<b>Figure 1.21:</b>	:(a) effort tranchant à la base (b) effort tranchant statique(Achili et Belkai ,2019).	20
<b>Figure 1.22:</b>	(a) le déplacement (b) moment sismique(Achili et Belkai 2019)	21

<b>Figure 1.23 :</b>	Pourcentage de variation du matériau des barres d'armature mesuré pour chaque zone de tremblement de terre(Theodoros et al., 2022).	22
<b>Figure 1.24:</b>	Courbe de capacité(Kahil et al. 2013).	23
<b>Figure 1.25:</b>	Position du point de performance en fonction des zones sismiques (Kahil et al., 2013).	23
<b>Figure 1.26:</b>	Effort tranchant, Moment sismique déplacement (Aissat et Mouterfi ,2017).	25
<b>Figure 1.27:</b>	Influence de la zone sismique sur la valeur du facteur R (Louzai et Abed, 2020).	25
<b>Figure 1.28 :</b>	Influence de la capacité en résistance et en ductilité sur le choix du système de contreventement(Aissat et Mouterfi 2017).	26
<b>Figure 2.1 :</b>	Géométrie de la structure à étudiée.	30
<b>Figure 2.2 :</b>	Diagramme Contrainte-Déformation à l'ELU (BAEL, 91/M 99).	34
<b>Figure 2.3 :</b>	Digramme contraintes – déformations de l'acier à l'ELU (BAEL, 91/M 99).	36
<b>Figure 2.4:</b>	éléments principaux d'un plancher à corps creux.	39
<b>Figure 2.5:</b>	plancher a corps creux.	40
<b>Figure 2.6:</b>	Coupe transversale d'une poutrelle.	40
<b>Figure 2.7:</b>	Coupe transversale d'un plancher terrasse inaccessible.	42
<b>Figure 2.7:</b>	Coupe transversale d'un plancher d'étage courant	42
<b>Figure 2.9:</b>	Section transversale d'une poutre.	43
<b>Figure 2.10:</b>	Types des poteaux.	47
<b>Figure 2.11:</b>	Poteau de rive	48
<b>Figure 2.12 :</b>	Poteau central.	50
<b>Figure 2.13 :</b>	Poteau central.	51
<b>Figure 2.14:</b>	(a). Coupe de voile en Élévation, et (b).Coupes des voiles en plan.	54
<b>Figure 2.15 :</b>	Dalle pleine en béton armé.	55
<b>Figure 2.16:</b>	Acrotère.	56
<b>Figure 2.17:</b>	Les éléments d'escalier.	57
<b>Figure 2.18:</b>	Schéma statique de l'escalier.	58
<b>Figure 3.1:</b>	dimension en plan.	70
<b>Figure 3.2:</b>	l'interface de l'ETABS 9.7.4.	72
<b>Figure 3.3:</b>	Vue en plan de la structure.	74
<b>Figure 3.4:</b>	Vue en plan et en élévation de la structure.	74
<b>Figure 3.5:</b>	Spectre de réponse.	76
<b>Figure 3.6:</b>	1 <sup>er</sup> mode de vibration T= 0,455756sec.	78

<b>Figure 3.7:</b>	2 <sup>ème</sup> mode de vibration T= 0,294278 sec.	78
<b>Figure 3.8:</b>	3 <sup>ème</sup> mode de vibration T=0,241295sec.	79
<b>Figure 4.1:</b>	Plan de repérage des poutres	89
<b>Figure 4.2:</b>	Ferraillage de la poutre principale : (a). Sur appuis et (b) En travée.	97
<b>Figure 4.3:</b>	Ferraillage de la poutre secondaire : (a). Sur appuis et (b) En travée.	97
<b>Figure 4.4:</b>	Plan de repérage des poteaux.	102
<b>Figure 4.5:</b>	Disposition des armatures dans les poteaux.	108
<b>Figure 4.6:</b>	Voile pleine.	109
<b>Figure 4.7:</b>	Cas du linteau court.	113
<b>Figure 4.8:</b>	Données géométriques du voile dans le sens $x-x$ .	113
<b>Figure 4.9:</b>	Schéma de ferraillage du voile dans le sens $x-x$ .	114
<b>Figure 4.10:</b>	Données géométriques du voile dans le sens $y-y$ .	115
<b>Figure 4.11:</b>	Schéma de ferraillage du voile dans le sens $y-y$ .	116
<b>Figure 5.1 :</b>	Spectre de réponse pour les trois zones sismique (IIa, IIb, III).	119
<b>Figure 5.2 :</b>	Efforts tranchants dynamique à la base dans le sens $x-x$ .	121
<b>Figure 5.3 :</b>	Déplacement par niveau dans le sens $x-x$ .	123
<b>Figure 5.4 :</b>	Le déplacement par niveau dans le sens $y-y$ .	124
<b>Figure 5.5 :</b>	Rigidité de la structure K en fonction de l'intensité sismique.	125
<b>Figure 5.6 :</b>	Moments maximums dans les poteaux.	128
<b>Figure 5.7 :</b>	Pourcentage du ferraillage des poteaux.	129

# *Liste des tableaux*

<i>N° du tableau</i>	<i>Titre du Tableau</i>	<i>Page</i>
<b>Tableau 1.1 :</b>	Principaux séismes d'Algérie (1365-----2003)(Yassine, 2017).	9
<b>Tableau 2.1:</b>	Propretés mécaniques de béton utilisée.	34
<b>Tableau 2.2 :</b>	Propriétés mécaniques de l'acier.	36
<b>Tableau 2.3 :</b>	Descentes des charges de plancher de terrasse.	42
<b>Tableau 2.4:</b>	Charges du plancher courant.	43
<b>Tableau 2.5 :</b>	choix des sections des poteaux.	49
<b>Tableau 2.6 :</b>	choix des sections des poteaux.	51
<b>Tableau 2.7 :</b>	choix des sections des poteaux.	52
<b>Tableau 2.8:</b>	Charges des dalles pleines.	55
<b>Tableau 2.9:</b>	Charges de volée.	59
<b>Tableau 2.10 :</b>	Valeurs de différents chargements de Palier.	59
<b>Tableau 2.11 :</b>	Charges permanentes du mur extérieur.	59
<b>Tableau 2.12 :</b>	Valeurs de différents chargements de la dalle machinent.	60
<b>Tableau 3.1:</b>	Coefficients d'Accélération(RPA99version2003).	64
<b>Tableau 3.2 :</b>	Valeurs de $\xi$ (%).	65
<b>Tableau 3.3 :</b>	Valeur de T1 et T2.	65
<b>Tableau 3.4:</b>	Valeurs du coefficient $C_T$ .	66
<b>Tableau 3.5 :</b>	Résumé des résultants.	66
<b>Tableau 3.6 :</b>	valeur du Coefficient de comportement R.	66
<b>Tableau 3.7 :</b>	Facteur de qualité.	67
<b>Tableau 3.8:</b>	Résumé des résultants.	68
<b>Tableau 3.9:</b>	Détermination de l'excentricité.	70

<b>Tableau 3.10 :</b>	Périodes et facteurs de participation massique du Model finale.	77
<b>Tableau 3.11 :</b>	Vérification des périodes.	79
<b>Tableau 3.12 :</b>	résumé des résultants.	81
<b>Tableau 3.13:</b>	Vérification de la résultante des forces sismiques.	81
<b>Tableau 3.14 :</b>	Vérification le déplacement dans le sens X-X.	82
<b>Tableau 3.15 :</b>	Vérification le déplacement dans le sens Y-Y.	82
<b>Tableau 3.16:</b>	Vérification de l'effet P- Delta dans le sens X-X.	83
<b>Tableau 3.17 :</b>	Vérification de l'effet P- Delta dans le sens Y-Y.	84
<b>Tableau 3.18 :</b>	Vérification de l'effort normal.	85
<b>Tableau 4.1 :</b>	Caractéristiques mécaniques des matériaux.	87
<b>Tableau 4.2:</b>	Choix des armatures des poutres principales (situation durable).	92
<b>Tableau 4.3 :</b>	Choix des armatures des poutres secondaires (situation durable).	92
<b>Tableau 4.4:</b>	Choix des armatures des poutres principales (situation accidentelle).	93
<b>Tableau 4.5:</b>	Choix des armatures des poutres secondaires (situation accidentelle).	93
<b>Tableau 4.6 :</b>	Vérification des Conditions exigées par RPA99/V2003.	94
<b>Tableau 4.7:</b>	Vérification des Conditions exigées par RPA99/V2003.	94
<b>Tableau 4.8 :</b>	Vérification de la contrainte de cisaillement pour les Poutres principales.	94
<b>Tableau 4.9:</b>	Vérification de la contrainte de cisaillement pour les Poutres secondaires.	95
<b>Tableau 4.10 :</b>	Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis.	96
<b>Tableau 4.11 :</b>	Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis.	96
<b>Tableau 4.12:</b>	Sollicitations de calcul sur poteaux.	101
<b>Tableau 4.13 :</b>	Choix des armatures longitudinales pour les poteaux.	104
<b>Tableau 4.14 :</b>	Choix des armatures longitudinales pour les poteaux.	105
<b>Tableau 4.15 :</b>	Vérification des Armatures transversales RPA99/V2003.	106

<b>Tableau 4.16:</b>	Vérification de la contrainte de cisaillement a l'ELU.	107
<b>Tableau 4.17 :</b>	Vérification de la contrainte de cisaillement à l'état accidentelle.	107
<b>Tableau 4.18:</b>	Contrainte de cisaillement.	111
<b>Tableau 4.19 :</b>	Ferraillage de voiles dans le sens $x-x$ .	114
<b>Tableau 4.20:</b>	Ferraillage de voiles dans le sens $y-y$ .	115
<b>Tableau 5.1 :</b>	Paramètres utilisés pour l'étude sismiques.	118
<b>Tableau 5.2 :</b>	périodes fondamentales calculées dans les trois zones sismiques.	120
<b>Tableau 5.3:</b>	Effort sismique statique.	120
<b>Tableau 5.4:</b>	l'effort sismique dynamique.	120
<b>Tableau 5.5:</b>	Le déplacement par niveau dans le sens $y-y$ .	85
<b>Tableau 5.6 :</b>	Le déplacement par niveau dans le sens $y-y$ .	123
<b>Tableau 5.7:</b>	Armatures dans les poutres principales (situation durable).	126
<b>Tableau 5.8:</b>	Armatures dans les poutres secondaires (situation durable).	126
<b>Tableau 5.9:</b>	sections des poteaux proposés	127
<b>Tableau 5.10:</b>	Résultats de ferraillage des poteaux.	128
<b>Tableau 5.11 :</b>	Le moment et l'effort normal des voiles $x-x$	129
<b>Tableau 5.12:</b>	Le moment et l'effort normal des voiles $y-y$	129
<b>Tableau 5.13 :</b>	Ferraillage voiles sens $x-x$ .	130

# Liste des symboles

- $A$  : Coefficient d'accélération de zone.
- $A_S$  : Aire d'une section d'acier.
- $A_t$  : Section d'armatures transversales.
- $B$  : Aire d'une section de béton.
- $\varnothing$  : Diamètre des armatures.
- $Q$  : Charge d'exploitation.
- $\gamma_S$  : Coefficient de sécurité de l'acier.
- $\gamma_b$  : Coefficient de sécurité du béton.
- $\sigma_S$  : Contrainte de traction de l'acier.
- $\sigma_{bc}$  : Contrainte de compression du béton.
- $\sigma_S$  : Contrainte de traction admissible de l'acier.
- $\tau_u$  : Contrainte ultime de cisaillement.
- $\tau$  : Contrainte tangentielle.
- $\beta$  : Coefficient de pondération.
- $\sigma_m$  : Contrainte moyenne.
- $G$  : Charge permanente.
- $\xi$  : Déformation relative.
- $E.L.U$  : Etat limite ultime.
- $E.L.S$  : Etat limite service.
- $N_{ser}$  : Effort normal pondéré aux états limites de service.
- $N_u$  : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
- $T_u$  : Effort tranchant ultime.
- $T$  : Effort tranchant
- $S_t$  : Espacement.
- $\lambda$  : Elancement.
- $e$  : Epaisseur

- $L$  : Longueur ou portée.
- $L_f$  : Longueur de flambement.
- $d$  : Hauteur utile.
- $F_e$  : Limite d'élasticité de l'acier.
- $M_u$  : Moment à l'état limite ultime
- $M_{ser}$  : Moment à l'état limite de service.
- $M_t$  : Moment en travée.
- $M_a$  : Moment sur appuis.
- $M_0$  : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment à la base.
- $I$  : Moment d'inertie.
- $E_{ij}$  : Module d'élasticité instantané.
- $E_{vj}$  : Module d'élasticité différé.
- $E_s$  : Module d'élasticité de l'acier.
- $f_{c28}$  : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge.
- $f_{t28}$  : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.
- $F_{cj}$  : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge.
- $\delta$  : Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.

# *Introducción General*

---

## 1. Introduction

L'effet de changement de la zone sismique sur la réponse des structures en béton armé est un sujet important pour les ingénieurs et les chercheurs travaillant dans le domaine de la conception parasismique des bâtiments. Les zones sismiques sont déterminées en fonction de l'intensité des tremblements de terre et de la probabilité de leur survenue dans une région donnée. Les changements de zone sismique peuvent survenir en raison de l'évolution des connaissances sur les séismes, des modifications des codes de construction et des réglementations, ou d'une réévaluation des risques sismiques.

L'Algérie est une région sismique active qui a connu une histoire sismique riche et complexe. Depuis le séisme majeur de Boumerdès en 2003, il y a eu une prise de conscience croissante de la nécessité de prendre en compte les risques sismiques lors de la conception et de la construction des structures en béton armé. Cela a entraîné une révision des normes de construction parasismique pour les structures en béton armé.

La récente révision du code parasismique algérien RPA99/Version2003, suite aux observations faites après le séisme de Boumerdès en 2003, a apporté les modifications suivantes :

- Mise à jour du zonage sismique.
- Modification des valeurs du coefficient d'accélération de zone (A) correspondantes.
- Changement de la valeur du coefficient de comportement "R".
- Pour les structures en béton armé contreventées par des portiques auto-stables, la hauteur est limitée à 5 niveaux ou 17 m en zone I, 4 niveaux ou 14 m en zone IIa, 3 niveaux ou 11 m en zone IIb, et 2 niveaux ou 8 m en zone III ; la valeur du coefficient de comportement est fixée à  $R=5$ .
- La valeur de R est directement liée aux pourcentages des charges verticales et horizontales prises en compte par les portiques et les voiles, en fonction de leur rigidité à tous les niveaux. Pour les structures en béton armé à portiques et voiles, mixtes et voiles porteurs, les valeurs du coefficient de comportement sont respectivement  $R=5$  et 4.

Le RPA99/2003 permet aux concepteurs de choisir entre plusieurs systèmes de contreventement en fonction de l'action sismique et du comportement sismique recherché

# Introduction Générale

---

(ductile, rigide) pendant un séisme, en fonction de la zone sismique et de l'importance prévue de la structure.

En résumé, la prise en compte de la nouvelle zone sismique en Algérie lors de la conception et de la construction des structures en béton armé est un enjeu majeur pour garantir leur sécurité en cas de séisme. L'étude de l'effet de ce changement sur la réponse des structures est donc un domaine de recherche important pour les ingénieurs et les chercheurs travaillant dans le domaine du génie parasismique en Algérie et dans le monde.

## **2. Problématique et objectifs visés**

Il est crucial d'étudier l'impact de ce changement sur la réponse des structures afin de garantir leur sécurité en cas de séisme. Des recherches sont actuellement en cours pour évaluer les nouvelles charges sismiques, analyser les modes de défaillance et renforcer les structures existantes. Dans ce cadre, cette étude se concentre sur un paramètre spécifique : la zone sismique et son influence sur le comportement sismique des structures en béton armé. En modifiant la zone sismique, nous examinerons la réponse sismique, les sollicitations, ainsi que la capacité en résistance et en ductilité des structures. Les calculs seront réalisés en conformité avec les règlements parasismiques algériens RPA 99/2003, en utilisant les logiciels de calcul par éléments finis ETABS pour l'analyse sismique des structures sélectionnées, et SOCOTEC pour le calcul du ferrailage des éléments structuraux.

## **3. Organisation du manuscrit**

Ce manuscrit est composé de Cinq chapitres qui sont organisés comme suivant :

Le premier chapitre de cette étude débute par une introduction générale, suivie d'une recherche bibliographique approfondie. Cette recherche vise à comprendre certaines notions théoriques relatives aux séismes et au comportement sismique des systèmes structuraux tels que les portiques auto-stables et mixtes. Elle examine également les propriétés structurelles spécifiques prises en compte dans la conception parasismique, qui influencent le comportement de la structure, telles que la rigidité et la résistance. De plus, cette recherche explore les critères de classification des zones sismiques ainsi que les systèmes de contreventement, en se basant sur la dernière version des réglementations parasismiques R.P.A.99/2003. Ensuite, une synthèse des travaux antérieurs est présentée, mettant en évidence l'effet du changement de la zone sismique sur la réponse des structures en béton armé.

# Introduction Générale

---

Le deuxième chapitre se concentre sur la présentation de la structure étudiée. Les éléments abordés incluent les caractéristiques géométriques, structurelles et les matériaux utilisés dans la structure. De plus, les hypothèses et les combinaisons de calcul utilisées seront discutées, ainsi que le prédimensionnement des éléments structuraux et non structuraux.

Le troisième chapitre est dédié à l'analyse du comportement linéaire de la structure prédimensionnée dans le chapitre précédent. Cette analyse sera effectuée en utilisant la méthode modale spectrale et le logiciel ETABS.

Le quatrième chapitre se concentre sur le calcul du ferrailage des éléments structuraux tels que les poteaux, les voiles et les poutres de notre structure. Ce calcul sera réalisé en utilisant les organigrammes de calcul et le logiciel SOCOTEC, en conformité avec les réglementations de calcul et de conception telles que le "RPA 99 V 2003" et le "CBA93, BAEL 91 modifié 99".

Le cinquième chapitre, qui constitue le cœur de notre travail, examine l'influence de la zone sismique sur le calcul des périodes, des forces sismiques à la base et des déplacements. Nous considérons différentes zones sismiques afin de déterminer l'impact de la zone sismique sur la résistance des éléments structuraux tels que les poutres, les poteaux et les voiles. Cela comprend l'analyse des sollicitations subies par ces éléments ainsi que l'ajustement du ferrailage en conséquence.

A la fin du mémoire, des conclusions générales et des recommandations pour les futurs jeunes chercheurs sont exhibées.

# *Chapitre 1*

---

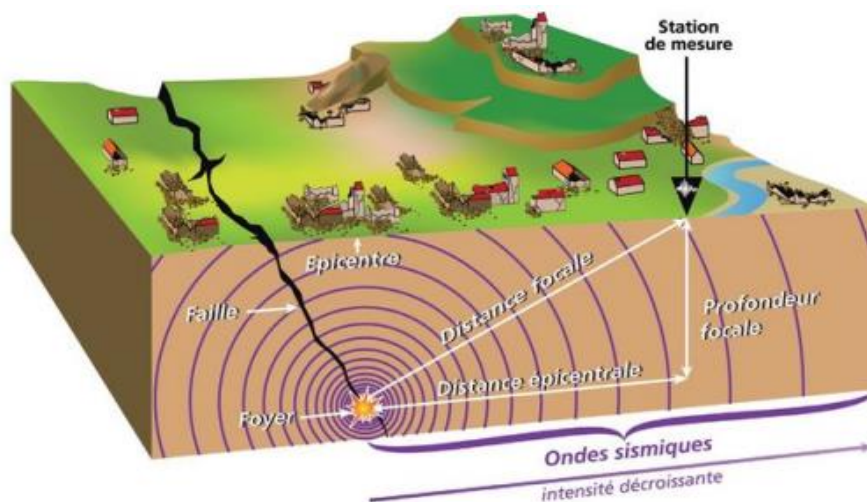
*Généralités sur la sismicité et les  
systèmes de contreventement*

## 1.1. Introduction

Avant d'entamer notre étude, il est important de comprendre quelques généralités sur la sismicité en Algérie, ainsi que sur les différents séismes qui ont affecté la région. Nous aborderons également certaines notions théoriques de base relatives au comportement sismique des différents systèmes structuraux, tels que les portiques auto-stables, les systèmes mixtes et les voiles. Nous examinerons également les propriétés structurelles spécifiques qui doivent être prises en compte dans la conception parasismique, telles que la rigidité, la résistance et la ductilité. Enfin, nous discuterons des critères de classification relatifs aux zones sismiques et aux systèmes de contreventement, conformément à la dernière version du Règlement Parasismique Algérien de 1999/2003 (RPA 99/2003).

## 1.2. Le séisme

Un tremblement de terre est un aléa naturel causé par la rupture de roches provoquant des secousses massives. La cause la plus fréquente est la rupture de faille, déclenchée par des mouvements tectoniques lents qui activent en permanence la croûte. Accumulation de pression et déformation des roches entraînant le mouvement des plaques. Au moment de la rupture, la plaque vibre et la roche reprend sa forme initiale. Les ondes de cette rupture se propagent avec des chocs qui ont à la fois des composantes horizontales et verticales. La force du choc vertical est généralement inférieure à celle du choc horizontal, mais ce n'est pas toujours le cas. Des vibrations verticales sont évidentes près de l'épicentre du séisme, où la surface de la Terre est perpendiculaire au "point focal" déclenchant la rupture de la faille (figure 1.1)



**Figure 1.1** Épicentre et foyer d'un séisme. L'importance des dommages diminue avec la distance à l'épicentre

Un séisme est caractérisé par sa magnitude et son intensité. Il occasionne de nombreuses conséquences d'un point de vue humain, économique et environnemental. Nous pouvons aujourd'hui calculer le risque sismique dans un lieu donné ce qui permet de construire dans des endroits où le risque sera moins élevé.

### 1.3. Activité sismique dans la région méditerranéenne

La zone méditerranéenne se situe entre  $30^\circ$  et  $45^\circ$  de latitude et  $-30^\circ$  et  $30^\circ$  de longitude : c'est la mer Méditerranée. Cette dernière est la mer dite intercontinentale, d'où son nom : « mare medi terra » en latin, signifiant « mer au milieu des terres ». En fait, il est entouré par le continent africain, l'Europe et l'Asie. La mer Méditerranée est presque complètement fermée et le détroit de Gibraltar permet l'accès à l'océan Atlantique. La zone est d'environ 2,5 millions de kilomètres carrés.

De nombreux pays bordent la mer Méditerranée et portent le nom d'États côtiers (figure 1.2). Les pays du Maghreb comme la France, l'Espagne, le Portugal, la Grèce, l'Italie et l'Algérie en font partie.

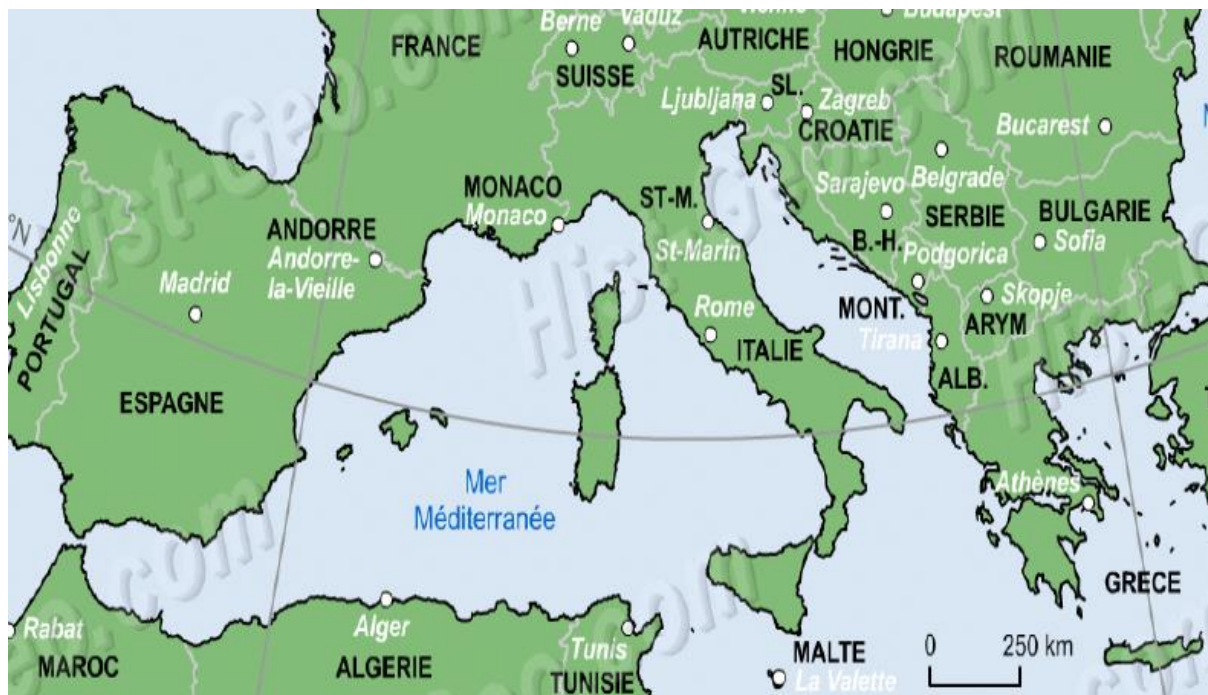


Figure 1.2 : les pays côtiers bordent la méditerranée.

En Méditerranée, les catastrophes sismiques sont de loin les plus meurtrières. Au cours du XXe siècle, le bilan officiel des tremblements de terre était de 198 548, dont 122 559 rien qu'en Italie.

Le risque sismique est inégalement réparti en région méditerranéenne selon les zones de subduction, les zones de collision ou les zones de cisaillement, selon l'action des plaques. La côte nord est plus touchée par ce phénomène, notamment la péninsule italienne, la Grèce et la Turquie, tandis que la côte sud l'est moins, même là où de grands tremblements de terre peuvent se produire (par exemple, le tremblement de terre d'Asnan en 1960 en Algérie ayant fait 2 633 morts).

#### **1.4. Les séismes en Algérie**

L'activité sismique intéresse depuis longtemps les scientifiques qui ont considéré qu'il était important d'enregistrer les événements sismiques sous forme écrite depuis l'Antiquité. En Algérie, l'étude de l'histoire des tremblements de terre ne permet pas de remonter très loin, puisque les premiers écrits remontent au XIVe siècle. Si l'on considère les manuscrits historiques des pays voisins comme l'Espagne, la France, l'Italie, le Maroc et la Tunisie, on peut se référer à des événements sismiques à l'époque romaine, mais ces événements ne sont pas encore assez précis pour considérer.

En effet, le nord de l'Algérie est une région de forte activité sismique (terrestre et maritime), comme en témoignent les différents séismes survenus à la fin du 20<sup>ème</sup> et au début des 21<sup>ème</sup> siècles (figure 1.3).

La sismicité de l'Algérie du Nord est connue depuis 1365, date de séisme qui frappa la ville d'Alger. Le tableau 1.1 regroupe les principaux séismes d'Algérie depuis l'année 1365 jusqu'à l'année 2003.

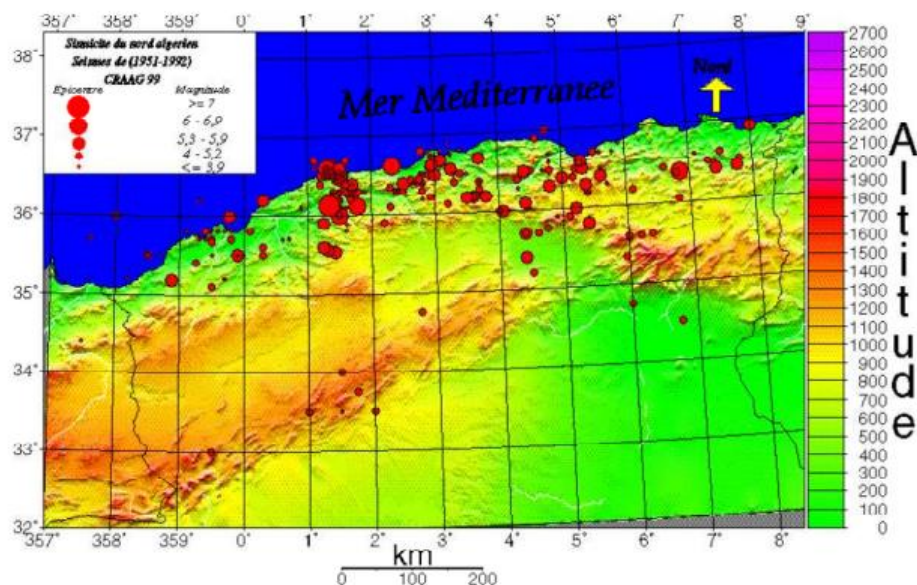


Figure 1.3 carte de la sismicité de nord Algérien

Tableau 1. 1 : Principaux séismes d'Algérie (1365-----2003) (Yassine, 2017)

LIEU	DATE	I/M	M	VICTIMES
SETIF	419			Destruction
ALGER	03.01.1365	X		Plusieurs
ALGER	10.03.1673			
MITIDJA	03.02.1716	X		20000
ORAN	09.10.1790	X		2000
BLIDA	02.03.1825	X		7000
JIJEL	22.08.1856	X		-
AURES	16.11.1869	IX		30
GOURAYA	15.01.1891	X		38
ORILEANSVILLE	09.09.1954	X	6.7	1243
EL ASNAM	10.10.1980	X	7.3	2633
CONSTANTINE	27.10.1985	VIII	5.9	10
TIPAZA	29.10.1989	VIII	6.0	22
MASCARA	18.08.1994	VII	5.7	175
ALGER	04.09.1996	VII	5.7	
TEMOUCHENT	22.12.1999	VII	5.7	25
B.OUARTILANE	10.11.2000	VII	5.4	04
BOUMERDES-ALGER	21.05.2003	X	6.8	2300



## **1.6. Critères de classification des systèmes de contreventement selon le R.P.A**

Selon les règles parasismiques Algériennes, les systèmes de contreventement se traduit par l'attribution, pour chacune des catégories, une valeur numérique du coefficient de comportement de la structure R qui est fixé en fonction de la nature des matériaux constitutifs, type de construction, possibilité de redistribution d'efforts dans la structure et des capacités de déformation des éléments dans le domaine pseudoplastique.

Le RPA 99 définit dix-sept types de systèmes de contreventement ([RPA 99V2003](#)) :

### **1.6.1. Structures en béton armé**

- 1. A.** Portiques auto stable en béton armé sans remplissage en maçonnerie rigide (les éléments de remplissages ne doivent en aucun cas gêner les déformations des portiques.)
- 1. B.** Portiques auto stable en béton armé avec remplissage en maçonnerie rigide.
- 2.** Systèmes de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé.
- 3.** Structures à ossature en béton armé contreventée entièrement par noyau en béton armé.
- 4. A.** Systèmes de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques- voiles.
- 4. B.** Systèmes de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé.
- 5.** Systèmes fonctionnant en console verticale à masses réparties prédominantes
- 6.** Systèmes à pendule inverse.

### **1.6.2. Structures en acier**

- 7.** Ossatures contreventées par portiques auto stables ductiles.
- 8.** Ossatures contreventées par portiques auto stables ordinaires.
- 9.** Ossatures contreventées par palées triangulées concentriques : on en distingue deux types :
  - 9. A.** Palées triangulées en X.
  - 9. B.** Palées triangulées en V.

- 10. A. Systèmes d'ossature contreventée par des cadres ductiles et palées enx.
- 10. B. Systèmes d'ossature contreventée par des cadres ductiles et palées env.
- 11. Portiques fonctionnant en console verticale (système à faible degrés d'hyperstaticité.)

### 1.6.3. Structures en maçonnerie

- 12. Structures en maçonnerie porteuse chaînée (la seule tolérée par le RPA)

## 1.7. Comportement des bâtiments vis-à-vis des séismes

Lors d'un séisme, les bâtiments se comportent comme des masses suspendues au-dessus du sol vibrant. Nous devons montrer les impacts avec des images, pour nous donner une idée des zones sensibles aux tremblements de terre et pour comprendre quelles zones sont les plus vulnérables. Les figure ci-dessous illustre clairement le fait qu'il existe plusieurs modes de défaillance pour un même type de structure apparente. De même, les petits bâtiments (comme les maisons individuelles) ou d'autres matériaux de structure (bois, acier, maçonnerie porteuse, etc.) ont des effets divers (Chehimi, 2016).

Dans les éléments porteurs, le séisme peut provoquer des fissurations dans les extrémités des poutres et par suite la rotation de celles-ci, provoquant de ce fait une rotation du plancher (figure 1.5.a) et la figure 1.5.b nous montre qu'il y a eu éclatement en pied de poteau, ce qui a provoqué ces dégradations.



(a)



(b)

**Figure 1.5 :** Destruction des éléments porteurs : (a) fissurations et rotation des étages dus à la rotation des planchers, (b) Eclatement du béton en pied du poteau.

Dans le cas des éléments non porteurs. La figure 1.6.a représenté une dégradation du béton autour des ouvertures dans une façade constituant de nombreux points de vulnérabilité en cas de séisme. De plus, on peut voir la structure de façade non renforcée avec des structures porteuses, qui fait également l'objet de la chute (figure 1.6.b).



(a)



(b)

**Figure 1.6:** Destruction des éléments non porteurs : (a) Dégradation du béton autour des ouvertures (b) Séparé de la façade.

## 1.8. Conséquences de séisme sur les structures en béton armé

Lorsqu'un fort tremblement de terre frappe une zone habitée, les bâtiments sont souvent gravement endommagés. Le mouvement du sol déclenche des vibrations dans les fondations des bâtiments, qui sont transmises à l'ensemble de la structure. Cependant, en raison de l'inertie, ces vibrations génèrent des forces qui exercent des contraintes importantes sur les éléments de construction, tels que les murs, les planchers, les poteaux et les poutres. Bien que les bâtiments soient généralement conçus pour résister à la gravité, ces forces supplémentaires peuvent déstabiliser la structure et dépasser la résistance des éléments porteurs. Dans certains cas, les éléments ne peuvent supporter les niveaux de déformation imposés par les vibrations, entraînant des dommages allant de fissures à l'effondrement total ou partiel du bâtiment. Pour éviter ces désastres, les bâtiments doivent être conçus en tenant compte des forces sismiques. Les réglementations parasismiques spécifient des mesures pour rendre les bâtiments résistants aux tremblements de terre, et une attention particulière doit être portée à la nature du sol de fondation. Des mesures préventives, telles que le renforcement des

fondations et l'ajout de contreventements, peuvent aider à absorber les forces sismiques et minimiser les dommages. Des études montrent que l'adoption de telles mesures de prévention et la conformité aux réglementations parasismiques sont des moyens sûrs pour réduire les risques en cas de tremblement de terre (Abbas and Fali, 2021).

### 1.8.1. Dommages subis sur les portiques

Les structures contreventées par portiques auto-stables sont les plus touchées par le séisme du fait que le moment et le cisaillement soient essentiellement les efforts principaux que le portique doit supporter lors d'un chargement horizontal, on s'intéresse en premier lieu aux portiques, plus précisément à la zone nodale qui est l'essence même du portique.

#### a) *Rotule plastique aux nœuds poteau-poutre*



(a)



(b)

Figure 1.7: (a) Rupture en zone nodale, (b) Dislocation de la section

#### b) *Cisaillement des poteaux*



(a)



(b)

Figure 1.8 : (a) cisaillement d'un poteau court , (b) Poteaux courts dus au vide sanitaire

**c) Ruptures par écrasement**

**Figure 1.9:** Ecrasement de béton et flambement des aciers dans les deux poteaux de la cage d'escaliers.

**d) Flambement des poteaux et décollement du béton d'enrobage**

(a)

(b)

**Figure 1.10:** (a) flambement des poteaux, (b) Décollement de l'enrobage

**e) Rupture par flexion**

(a)

(b)

**Figure 1.11 :** (a) Rupture par flexion des poutres, (b) Effondrement par flexion

f) *Dislocation des remplissages de maçonnerie*



**Figure 1.12:** Dislocation des remplissages de maçonnerie

1.8.2. Dommages subis par les structure mixte :(portique + voile)



(a)



(b)

**Figure 1.13:** (a) Rupture de section à la base des voiles, (b) Fissures ouvertes dans le voile



(a)



(b)

**Figure 1.14 :** (a) éléments élancés, (b) plastification d'un poteau due à la position asymétrique des voiles

## 1.9. Protection sismique des nouveaux bâtiments

- **Eviter les étages flexibles**

Il est possible qu'un étage soit plus souple que les autres si le contreventement est moins résistant ou s'il est inexistant. De plus, à partir d'une certaine hauteur, la résistance ultime dans le plan horizontal peut être très faible pour la partie supérieure du bâtiment. Dans ces cas-là, le bâtiment est exposé au redoutable mécanisme de colonnes ou planchers, qui peut causer des défaillances structurales majeures.



Figure 1.15 : les étages flexibles (Kobe, Japon, 1995)

- **Eviter les rez-de-chaussée flexibles**

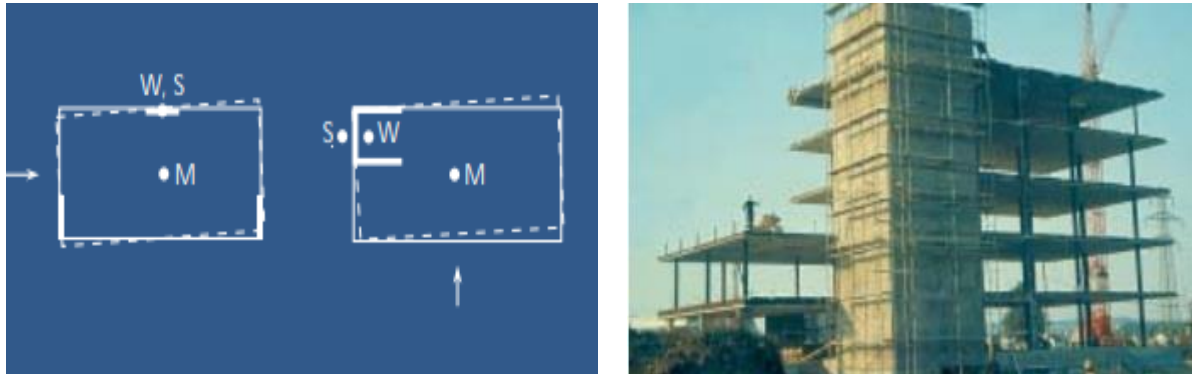
L'effondrement d'un bâtiment soumis à un tremblement de la terre est souvent attribuable au fait que si les étages supérieurs sont bien étayés (murs ou autres), le rez-de-chaussée est ajouré et ne comprend pas pour supporter les colonnes. Cela se traduit par un niveau 'sol souple', souple dans le plan horizontal.



Figure 1.16 : Rez-de-chaussée flexibles (Izmit, Turquie, 1999)

- **Eviter les contreventements dissymétriques**

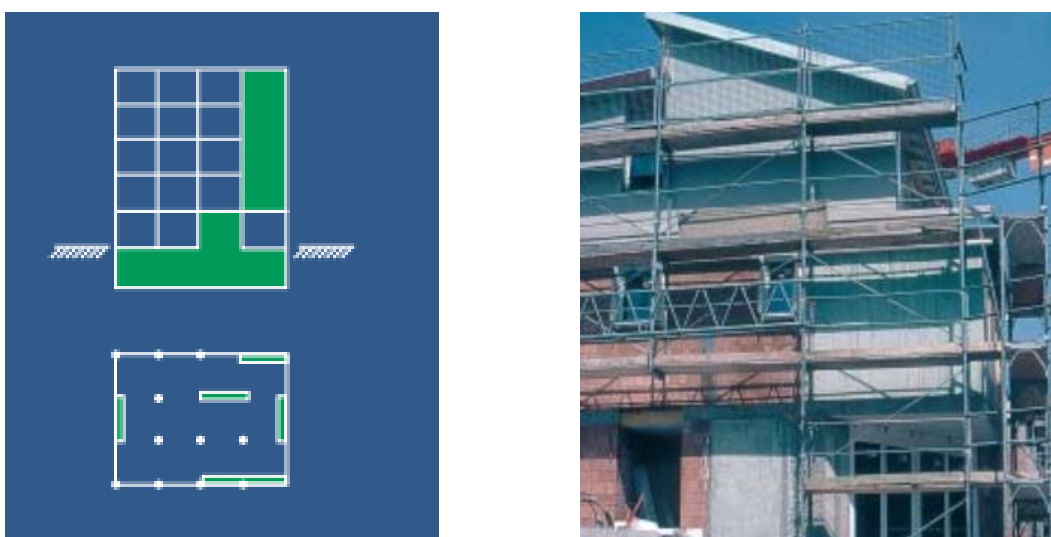
L'effondrement de bâtiments sous l'effet d'un tremblement de terre de la terre est souvent dû à l'asymétrie de vos bretelles. Les deux sections horizontales schématisées sur la figure comprennent uniquement éléments de contreventement, tels que murs ou Ferme : les colonnes ne sont pas incluses, généralement disposés en grille dont la rigidité horizontale par effet le cadre est bas.



**Figure 1.17** : les contreventements dissymétriques (Suisse, 1994)

- **Eviter les contreventements décalés**

Les contreventements sont décalés (dans leur plan, comme devant la figure, ou hors du plan, comme à l'arrière) lorsque sa position diffère d'un étage à l'autre. Forces et moments de flexion les arêtes induites par cette disposition ne peuvent généralement pas signaler de manière satisfaisante, même avec des dépassements de coûts importants.



**Figure 1.18** : Eviter les contreventements décalés (Suisse, 2001).

- **Séparer les bâtiments contigus par des joints conformes aux règles de l'art**

Le risque de ruine est plus aigu lorsque les dalles des bâtiments mitoyens sont en différents niveaux et appuyez sur les colonnes du bâtiment voisin. Dans cette configuration, il est impératif prévoir des scellés conformément aux règles de l'art.

Cela signifie qu'ils doivent :

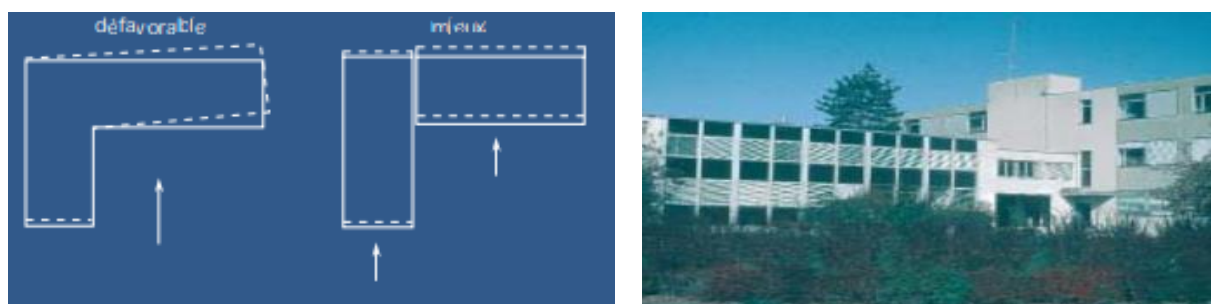
- Avoir une ouverture minimale (selon les normes);
- Être vide (n'avoir aucun point de contact).



**Figure 1.19 :** Séparer les bâtiments contigus par des joints (Mexico, 1985).

- **Privilégier les configurations compactes**

Lors de la conception d'un plan de construction, vous devriez obtenir une image aussi réaliste que possible le comportement dynamique de ses composants. Dans la configuration L moins compacte de l'exemple proposé, les ailes gauche et droite du bâtiment ont des rigidités très différentes contre les actions sismiques dans les deux directions horizontales principales. Ils ont tendance à osciller très différemment d'un l'autre, interférant ainsi les uns avec les autres.

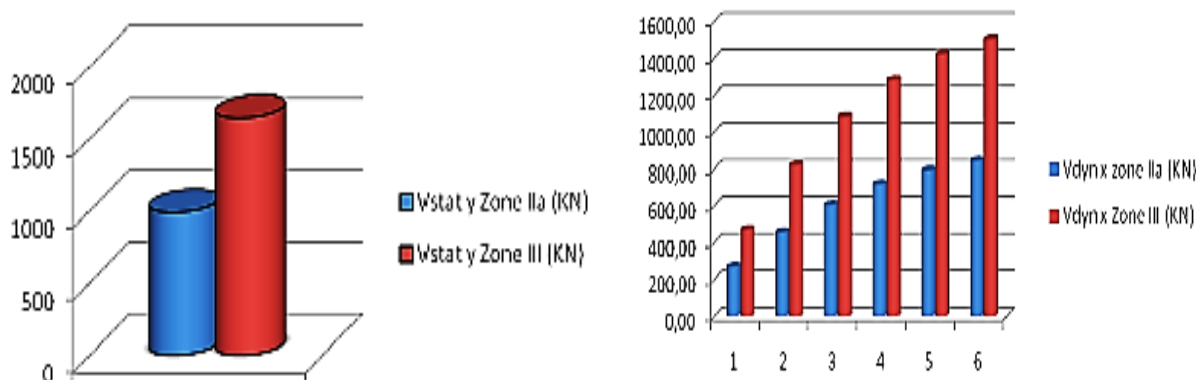


**Figure 1.20 :** Privilégier les configurations compactes (Suisse, 2001)

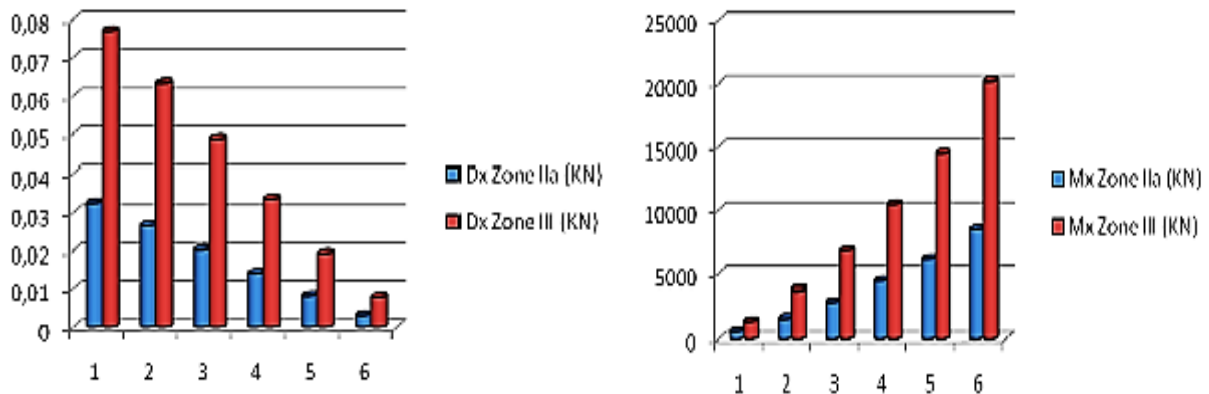
## 1.10. Recherche bibliographique sur l'effet de changement de la zone sismique sur la réponse des structures en BA

L'étude de l'influence de la zone sismique sur la réponse des structures en béton armé est une préoccupation majeure pour les ingénieurs et chercheurs travaillant dans le domaine de la conception parasismique des bâtiments. Les recherches sur l'impact du changement de la zone sismique sur la réponse des structures en béton armé se concentrent sur l'analyse des structures existantes et la conception de nouvelles structures en tenant compte des zones sismiques actuelles et futures. Plusieurs études ont été menées sur ce sujet, notamment celles citées ci-dessous :

[Achili et Belkai \(2019\)](#) ont mené une étude sur l'impact du changement de zone sismique sur la réponse des structures en béton armé. L'objectif de cette recherche était d'examiner l'effet de différents paramètres, notamment les zones sismiques, sur le comportement sismique des structures en béton armé. Les deux structures étudiées étaient R+5 et R+8 (19,38 m et 28,56 m), avec deux zones sismiques : élevée (zone III) et moyenne (zone IIa), conformément à la dernière version du RPA99/2003 pour la classification des zones sismiques. Les calculs ont été effectués à l'aide du logiciel de calcul par éléments finis ETABS. Les résultats ont montré que le changement de zone sismique n'affecte pas la valeur de la période, qui reste la même. Cependant, lorsqu'on passe d'une zone sismique de niveau IIa à une zone sismique de niveau III, l'effort tranchant, le moment sismique et le déplacement augmentent en raison de l'augmentation du coefficient d'accélération de la zone A. Cette augmentation implique une augmentation des sections de ferrailage nécessaires pour maintenir la stabilité de la structure en cas de séisme.

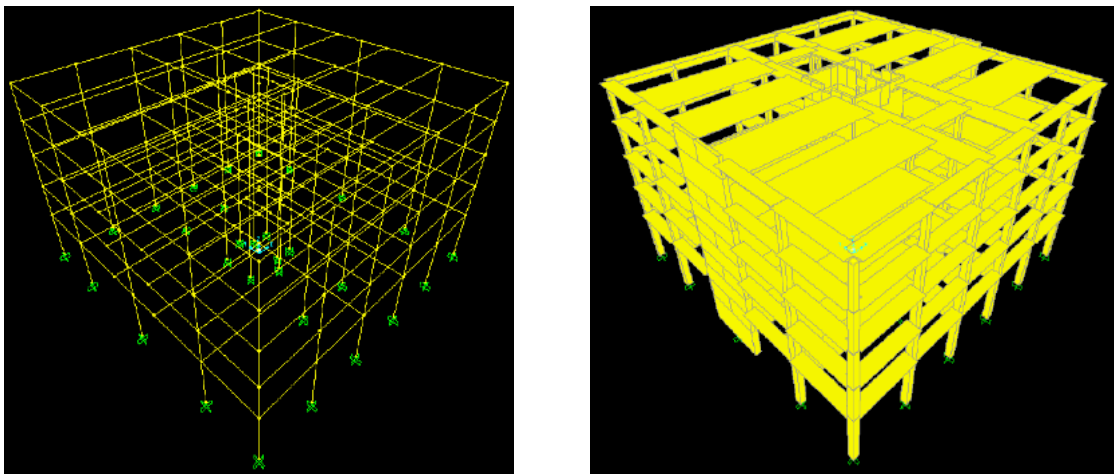


**Figure 1.21 :** (a) effort tranchant à la base (b) effort tranchant statique ([Achili et Belkai ,2019](#))



**Figure 1.22 :** (a) le déplacement (b) moment sismique (Achili et Belkai 2019)

Theodoros et al. (2022) ont étudié un bâtiment situé dans trois zones sismiques différentes en Grèce. L'objectif de cette étude était d'estimer le coût de construction de la structure du bâtiment. La modélisation a été effectuée à l'aide du logiciel SAP2000. L'analyse a été réalisée en utilisant les méthodes d'analyse spectrale dynamique avec le spectre de conception EC8 sur un bâtiment de cinq étages (R+5) avec un plan d'étage rectangulaire standard pour chaque étage. La figure 1.22 montre la vue en 3D du bâtiment.

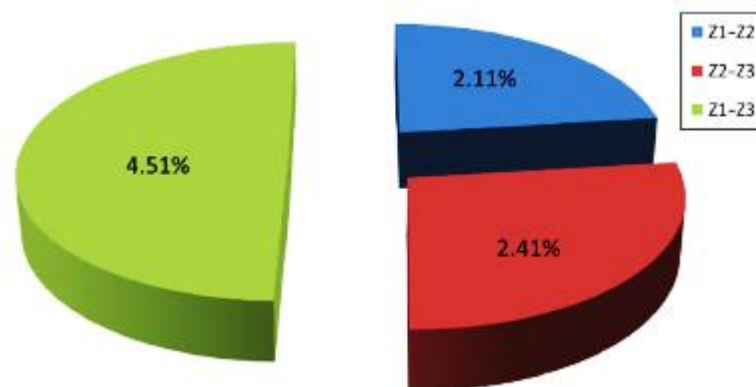


**Figure 1.22 :** Modèle 3D pour l'ensemble de la structure (Theodoros et al., 2022)

Les résultats ont montré que les pourcentages d'augmentation de l'accélération sismique doivent être comparés aux pourcentages d'augmentation du poids de l'acier pour déterminer si le coût de construction du bâtiment reste raisonnable. En passant de la zone sismique I à la zone II, l'accélération sismique a augmenté d'environ 50%, tandis que la demande d'acier pour l'ensemble de l'augmentation du bâtiment n'a augmenté que de 2,11%. En passant de la zone II à la zone III, l'accélération sismique a augmenté d'environ 50%, tandis que la demande d'acier pour l'ensemble de l'augmentation du bâtiment n'a augmenté que de 2,41%.

En passant de la zone I à la zone III, l'accélération sismique a augmenté d'environ 125%, tandis que la demande d'acier pour l'ensemble du bâtiment n'a augmenté que de 4,51%. Le dimensionnement des dalles est resté constant dans les trois zones sismiques, tant en termes d'armature (poids de l'acier) que de sections transversales (volume de béton). Le rapport acier/béton dans les dalles est donc resté constant pour tous les étages et pour toute la construction.

En conclusion, d'après les résultats obtenus pour tous les éléments structurels dans les trois zones sismiques, on peut dire que le taux d'augmentation des coûts de construction d'une zone à l'autre était assez faible par rapport à l'augmentation de l'accélération sismique dans les zones à risque sismique respectives. Ainsi, si un ingénieur souhaite dimensionner une construction en utilisant une zone sismique plus élevée que celle dans laquelle la construction est située pour plus de sécurité, il peut le faire sans augmenter de manière significative le coût des matériaux.



**Figure 1.23 :** Pourcentage de variation du matériau des barres d'armature mesuré pour chaque zone de tremblement de terre (Theodoros et al., 2022)

La méthode proposée par Kahil et al. (2013) vise à évaluer les points de performance sismique des ouvrages en béton armé auto-stabilisants en utilisant la méthode Pushover. L'étude est menée en Algérie, où les niveaux de dommages possibles des différentes zones sismiques sont identifiés en divisant la courbe de capacité sismique en cinq domaines de dommages (figure1.24), correspondant aux classes de dommages EMS 98. Les courbes de capacité sismique développées permettent d'estimer et d'affecter les dommages pour chaque accélération sismique par zone, en localisant les points de performance et en divisant la courbe de capacité en cinq domaines de dommages (figure1.25). Cette approche permet également une meilleure évaluation du domaine de réponse d'un ouvrage en analysant la

sensibilité à différents paramètres d'attaque sismique interdépendants, tels que l'accélération sismique ou la zone sismique. L'objectif final de cette méthode est d'améliorer la sécurité sismique des structures en béton armé auto-stabilisantes en Algérie et ailleurs.

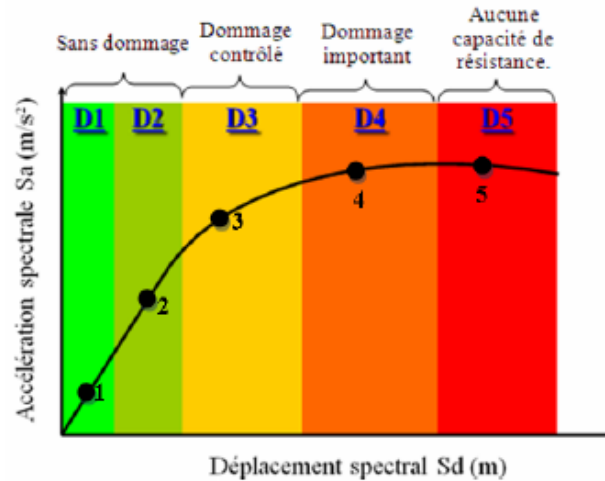


Figure 1.24 : Courbe de capacité (Kahil et al. 2013)

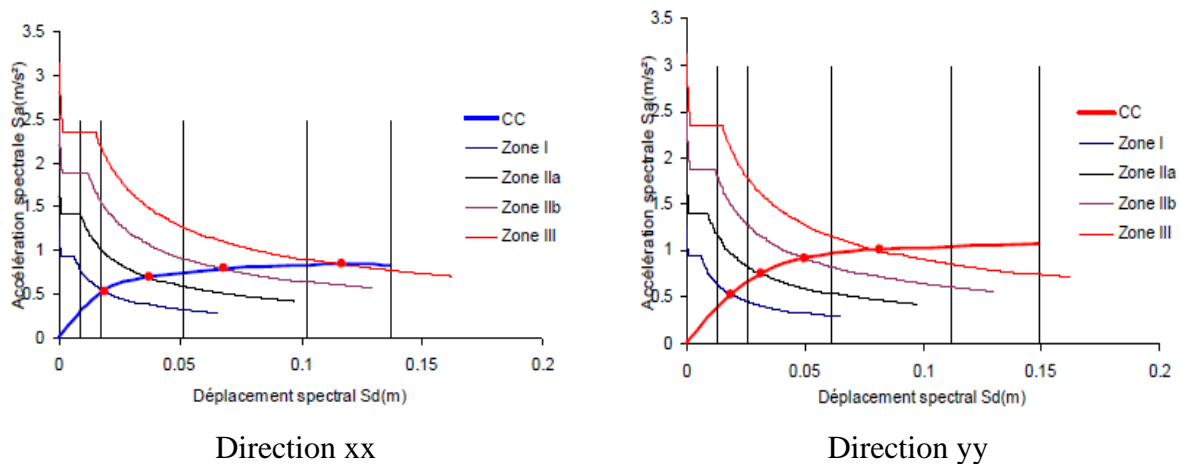
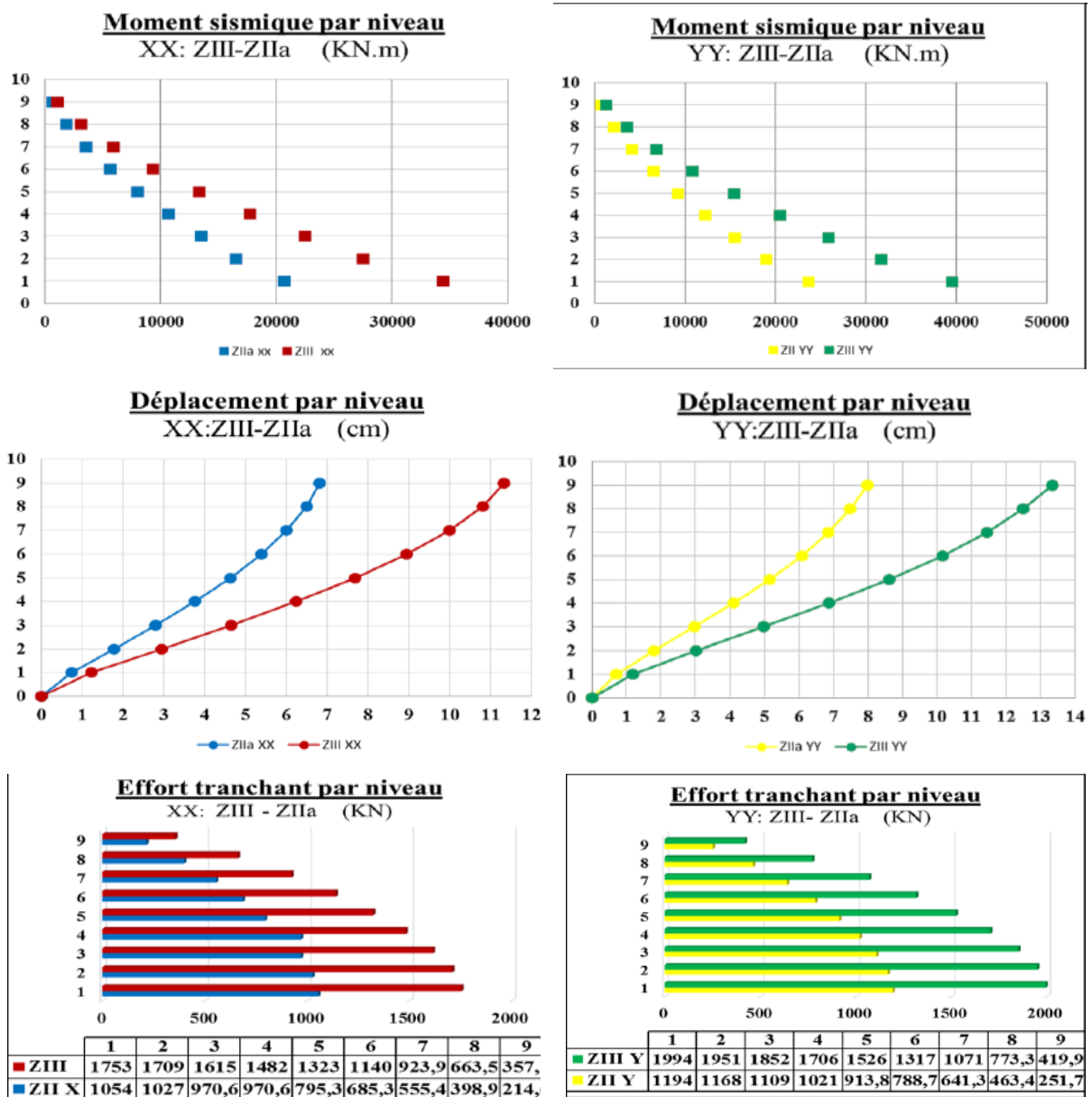


Figure 1.25 : Position du point de performance en fonction des zones sismiques (Kahil et al., 2013)

L'étude menée par Aissat et Mouterfi en 2017 se concentre sur l'impact de la zone sismique, de la hauteur et de la disposition des voiles sur le choix du système de contreventement des structures en béton armé, un choix motivé par la proportion importante de ce type de structures de bâtiments en Algérie. Pour évaluer la réponse sismique des structures, la méthode dynamique modale spectrale a été utilisée avec le logiciel ETABS version 16.2.0. Deux cas de structures types ont été examinés en faisant varier la hauteur (R+5, R+8 et R+11)

pour deux zones sismiques différentes (moyenne et forte sismicité, IIa et III) avec deux systèmes de contreventement différents (voiles porteurs avec  $R=3.5$  et mixte portiques-voiles avec justification de l'interaction avec  $R=5$ ). Les résultats montrent que la zone sismique n'a aucune influence sur la valeur de la période, qui est directement liée à la masse et à la rigidité de la structure. En revanche, lorsque la zone sismique est modifiée (de la zone IIa à la zone III), l'effort tranchant, le moment sismique et le déplacement augmentent en raison de l'augmentation du coefficient d'accélération de la zone A (figure 1.26).



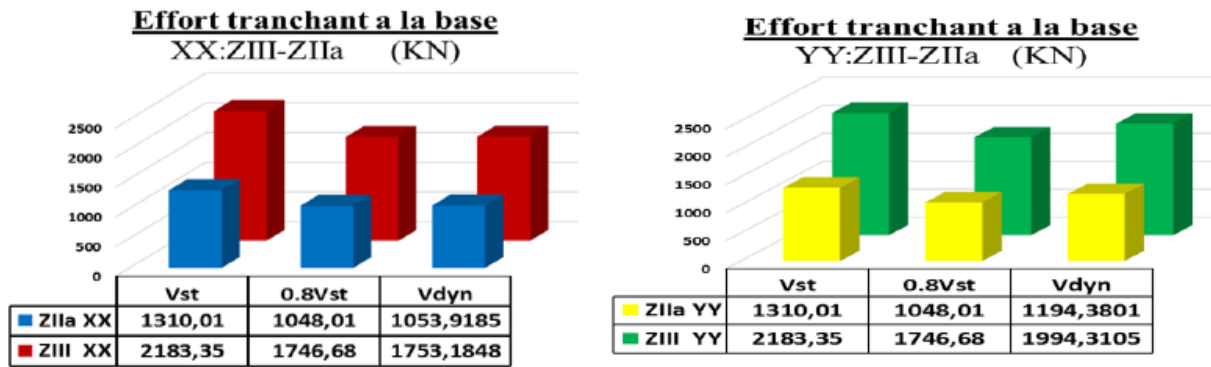


Figure 1.26 : Effort tranchant, Moment sismique déplacement

(Aissat et Mouterfi ,2017)

Dans le même contexte, Louzai et Abed (2020) ont examiné l’impact de la zone sismique sur le facteur de comportement R des structures en béton armé en portique. Ils ont pris en compte le facteur de réduction  $\Omega$ , qui tient compte à la fois de la sur-résistance de la structure et de sa capacité de déformation dans le domaine plastique, ainsi que du facteur de réduction  $R_\mu$ , qui résulte de sa ductilité globale. Pour ce faire, ils ont effectué une analyse push-over non linéaire pour le portique R+5, qui a été localisé dans des zones de différentes intensités selon le règlement parasismique algérien (RPA 2003) : zones I, IIa, IIb et III. Les résultats ont montré qu’il n’est pas réaliste de prescrire une seule valeur du facteur de comportement en fonction du type de contreventement de la structure, et que la prise en compte de la zone sismique d’implantation est nécessaire pour choisir la valeur appropriée du facteur de comportement (Figure 1.27).

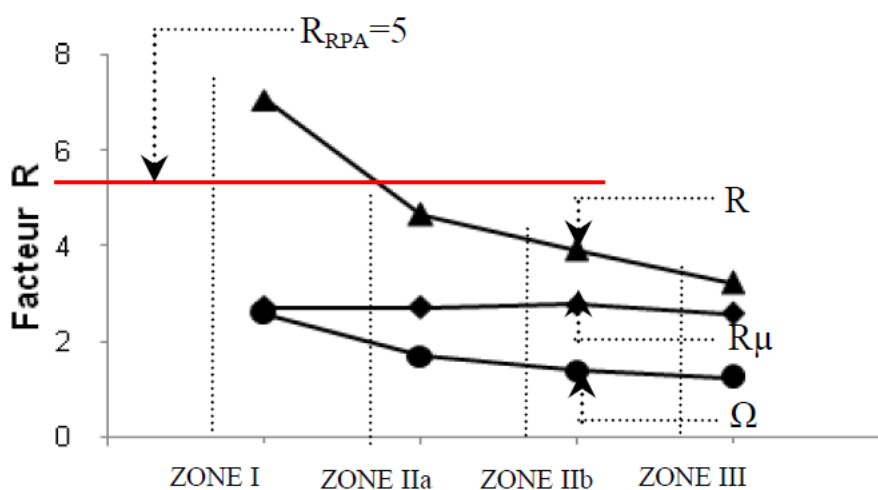
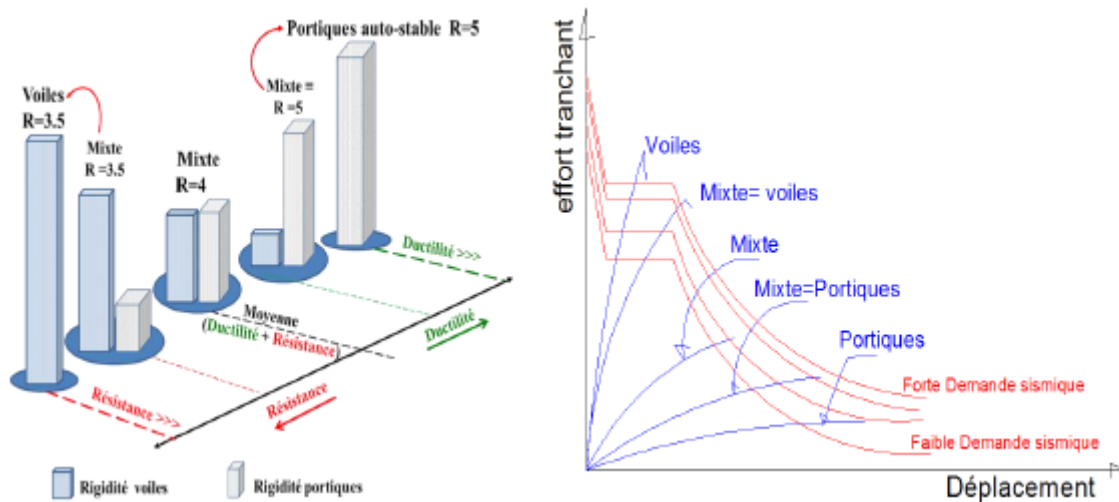


Figure 1.27 : Influence de la zone sismique sur la valeur du facteur R (Louzai et Abed, 2020).

Selon le Règlement Parasismique Algérien (RPA), les concepteurs ont le choix entre trois systèmes de contreventement pour leurs structures en béton armé :  $R=5$ ,  $R=4$  et  $R=3.5$ . Cependant, ce choix doit prendre en compte la hauteur de la structure, la zone sismique dans laquelle elle est située, ainsi que la rigidité assignée aux voiles et aux poteaux. En effet, les portiques sont plus rigides, ce qui justifie l'utilisation du système  $R=5$ , tandis que pour les structures où les portiques et les voiles ont une inertie équivalente, le système  $R=4$  est recommandé. Enfin, pour les structures où les voiles sont plus rigides, le système  $R=3.5$  doit être utilisé (Figure 1. 28). (Aissat et Mouterfi 2017)



**Figure 1. 28 :** Influence de la capacité en résistance et en ductilité sur le choix du système de contreventement (Aissat et Mouterfi 2017)

## 1.11. Conclusion

Une structure parasismique est une structure conçue pour résister aux contraintes sismiques d'une zone donnée, telles que définies par les codes de construction parasismique. La réalisation de projets de construction parasismique implique plusieurs aspects, notamment l'étude de l'activité sismique et de la nature du sol dans la zone, la qualité des matériaux utilisés, la conception générale de la structure, les éléments qui la composent et la méthode d'exécution des travaux. L'objectif principal du code du bâtiment parasismique est de protéger autant de vies humaines que possible. L'application de ces règles sismiques doit également permettre de limiter les dommages économiques en cas de tremblements de terre de moindre intensité. Il est donc essentiel de prendre en compte tous les aspects de la conception parasismique dès le début du projet pour garantir une structure solide et résistante aux contraintes sismiques de la région.

# *Chapitre 2*

---

*Présentation de la Structure étudiée et  
Prédimensionnement des éléments*

## 2.1. Introduction

Le prédimensionnement des éléments d'une structure est une étape essentielle dans un projet de génie civil. Il est basé sur le principe de la descente de charges, pour déterminer l'effort revenant à chaque élément dû à la charge et surcharge. Le prédimensionnement a pour but « le pré calcul » des sections des différents éléments résistants. Il sera fait selon les règles du CBA93 et du RPA 99 Version 2003, pour arriver à déterminer une épaisseur économique.

L'objectif de ce chapitre est de présenter les caractéristiques géométriques et physiques du bâtiment étudié, portant le type de structure, les éléments structuraux, la géométrie et les propriétés des matériaux.

## 2.2. Présentation de l'ouvrage

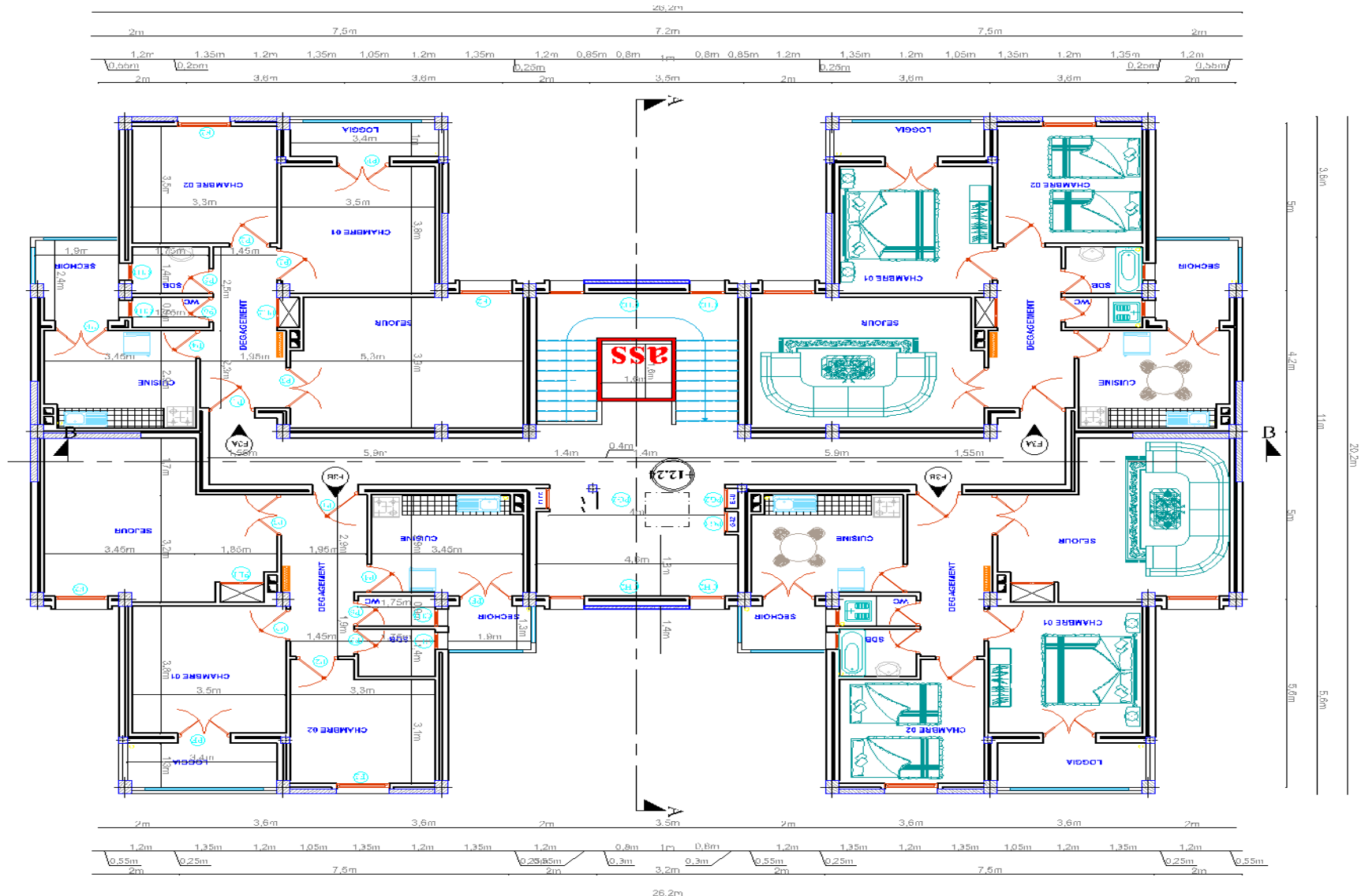
L'ouvrage étudié est un bâtiment constitué d'un Rez-de-Chaussée (RDC) plus 6 étages à usage d'habitation. Ce bâtiment est implanté à Ain Soltane à la wilaya d'Ain defla qui est classée comme une région de moyenne sismicité (zone IIa) selon le règlement parasismique algérien RPA 99 version 2003. Selon l'étude géotechnique du sol, le terrain d'assise de l'ouvrage est considéré comme un site meuble (S3).

Ce bâtiment est composé de 7 niveaux réservés aux logements et chaque niveau comporte 4 logements F3 avec une communication verticale, un escalier et un ascenseur.

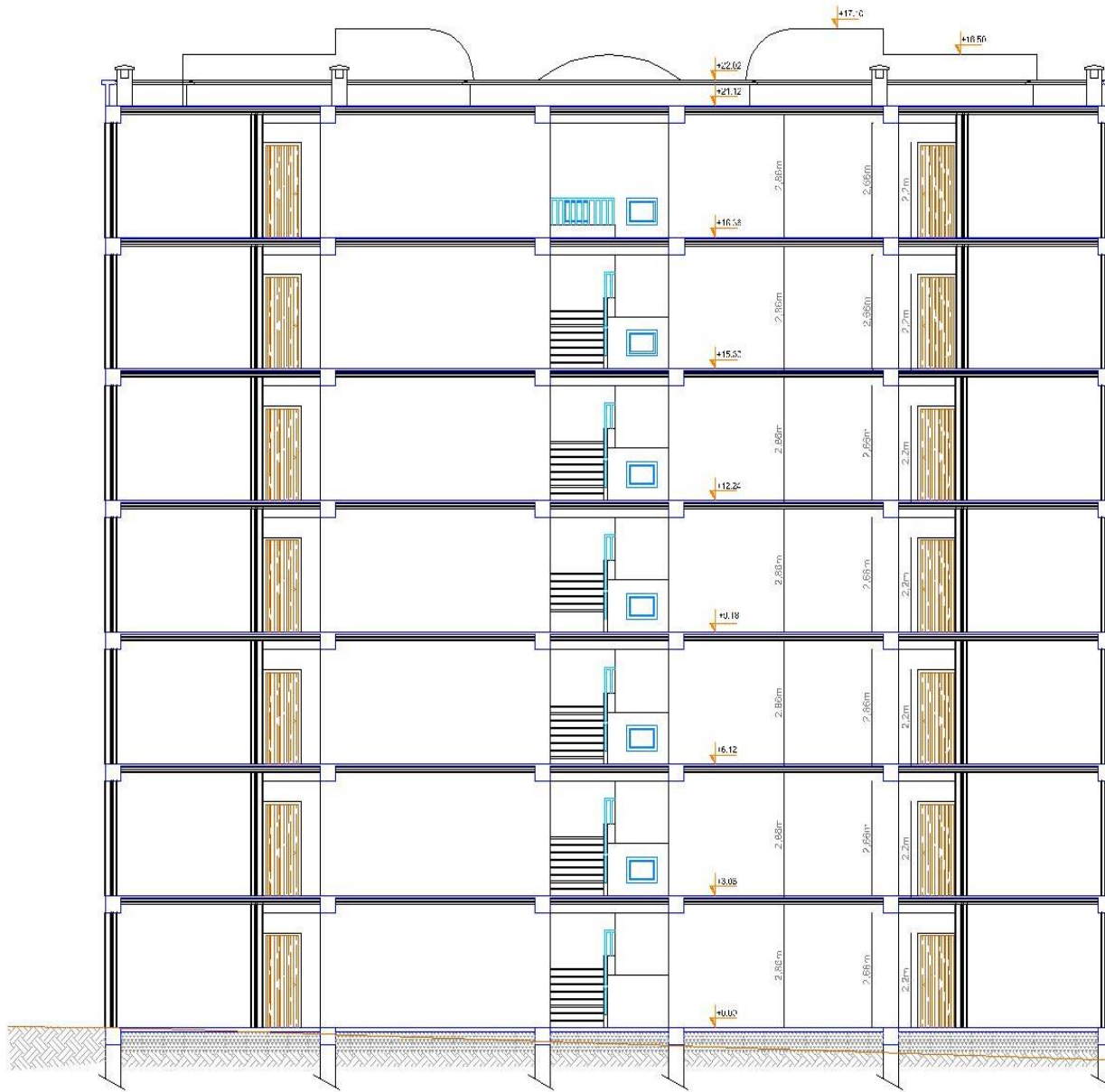
La stabilité de cet ouvrage est assurée par un système de contreventement constitué de portiques et de voiles. La terrasse est de type inaccessible avec un système d'étanchéité de type multicouche avec forme de pente en béton et une isolation thermique en liège.

## 2.3. Caractéristiques de l'ouvrage

Les données géométriques nécessaires de la structure sont les suivantes (Figure 2.1) :



(a)- Vu en plan



(b)- Vu en élévation

Figure 2.1 : Géométrie de la structure à étudiée.

### 2.3.1. Dimensions en élévation

Hauteur totale du bâtiment sans l'acrotère.....	21.42 m
Hauteur totale du bâtiment avec l'acrotère.....	22.02 m
Hauteur du rez-de-chaussée .....	3.06 m
Hauteur de l'étage courant.....	3.06 m
Hauteur d'acrotère.....	0.6 m

### 2.3.2. Dimensions en plan

Longueur totale en plan (suivant X-X') .....	27.5 m
Largueur totale en plan (suivant Y-Y') .....	19.8 m

### 2.3.3. Plancher

Nous avons opté deux types de planchers pour modéliser la structure :

- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalle pleine pour les balcons.

### 2.3.4. La maçonnerie

La maçonnerie est réalisée par la brique creuse selon deux types :

- Murs extérieurs : constitués d'une double paroi en briques 10 cm et 15 cm d'épaisseur, séparés par une lame d'air 5cm d'épaisseur.
- Murs intérieurs : constitués d'une paroi en brique creuse de 10 cm.

### 2.3.5. Revêtement

Le revêtement de notre structure se fait par plusieurs matériaux :

- Faïence en céramiques recouvrant les murs dans les salles d'eau et les cuisines.
- Carrelage de 2 cm pour les différents planchers et escaliers.
- Enduit en plâtre de 2 cm pour les cloisons et plafonds.
- Mortier de ciment pour le crépissage des façades extérieures.

### 2.3.6. Escalier

Le bâtiment comporte un seul type d'escalier droit, réalisé en béton armé coulé sur place avec une paille porteuse et des paliers intermédiaire qui seront exécutés en dalle pleine.

### 2.3.7. L'acrotère

C'est un élément de béton armé qui entoure la terrasse inaccessible d'une hauteur de 60 cm et d'épaisseur de 10 cm.

### 2.3.8. Ascenseur

Le bâtiment comporte un ascenseur de RDC au 6ème étage, serve à faciliter le déplacement vertical des personnes entre les différents niveaux.

### 2.3.9. Les éléments résistants

- a) Les poteaux : Dans notre cas on propose des poteaux carrés.

b) Les poutres : L'ensemble des poutres composant les différents planchers sont :

- Des poutres porteuses.
- Des poutres non porteuses.

c) Les voiles

## 2.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé et tous les règlements applicables en Algérie à savoir : BAEL91, RPA99 version 2003 et CBA93.

### 2.4.1. Béton

Le béton est un matériau de construction hétérogène, constitué artificiellement par un mélange de matériaux inertes appelés « granulats » (sable, graviers, ciment, ...), avec du ciment et de l'eau et éventuellement d'adjuvants pour en modifier les propriétés mécaniques et rhéologique du béton. Il présente une bonne résistance en compression, de l'ordre de 20 à 40MPa pour le béton ordinaire. Par contre, son comportement est fragile vis - à-vis de la traction.

#### a) Résistance caractéristique du béton à la compression

Le béton adopté dans cette étude est un béton ordinaire d'une résistance caractéristique de 25MPa. Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à «j» jours, généralement à 28 jours. Cette résistance est donnée selon l'Art A.2.1, 12, BAEL91/M99 par la relation suivante :

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

$$\text{Et } f_{cj} = \frac{j}{1,4+0,95j} f_{c28} \quad \text{pour} \quad f_{c28} > 40 \text{ MPa} \quad (2.1)$$

Pour notre étude, on prend :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

La résistance à la traction est déterminée par plusieurs essais, parmi ces essais on peut citer :

- Traction directe sur les cylindres précédents en collant des têtes de traction.
- Traction par fendage en écrasant le cylindre précédent placé horizontalement entre les plateaux d'une presse (Essai Brésilien).

- Traction par flexion, ce test est réalisé à l'aide d'une éprouvette prismatique, de côté «  $a$  » et de longueur «  $4a$  » reposant sur deux appuis horizontaux, soumise à la flexion.

La résistance à la traction est notée par «  $f_{tj}$  » ; elle est définie selon l'Art A.2.1, 12 BAEL91/M99 par la relation :

$$f_{tj} = 6 + 0,06 f_{cj} \quad (MPa) \quad (2.2)$$

### b) Module de déformation longitudinale « module de Young »

Ce module est connu sous le nom de module de " Young" ou module de déformations longitudinales, il est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou de courte durée d'application. Il est mesuré à partir de la courbe ( $\sigma - \varepsilon$ ) d'un test de courte durée, il représente le module d'élasticité sous chargement accidentel.

Pour un chargement de durée d'application inférieure à 24 heures, ce module est donné selon l'Art A.2.1, 21, BAEL91/M99 par la formule suivante :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (MPa) \quad (2.3)$$

Pour un chargement de longue durée, ce module est donné selon l'Art.A.2.1, 22, BAEL91/99 par la formule :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (MPa) \quad (2.4)$$

### c) Coefficient de Poisson

Le coefficient de poisson représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale. Il est donné selon l'Art A.2.1, 3, BAEL91/M 99 comme suit :

- **E.L.U** :  $\nu = 0$  calcul des sollicitations (béton fissuré)
- **E.L.S** :  $\nu = 0,2$  calcul des déformations (béton non fissuré)

Le tableau 2.1 regroupe toutes les propriétés mécaniques du béton.

**Tableau 2.1.** Propriétés mécaniques de béton utilisée

Résistance à la compression à 28jours	Résistance à la Traction à 28jours	Module d'élasticité		Coefficient de Poisson	
		Instantané	Différé	E.L.U	E.L.S
$f_{c28} (MPa)$	$f_{t28} (MPa)$	$E_{i28} (MPa)$	$E_{v28} (MPa)$	$\nu$	
25 MPa	1,1 MPa	32164.20	10721.40	0	0,2

**d) Les contraintes limites de calcul**

On distingue deux états limites de calcul selon le règlement BAEL91/M 99

- **Contraintes limitent à l'état limite ultime (E.L.U)**

Généralement par la limite de résistance mécanique de laquelle il y a ruine de l'ouvrage ; dans ce cas, la contrainte est définie par (l'art, A.4.3, 41. BAEL91/M 99) :

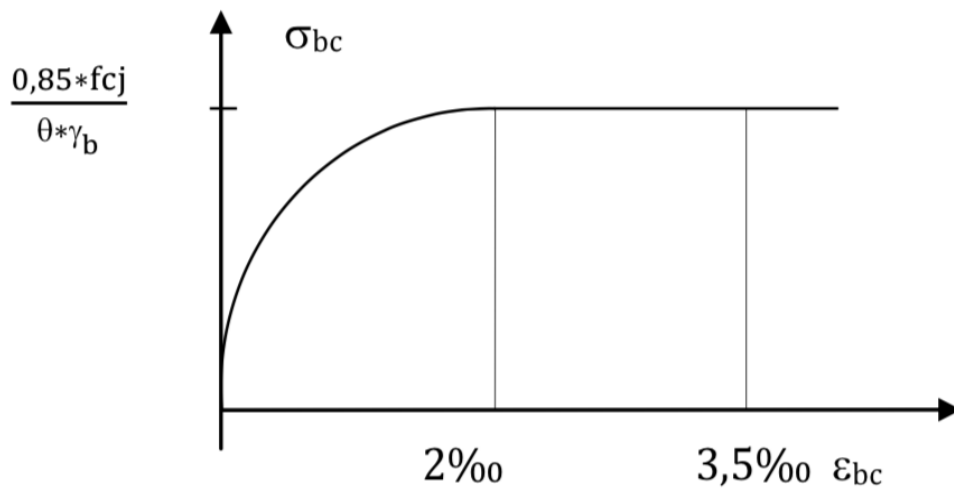
$$f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\gamma_b} \quad (2.5)$$

**Avec :**

$\gamma_b$  est le Coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1,5$  Cas des situations durables ou transitoires....  $f_{bu} = 14,17MPa$

$\gamma_b = 1,15$  cas des situations accidentelles.....  $f_{bu} = 18,48MPa$

**Figure 2.2 :** Diagramme Contrainte-Déformation à l'ELU (BAEL, 91/M 99)

- **Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S)**

L'état limite de service est un état de chargement au-delà duquel la construction ne peut assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue ; on distingue :

- L'état limite de service vis-à-vis de la compression de béton
- L'état limite de service d'ouverture des fissures.
- L'état limite de service de déformation.

La contrainte limite de service est donnée par : l'Art A.4.5.2, CBA 93

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} \quad (2.6)$$

Pour notre cas:

$$f_{c28} = 25\text{MPa} \text{ on trouve : } \sigma_{bc} = 15\text{MPa}$$

#### 2.4.2. Aciers

Afin de remédier au problème de non résistance du béton à la traction, on intègre dans les pièces de béton des armatures d'acier pour reprendre les efforts de traction. Les aciers utilisés pour constituer les pièces en béton armé sont :

- Ronds lisses (R.L) : *FeE240*
- Barres à haute adhérences (HA) : *FeE400*
- Treillis soudés (TS) : *TLE520*  $\emptyset = 6 \text{ mm}$  pour les dalles.

##### a) Les limites élastiques

- Les ronds lisses (R.L):  $f_e = 235\text{MPa}$
- Barres à haute adhérence (HA) :  $f_e = 400\text{MPa}$ .
- Treillis soudés (TS) :  $f_e = 520\text{MPa}$ .

##### b) Module d'élasticité des aciers

Les aciers sont aussi caractérisés par le module d'élasticité longitudinale. Les expériences ont montré que sa valeur est fixée quel que soit la nuance de l'acier (l'art A.2.2,1. BAEL91).

$$E_s = 2,1 \times 10^5 \text{MPa} \quad (2.7)$$

Le tableau 2.2 regroupe les différentes caractéristiques des aciers utilisés pour constituer les éléments en béton armé pour notre étude.

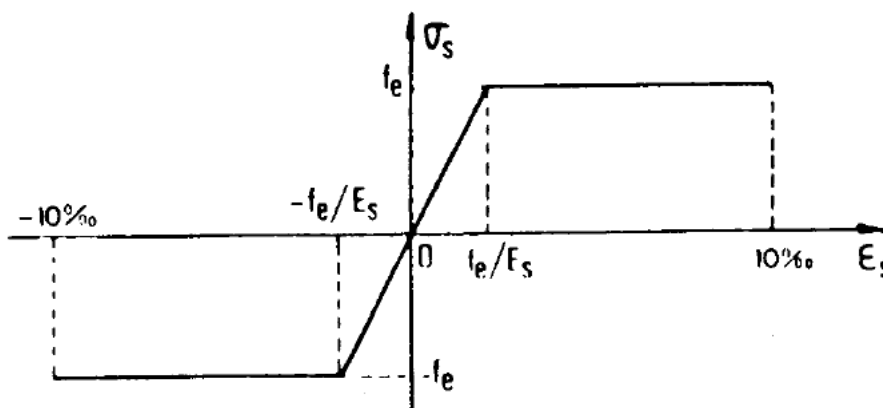
**Tableau 2.2.** Propriétés mécaniques de l'acier

Type d'acier	Ronds lisses	Barres à hautes adhérences	Treillis soudés
Désignations (Nuance)	Fe E22 Fe E24	215 235	TLE520
Limites élastiques (MPa)	Fe E40/50	400/500	520
Utilisation	Armatures transversales	Armatures longitudinales et transversales	Plancher et dallage

**c) Les contraintes limites de calcul**

**d) Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U)**

On adopte le diagramme contraintes- déformations suivant :



**Figure 2.3:** Diagramme contraintes – déformations de l'acier à l'ELU (BAEL, 91/M 99)

Avec :

$f_e$  : Contrainte limite élastique.

$\epsilon_s$  : Déformation (allongement) relative de l'acier  $\epsilon_s = \frac{\Delta L}{L}$

$\sigma_s$  : Contrainte de l'acier  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité de l'acier.

$\gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{cas des situations durables ou transitoires.} \\ 1.00 & \text{cas des situations accidentelles.} \end{cases}$

Pour les aciers FeE400 on a :  $\zeta_{\epsilon_s} = \frac{400}{1,15 \times 2,1 \cdot 10^5} = 1.74 \text{ ‰}$

### e) Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S)

C'est l'état où on fait les vérifications des contraintes par rapport aux cas appropriées :

- Fissuration peu nuisible : pas de vérification.
- Fissuration préjudiciable :  $\sigma_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e ; 150\eta\right)$  (MPa)
- Fissuration très préjudiciable :  $\sigma_s = \min\left(\frac{1}{2}f_e ; 110\eta\right)$  (MPa)

$\eta$  : Coefficient de fissuration

$\eta = 1,00$  pour les aciers ronds lisse.

$\eta = 1,60$  pour les aciers à haute adhérence.

- **Coefficient d'équivalence**

Le coefficient d'équivalence noté « $\eta$  » est le rapport de (l'art A.4.5,1. BAEL91) :

$$\eta = \frac{E_s}{E_b} = 15 \quad (2.8)$$

$\eta$  : Coefficient d'équivalence.

$E_s$  : Module de déformation de l'acier.

$E_b$  : Module de déformation du béton

## 2.5. Hypothèses de calcul

Le calcul en béton armé aux états limites ultimes est basé sur les hypothèses suivantes :

- Les sections droites restent planes après déformations.
- Il n'y a pas de glissement entre es armature acier et le béton.
- Le béton tendu est négligé dans le calcul de la résistance à cause de sa faible résistance à la traction.
- Le raccourcissement unitaire du béton est limité 3.5‰ en flexion simple ou composée et à 2‰ dans le cas de la compression simple.
- L'allongement unitaire dans les aciers est limité à 10‰ .
- La contrainte de calcul, notée "  $\sigma_s$  " et qui est définie par la relation :  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$
- Allongement de rupture :  $\varepsilon_s = 10\%$

## 2.6. Combinaisons de calcul

Les justifications produites doivent montrer pour les divers éléments d'une structure et pour l'ensemble de celle-ci, les sollicitations de calcul définies dans les articles qui suivent ne provoquent pas le phénomène que l'on veut éviter.

### 2.6.1. Etat limite ultime

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante (l'art B 6.1.2.1. CBA 93) :

$$1,35G + 1,5Q \quad (2.9)$$

### 2.6.2. Etat limite de service

Combinaison d'action suivante (l'art B 6.1.2.1. CBA 93):

$$G + Q \quad (2.10)$$

S'il y a intervention des efforts horizontaux dus au séisme, les règles parasismiques algériennes ont prévu des combinaisons d'action suivantes (l'art 5.2. RPA 99 version 2003) :

$$G + Q \pm Ex \quad (2.11)$$

$$G + Q \pm Ey \quad (2.12)$$

$$0,8G + Ex \quad (2.13)$$

$$0,8G + Ey \quad (2.14)$$

G : charge permanente

Q : charge d'exploitation

E : effort de séisme

## 2.7. Pré dimensionnement des éléments structuraux

Pour assurer une bonne tenue et la stabilité de l'ouvrage, il faut que tous les éléments de la structure soient pré-dimensionnés pour résister à la différente sollicitation :

- ✓ Sollicitation verticale : dues aux charges permanentes, surcharge du plancher, poutrelle et poutre ; poteau.
- ✓ Sollicitation horizontale : dues aux effets du vent et du séisme.

Le prédimensionnement et descente de charges éléments de la structure est conforme aux règles BAEL91 et RPA99 /version2003.

### 2.7.1. Pré dimensionnement et charges des planchers

Les planchers sont constitués des poutrelles préfabriquées en béton armé disposées parallèlement et espacées de 0,60m et associées aux corps creux avec dalle de compression mince en béton armé (figure 2.4).

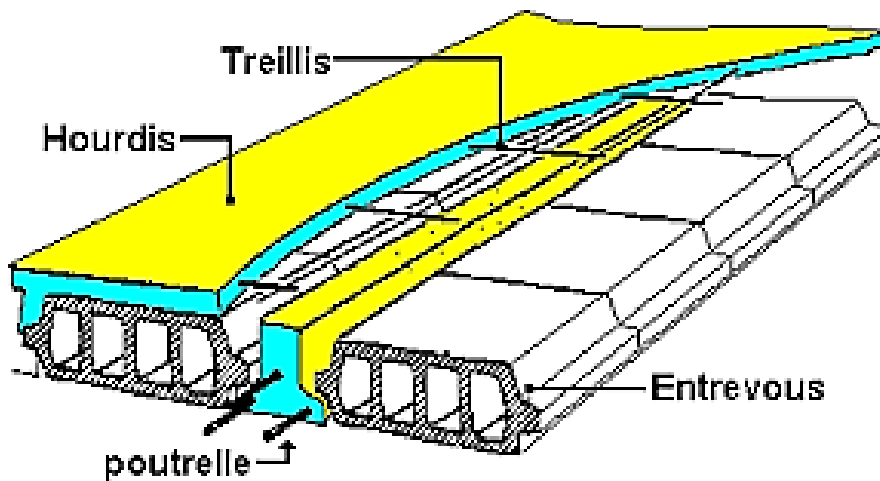


Figure 2.4: éléments principaux d'un plancher à corps creux

#### 2.7.1.1. L'épaisseur du plancher

Pour le pré dimensionnement de l'épaisseur du plancher on utilise la formule empirique suivante :

Selon l'article Art : 6.8.4.2.1 dans les règles CBA93, le pré-dimensionnement d'un plancher à corps creux (figure 2.5) se fait par satisfaction de la condition de la flèche suivante :

$$\frac{L}{25} \leq e_t \leq \frac{L}{20} \quad \text{et} \quad e_t = d + e \quad (2.15)$$

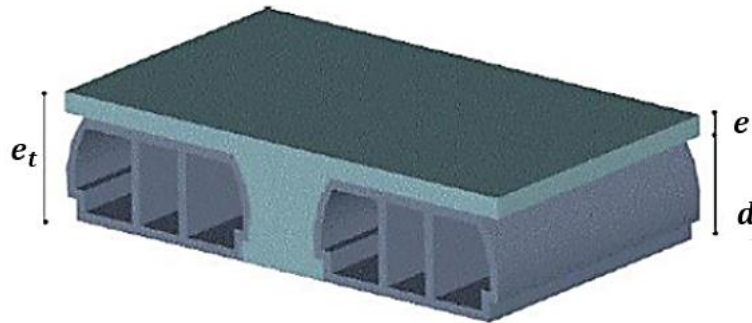
Avec :

$e_t$  : Épaisseur du plancher

$e$  : Épaisseur de dalle de compression

$d$  : La hauteur de corps creux

$L$  : La poutrelle la plus longue entre nus d'appuis



**Figure 2.5 :** plancher a corps creux

Pour notre cas, on a :  $L = 5,30$  m

$$\frac{530}{25} \leq e_t \leq \frac{530}{20}$$

Donc:  $21.2\text{cm} \leq e_t \leq 26.5\text{cm}$

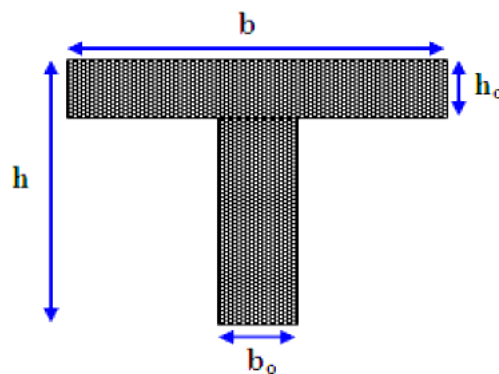
On prend :

$$e_t = 24\text{cm}$$

- On adopte un plancher d'une épaisseur
  - $d = 20$  cm (hauteur de corps creux)
  - $e = 04$  cm (épaisseur de dalle de compression).

### 2.7.1.2. Les poutrelles

Ce sont des petites poutres en béton armé formant l'ossature d'un plancher (figure 2.5); elles se calculent à la flexion simple (solidaires avec la dalle de compression). La section transversale de la poutrelle assimilée à une section en « T ».



**Figure. 2.6 :** Coupe transversale d'une poutrelle.

**Calcul de la hauteur de la poutrelle**

$$\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20}$$

Avec :

$h_t$ : La hauteur de la poutrelle.

$L$  : la longueur max de la poutre ( $L=5.30m$ ).

**Donc :**  $\frac{530}{25} \leq h_t \leq \frac{530}{20}$  donc:  $21.2cm \leq h_t \leq 26.5cm$

On prend :

$$h_t = 24cm$$

- L'épaisseur du corps creux :  $d= 20$  cm.
- Epaisseur de la dalle de compression :  $h_0 = h_t - d = 24-20= 4cm$
- La largeur de la poutrelle :  $b = b_0 + 2 C_1$       **avec :**  $b_0 = 12$  cm

Le corps Creux utilisé pour ce plancher :  $D_C = 53$  cm

$$C_l \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{D_c}{2} = 26.5 \text{ cm} \\ \frac{l_{max}}{10} = \frac{530}{10} = 53cm \\ (6; 8)h_0 = 24 \text{ à } 32 \text{ cm} \end{array} \right.$$

On prend :  $C_1 = 26,5$  cm

D'où  $b = 65cm$

**2.7.1.3. Evaluation des charges**

- **Plancher terrasse inaccessible :**

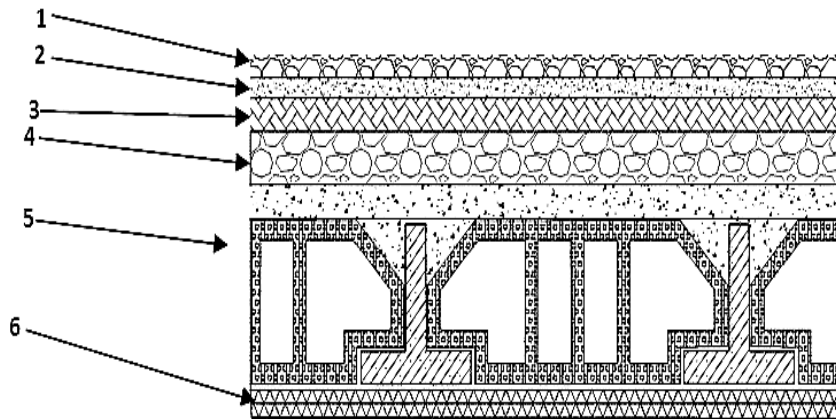


Figure. 2.7 : Coupe transversale d'un plancher terrasse inaccessible

Tableau 2.3 : Descentes des charges de plancher de terrasse.

N°	Composants	Epaisseur (m)	$\rho$ (kN/m <sup>3</sup> )	G(kN/m <sup>2</sup> )
1	Gravillon de protection	0.04	20	0.80
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Liège (isolant)	0.04	4	0.16
4	Forme de pente	0.12	22	2.64
5	Plancher à corps creux (20+4)	0.16+0.04	/	3.30
6	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
<b>Charge permanente G =</b>				<b>7.22</b>
<b>Charge d'exploitation Q =</b>				<b>1.00</b>

- Plancher étage courant

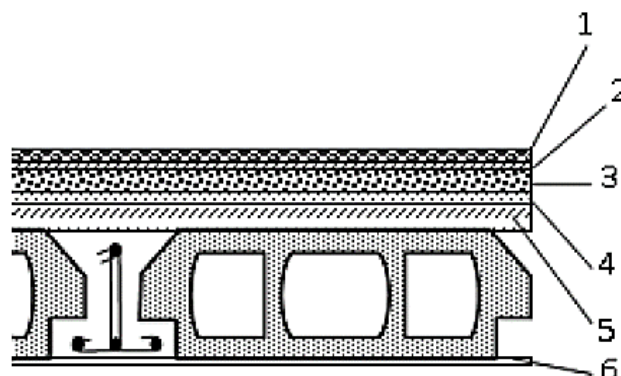


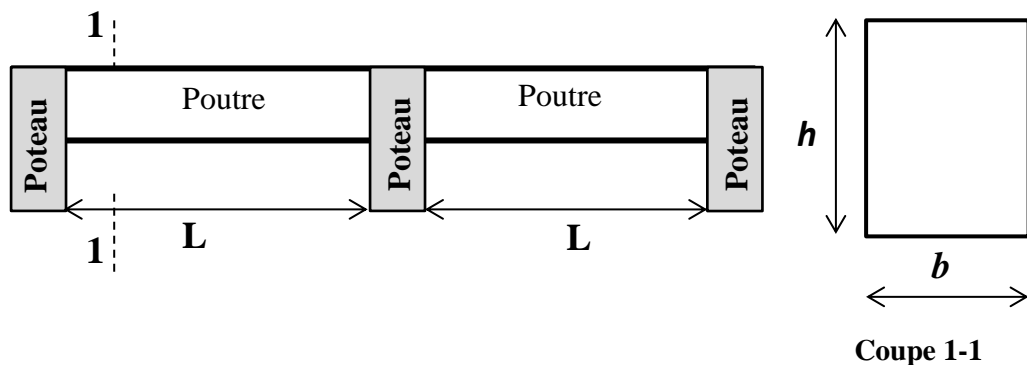
Figure. 2.8 : Coupe transversale d'un plancher d'étage courant

**Tableau 2.4 :** Charges du plancher courant

N°	Matériaux	Epaisseur (m)	$\rho$ (kN/m <sup>3</sup> )	G (kN/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Plancher à corps creux (20+4)	0.16+0.04	/	3.30
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
6	Cloison de distribution	0.10	/	1
<b>Charge permanente G =</b>				<b>5.66</b>
<b>Charge d'exploitation Q =</b>				<b>1.5</b>

## 2.7.2. Pré dimensionnement des portiques

### 2.7.2.1. Poutres

**Figure. 2.9 :** Section transversale d'une poutre.

La hauteur  $h$  et la largeur  $b$  des poutres principales et secondaires doivent satisfaire aux dimensions minimales selon l'article Art : 7.5.1 dans les règles RPA99 modifié en 2003.

$$\begin{cases} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ h/b \leq 4.0 \end{cases} \quad (2.16)$$

La hauteur de la poutre est déterminée par l'expression suivante :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \quad (2.17)$$

$L_{max}$ : Longueur de la portée maximale de la poutre entre nus d'appuis (figure 2.1) ;

**h** : Hauteur de la poutre.

La largeur de la poutre est en fonction de sa hauteur, est donnée comme suit

$$0.3(h) \leq b \leq 0.7(h) \quad (2.18)$$

**a) Poutres principales**

**On a:**  $L_{\max} = 5.3 \text{ m}$

$$530 / 15 \leq h \leq 530 / 10 \Rightarrow 35.33 \text{ cm} \leq h \leq 56 \text{ cm} \Rightarrow \mathbf{h = 45 \text{ cm}}$$

$$0.3(45) \leq b \leq 0.7(45) \Rightarrow 13.5 \text{ cm} \leq b \leq 31.5 \text{ cm} \Rightarrow \mathbf{b = 30 \text{ cm}}$$

**Conditions du RPA99:**

$$h = 45 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 45 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

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

$$h/b = 45/30 \leq 4 \Rightarrow 1.5 \text{ cm} < 4 \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

**b) Poutre secondaire**

**Critère de rigidité : « BAEL, 91 M 99 »**

**On a:**  $L_{\max} = 4.8 \text{ m}$

$$480 / 15 \leq h \leq 480 / 10 \Rightarrow 32 \text{ cm} \leq h \leq 48 \text{ cm} \Rightarrow \mathbf{h = 40 \text{ cm}}$$

$$0.3(40) \leq b \leq 0.7(40) \Rightarrow 12 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm} \Rightarrow \mathbf{b = 30 \text{ cm}}$$

**Conditions du RPA99:**

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

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

$$h/b = 40/30 \leq 4 \Rightarrow 1.33 \text{ cm} < 4 \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

Toutes les conditions des RPA99 modifié en 2003 sur les dimensions des poutres sont satisfaites, Donc on adopte :

- Des poutres principales :  $(b \times h) = (30 \times 45) \text{ cm}^2$
- Des poutres secondaires :  $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$

**2.7.2.2. Poteaux**

D'après l'article B.8.4.1 du CBA93 l'effort normal agissant ultime  $N_u$  d'un poteau doit être au plus égal à la valeur suivante :

$$N_u \leq \alpha \left[ \frac{Br.f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \quad (2.19)$$

Avec :

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité du béton tel que :

- 1,5 situation durable ou transitoire.
- 1,15 situation accidentelle.

$\gamma_s$  : Coefficient de de sécurité du l'acier tel que :

- 1,15 situation durable ou transitoire.
- 1 situation accidentelle

$f_{c28}$  : contrainte de compression du béton à 28 jours (Ici on prend  $f_{c28} = 25$  MPa)

$A_s$  : section d'acier minimale

$f_e$  : contrainte limite élastique des aciers (Ici on prend  $f_e = 400$  MPa)

$\alpha$ : Coefficient de réduction destiné à tenir compte à la fois des efforts du second ordre et de l'excentricité additionnelle.

$$\alpha = \frac{0,85}{1+0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)} \text{ pour } \lambda \leq 50 \quad (2.20)$$

$$\alpha = 0,6\left(\frac{50}{\lambda}\right) \text{ pour } 50 < \lambda \leq 70 \quad (2.21)$$

$\lambda$  : L'élanement du poteau considéré

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad (2.22)$$

$l_f$  : Longueur de flambement

D'après l'article B 8.3.3.1. du **CBA93** Pour les bâtiments à étages qui sont contreventés par des voiles en béton armé, la longueur

$$l_f = 0.7l_0 \quad (2.23)$$

$l_0$  : Hauteur libre du poteau.

Pour les poteaux carrés, il est préférable de prendre  $\lambda=24.73 \rightarrow \alpha = 0.969$

**B** : aire total de la section du poteau.

**Br** : la section réduite d'un poteau obtenue en déduisant de la section réelle 1cm d'épaisseur sur toute son périphérie tel que :

Poteaux rectangulaires ;  $Br = (a - 0.02) \times (b - 0.02)m^2$

On tire de l'équation (2.19) la valeur de  $B_r$

$$B_r \geq \frac{Nu}{\alpha \left[ \frac{fc28}{0.9\gamma_b} + \frac{As \times fe}{B \gamma_s} \right]} \quad (2.24)$$

Alors :

- $B_r = 0.609N_u$                       avec :  $N_u = 1.35G + 1.5Q$
- $B_r = (a - 0, 02) (b - 0, 02)$ ;    On a:  $a = b \Rightarrow B_r = (a - 0, 02)^2$

$$N_u = 1.35G + 1.5Q$$

Avec :

G : poids propre des éléments qui sollicitent le poteau considéré.

Q : surcharge d'exploitation qui sollicite le poteau

**Les charges permanentes** : on fait la descente des charges du plancher terrasse jusqu'au RDC, on majore de 10% la charge permanente pour tenir compte les poids propres des poteaux et des poutres

**Les charges d'exploitation** : Chaque plancher d'un immeuble est calculé pour la charge d'exploitation maximale qu'il est appelé à supporter. Toutefois, comme il est peu probable que tous les planchers d'une même construction soient soumis, en même temps, à leurs charges d'exploitation maximales, on réduit les charges transmises aux fondations (l'art 6.3 DTR B.C 2.2).

Soit  $Q_0$  la charge d'exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment,  $Q_1, Q_2, \dots, Q_n$  les charges d'exploitation respectives des planchers des étages 1, 2, ..., n numérotés à partir du sommet du bâtiment

On adoptera pour le calcul des points d'appui les charges d'exploitation suivantes :

- Sous terrasse..... $Q_0$
- Sous dernier étage ..... $Q_0 + Q_1$
- Sous étage immédiatement inférieur (étage 2).....  $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$
- Sous étage immédiatement inférieur (étage 3).....  $Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$
- Sous l'étage n quelconque..... $Q_n = Q_0 + (3+n)/n(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$

Le coefficient  $(3+n)/2n$  étant valable pour  $n \geq 5$ .

Lorsque les charges d'exploitation sont les mêmes pour tous les étages, la loi de dégression établie précédemment se fait d'un ordre de 10 % par étage jusqu'à 0.5  $Q$ , valeur conservée pour les étages inférieures suivants

#### D'après l'article 7.4.1 dans l'RPA99 version 2003

- $\text{Min}(b, h) \geq 25 \text{ cm}$ . En zones I et IIa
- $\text{Min}(b, h) \geq 30 \text{ cm}$ . En zones IIb et III
- $\text{Min}(b, h) \geq h_e/20$
- $\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$

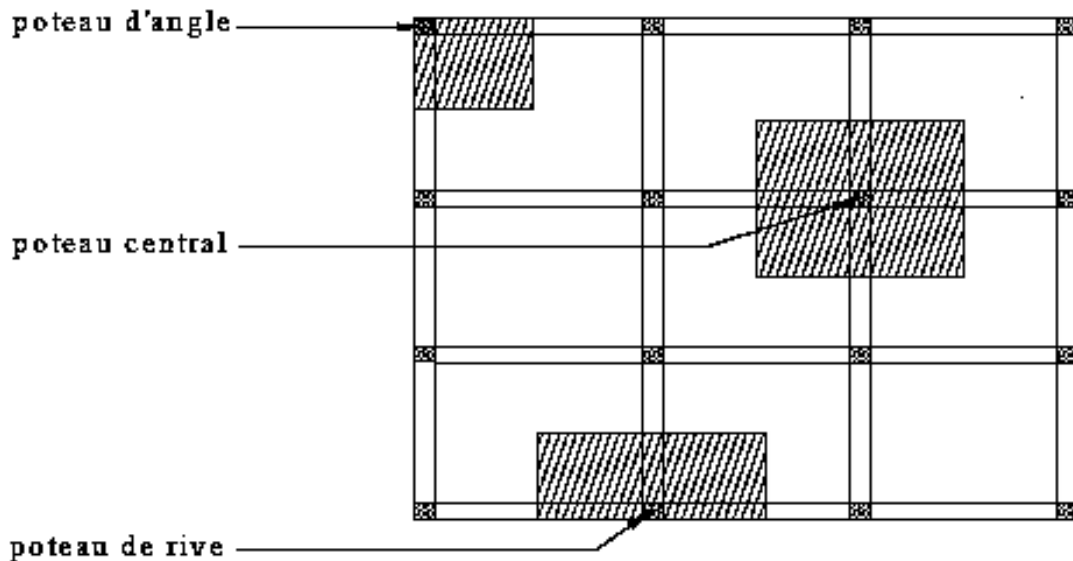


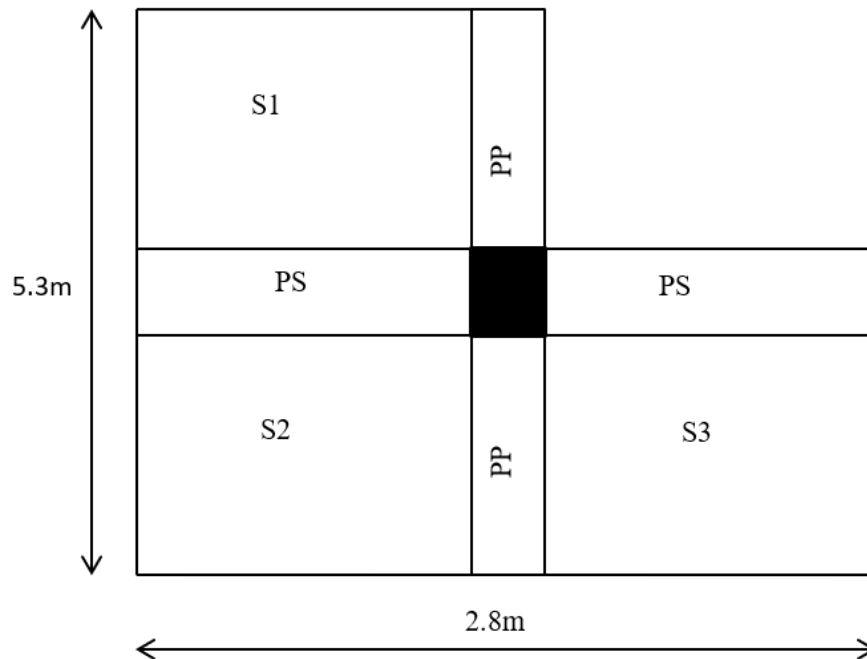
Figure. 2.10 : Types des poteaux

Nous avons trois types de poteaux :

**a- Poteau de rive**

Le poteau le plus sollicité est à une surface offerte

$$S = S1 + S2 + S3 = 12.04 \text{ m}^2$$



**Figure. 2.11 : Poteau de rive**

**Calcul des charges et surcharges revenant au poteau**

• Niveau terrasse

Plancher	$12.04 \times 7.22 = 89.53 \text{ KN}$
Poutres porteuse	$0.45 \times 0.3 \times 25 \times 5.3 = 17.89 \text{ KN}$
Poutres non porteuse	$0.4 \times 0.3 \times 25 \times 2.8 = 8.4 \text{ KN}$
Surcharges	$1 \times 12.04 = 12.04 \text{ KN}$

$$G = 115.82 \text{ KN}$$

$$Q = 12.04 \text{ KN}$$

- **Niveau étage courant +RDC**

Plancher	$12.04 \times 5.66 = 68.15KN$
Poutres porteuse	$0.45 \times 0.3 \times 25 \times 5.3 = 17.89KN$
Poutres non porteuse	$0.4 \times 0.3 \times 25 \times 2.8 = 8.4KN$
Surcharges	$1.5 \times 12.04 = 18.06KN$
	<b><math>G = 94.44KN</math></b>
	<b><math>Q = 18.06KN</math></b>

Pour une section carrée  $Br = 0.609N_u$  d'où :  $a = (Br)^{1/2} + 0,02$

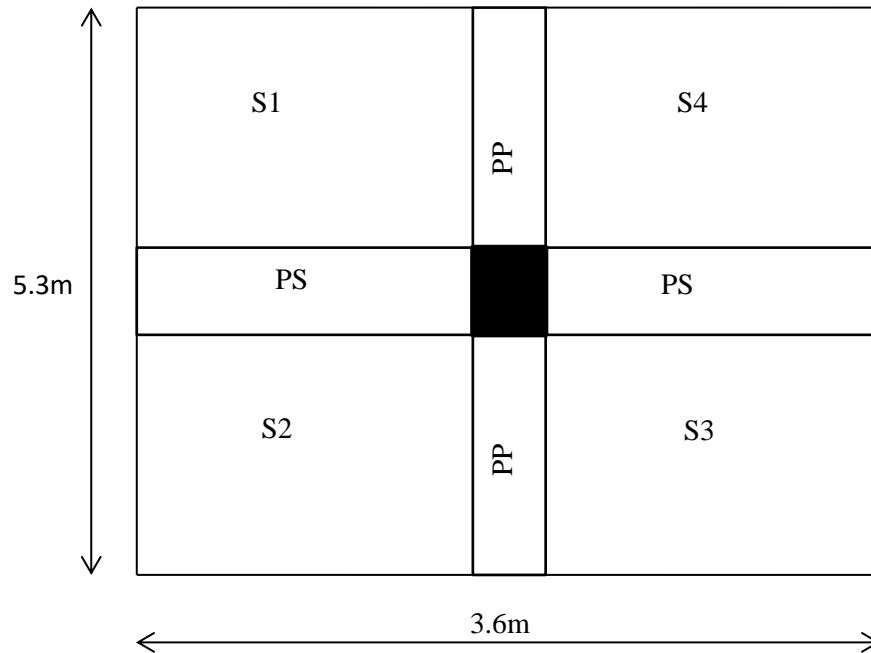
**Tableau 2.5:** choix des sections des poteaux

NIV	G (KN)	NG (KN)	Q (KN)	NQ (KN)	Nu (KN)	Br (cm <sup>2</sup> )	A (cm)	RPA (cm <sup>2</sup> )	Choix (cm <sup>2</sup> )
6	115.82	115.82	12.04	12.04	174.417	106.22	10.32	25×25	25×25
5	94.44	210.26	18.06	30.1	329.001	200.361	14.17	25×25	25×25
4	94.44	304.7	18.06	46.354	480.606	292.69	17.12	25×25	25×25
3	94.44	399.14	18.06	60.802	630.042	383.69	19.608	25×25	25×25
2	94.44	493.58	18.06	73.444	776.493	472.88	21.77	25×25	25×25
1	94.44	588.02	18.06	84.28	920.247	560.43	23.69	25×25	25×25
RDC	94.44	682.46	18.06	93.31	1061.286	646.32	25.44	25×25	30×30

**b- Poteau central**

Le poteau le plus sollicité est à une surface offerte

$$S = S1 + S2 + S3 + S4 = 19.08 \text{ m}^2$$



**Figure. 2.12 : Poteau central**

### Calcul des charges et surcharges revenant au poteau

- **Niveau terrasse**

Plancher	$19.08 \times 7.22 = 137.76 \text{ KN}$
Poutres porteuse	$0.45 \times 0.3 \times 25 \times 5.3 = 17.89 \text{ KN}$
Poutres non porteuse	$0.4 \times 0.3 \times 25 \times 3.6 = 10.8 \text{ KN}$
Surcharges	$1 \times 19.08 = 19.08 \text{ KN}$

$$G = 166.45 \text{ KN}$$

$$Q = 19.08 \text{ KN}$$

- **Niveau étage courant + RDC**

Plancher	$19.08 \times 5.66 = 107.99 \text{ KN}$
Poutres porteuse	$0.45 \times 0.3 \times 25 \times 5.3 = 17.89 \text{ KN}$
Poutres non porteuse	$0.4 \times 0.3 \times 25 \times 3.6 = 10.8 \text{ KN}$
Surcharges	$1.5 \times 19.06 = 28.62 \text{ KN}$

$$G = 136.68 \text{ KN}$$

$$Q = 28.62 \text{ KN}$$

Pour une section carrée  $Br = 0.609N_u$  d'où :  $a = (Br)^{1/2} + 0,02$

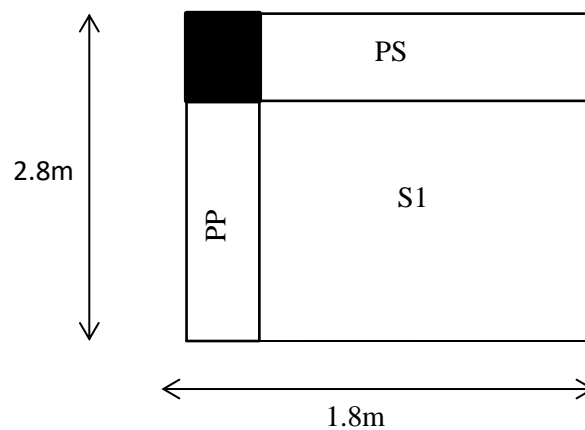
**Tableau 2.6** : choix des sections des poteaux

NIV	G (KN)	NG (KN)	Q (KN)	NQ (KN)	Nu (KN)	Br (cm <sup>2</sup> )	A (cm)	RPA (cm <sup>2</sup> )	Choix (cm <sup>2</sup> )
6	166.45	166.45	19.08	19.08	253.33	154.28	12.44	25×25	25×25
5	136.683	303.133	28.62	47.70	480.78	248.95	15.8	25×25	25×25
4	136.683	439.816	28.62	73.46	703.94	428.7	20.73	25×25	25×25
3	136.683	576.499	28.62	96.35	882.3	537.32	23.2	25×25	25×25
2	136.683	713.182	28.62	116.39	1137.381	692.7	26.34	25×25	30×30
1	136.683	849.865	28.62	133.56	1347.66	820.725	28.67	25×25	30×30
RDC	136.683	986.54	28.62	147.87	1553.634	946.16	30.77	25×25	35×35

**c- Poteau d'angle**

Le poteau le plus sollicité est à une surface offerte

$$S = S1 = 5.04 \text{ m}^2$$

**Figure. 2.13** : Poteau central

**Calcul des charges et surcharges revenant au poteau**

- **Niveau terrasse :**

Plancher	$5.04 \times 7.22 = 36.389 \text{ KN}$
Poutres porteuse	$0.45 \times 0.3 \times 25 \times 2.8 = 9.24 \text{ KN}$
Poutres non porteuse	$0.4 \times 0.3 \times 25 \times 1.8 = 5.4 \text{ KN}$
Surcharges	$1 \times 5.04 = 5.04 \text{ KN}$
	<b><math>G = 51.029 \text{ KN}</math></b>
	<b><math>Q = 5.04 \text{ KN}</math></b>

- **Niveau étage courant +RDC :**

Plancher	$5.04 \times 5.66 = 28.53 \text{ KN}$
Poutres porteuse	$0.45 \times 0.3 \times 25 \times 2.8 = 9.24 \text{ KN}$
Poutres non porteuse	$0.4 \times 0.3 \times 25 \times 1.8 = 5.4 \text{ KN}$
Surcharges	$1.5 \times 5.04 = 7.56 \text{ KN}$
	<b><math>G = 43.17 \text{ KN}</math></b>
	<b><math>Q = 7.56 \text{ KN}</math></b>

Pour une section carrée  $Br = 0.609N_u$  d'où :  $a = (Br)^{1/2} + 0,02$

**Tableau 2.7 :** choix des sections des poteaux

NIV	G (KN)	NG (KN)	Q (KN)	NQ (KN)	Nu (KN)	Br (cm <sup>2</sup> )	A (cm)	RPA (cm <sup>2</sup> )	Choix (cm <sup>2</sup> )
6	51.03	51.03	5.04	5.04	76.45	46.56	6.84	25×25	25×25
5	43.17	94.20	7.56	12.6	146.07	88.96	9.452	25×25	25×25
4	43.17	137.37	7.56	19.404	214.55	130.66	11.45	25×25	25×25
3	43.17	180.54	7.56	25.452	281.90	171.68	13.12	25×25	25×25
2	43.17	223.71	7.56	30.744	307.62	187.34	13.71	25×25	25×25
1	43.17	266.88	7.56	35.28	398.21	242.51	15.60	25×25	25×25
RDC	43.17	310.05	7.56	39.06	477.16	290.60	17.06	25×25	25×25

### 2.7.3. Voiles

Le pré dimensionnement des murs en béton armé est justifié par l'article 7.7 de RPA 99 versions 2003.

Les voiles servent, d'une part, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et/ou vent), et d'autre part, à reprendre les efforts verticaux (poids propre et autres) qu'ils transmettent aux fondations.

- Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales : effets de séisme et/ou du vent.
- Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.

D'après le **RPA 99** article 7.7.1 les voiles sont considérés comme des éléments satisfaisants à la condition :  $L \geq 4a$ . Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

**Avec :**

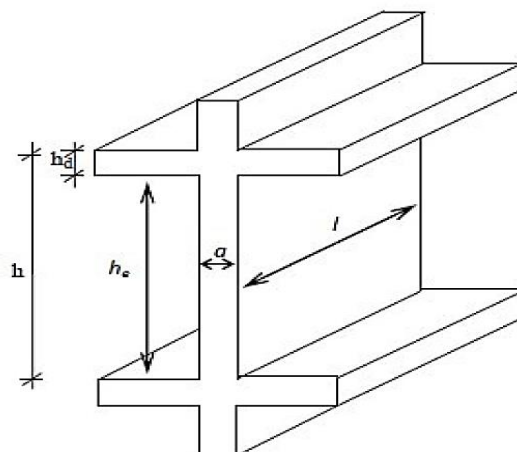
$L$  : longueur de voile.

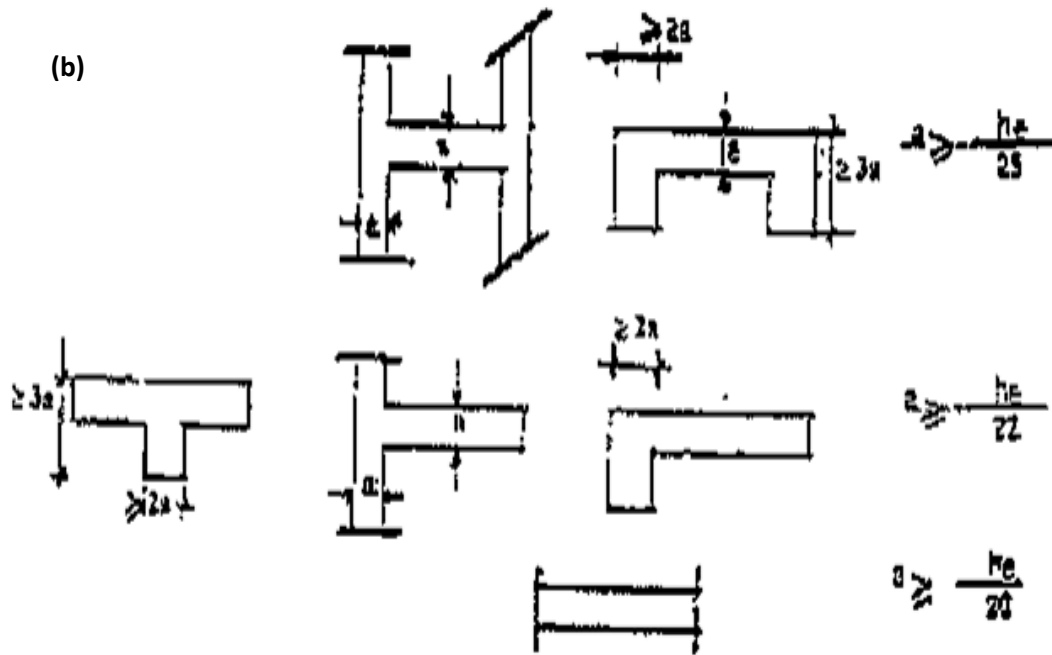
$a$  : épaisseur du voile.

$h_e$  : hauteur d'étage libre

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

(a)





**Figure 2.14:** (a). Coupe de voile en Élévation, et (b). Coupes des voiles en plan pour différents cas.

$$a \geq (he/25, he/22, he/20).$$

**Dans notre cas:**  $a \geq \max (15\text{cm}; he/20, he/22)$

**Pour le RDC :**  $he = 2.61\text{m}$   $a \geq \max (15\text{cm}; 261/20, 261/22)$   $a \geq 15\text{cm}$ .

**Pour étage courant :**  $he = 2.61\text{m}$   $a \geq \max (15\text{cm}; 261/20)$   $a \geq 15\text{cm}$

Donc On adopte l'épaisseur des voiles : **a= 20cm** sur toute la hauteur de la structure.

## 2.8. Pré dimensionnement des éléments non structuraux

### 2.8.1. Dalles pleines

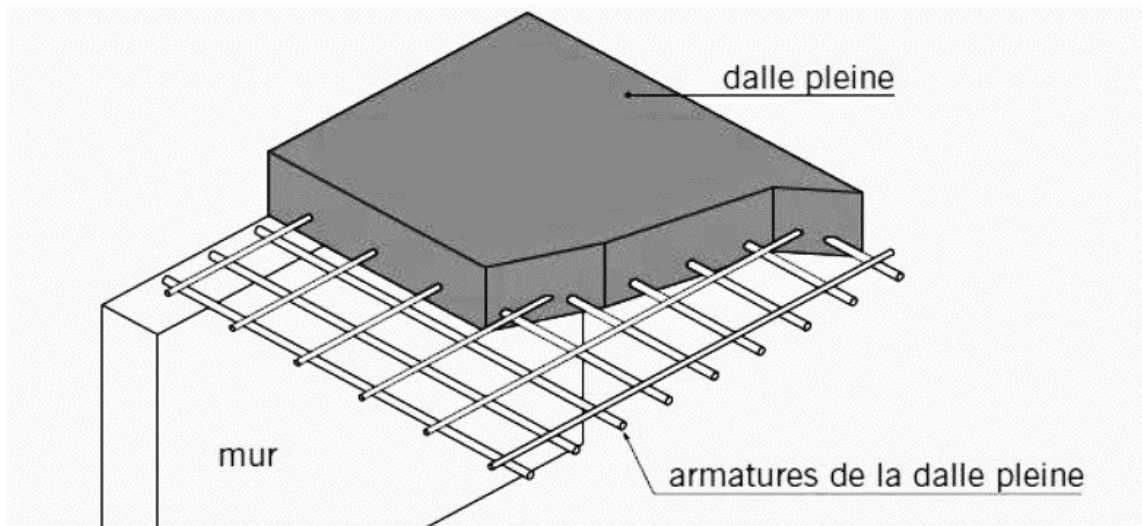
Une dalle pleine est un élément à contour généralement rectangulaire dont les appuis peuvent être continus (poutres, murs maçonnés) ou ponctuels (poteaux).

#### a) Pré dimensionnement des dalles

- $h \geq \frac{l_x}{20}$  Pour les dalles sur appuis simples avec  $\frac{l_x}{l_y} > 0.4$
- $\frac{l_x}{30} \geq h \geq \frac{l_x}{40}$  Pour les dalles continues avec  $\frac{l_x}{l_y} \leq 0.4$
- $\frac{l_x}{35} \geq h \geq \frac{l_x}{45}$  Pour les dalles continues avec  $0.4 \leq \frac{l_x}{l_y} \leq 1$

Avec :  $h$  : l'épaisseur de la dalle

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{140}{200} = 0.7 \geq 0.4 \rightarrow \frac{140}{20} < h$$



**Figure. 2.15** : Dalle pleine en béton armé.

L'épaisseur minimale est portée à 20 cm afin de respecter la réglementation acoustique et éviter les risques de poinçonnement et de fragilité vis-à-vis de l'effort tranchant, cette épaisseur permet également d'éviter les vérifications de déformation.

**On prend :**

**$h=20\text{cm}$**

b) **Evaluation des charges:**

**Tableau 2.8** : Charges des dalles pleines

Composants	Epaisseur (m)	$\rho$ (kN/m <sup>3</sup> )	G (kN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	0.02	20	0.40
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.02	18	0.36
Enduit en ciment	0.02	18	0.36
Dalle pleine	0.2	25	5
Charge permanente G			<b>6.52</b>
Charge d'exploitation Q	(Plancher terrasse)		<b>1.00</b>
	(Plancher courant)		<b>1.50</b>

### 2.8.2. Acrotère

#### a- Charges permanentes :

Poids propre :  $G1 = 25 \times S$

S : surface latérale de l'acrotère

$$S = (0,6 \times 0,1) + (0,07 \times 0,10) + (0,03 \times 0,10)/2 = 0,069 \text{ m}^2$$

$$G1 = 0,069 \times 25 = 1,73 \text{ kN/ml.}$$

Enduit en ciment (2cm) :

$$G2 = 18 \times 0,02 \times P$$

P : périmètre de la section de l'acrotère

$$P = 1,47 \text{ m}$$

$$G2 = 18 \times 0,02 \times 1,58 = 0,52 \text{ kN/ml.}$$

Charges permanentes

$$G=2.25 \text{ KN/ml}$$

#### b- Charges d'exploitation $\rightarrow Q=1 \text{ KN/ml}$

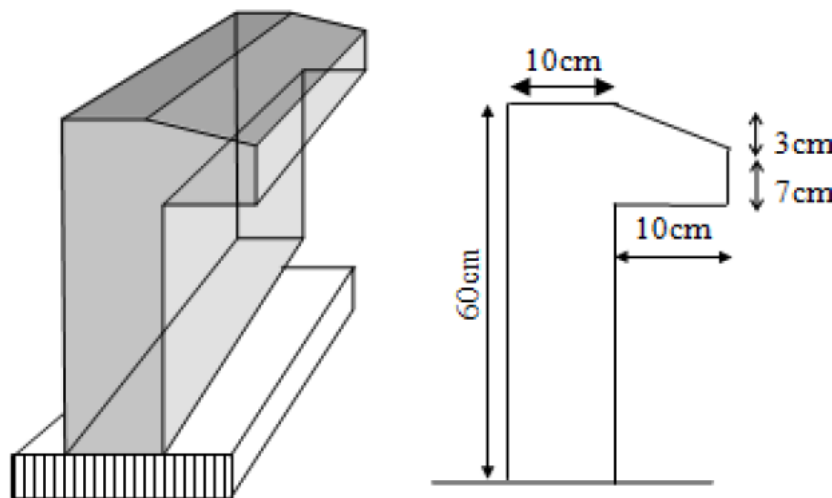
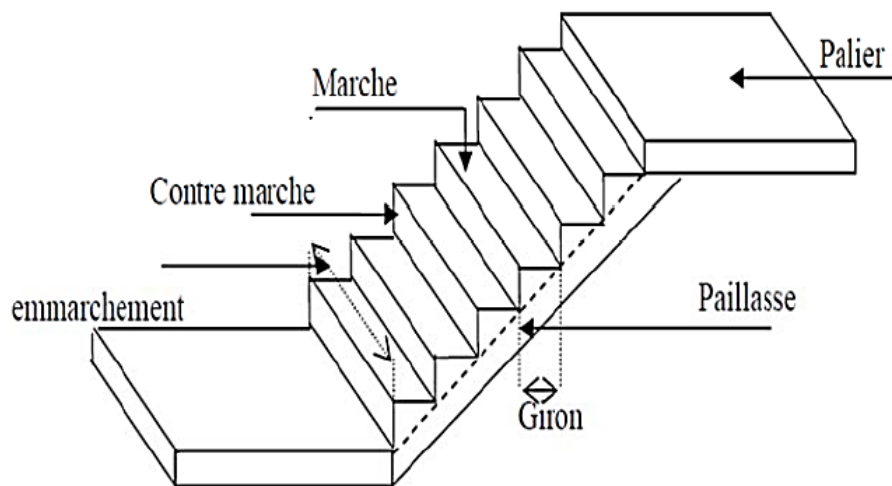


Figure 2.16 : Acrotère

### 2.8.3. Escaliers

L'escalier est un élément qui permet la circulation verticale entre les différents niveaux d'un bâtiment. Il est défini par son emmarchement, giron, contre marche et sa volée. L'escalier est conçu de manière à être parcouru par les utilisateurs avec un minimum d'effort et un maximum de sécurité



**Figure 2.17 :** Les éléments d'escalier

### ✓ Les Caractéristiques techniques

#### Etages courants

Hauteur :  $H_e=3,06$  m.

Détermination de nombre de marche et contre marche

Hauteur de la marche et contre marche à partir de la formule de BLONDEL :

On a :  $59 < 2h+g < 64$  et  $16\text{cm} < h < 18$  cm et  $27\text{cm} < g < 32\text{cm}$

$H=H_e/2$  et  $h=H/n$  et  $g=L/n-1$

En remplace h et g dans la formule de blondel

$$64n^2 - (64+2H+L) n + 2H = 0$$

$n=9,49$  on prend :  $n=10$  contre marche

$n-1=9$  Marche

$$h=153/10 = 15,3$$

$$h=15,3\text{cm}$$

$$g=270/9=30\text{cm}$$

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

$$\begin{cases} 59 \leq (g + 2h) \leq 64 \text{ cm} \\ (16 \leq h \leq 18) \text{ cm} \\ (27 \leq g \leq 33) \text{ cm} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 2h + g = 60.6 \text{ cm} \\ h = 15.3 \text{ cm} \\ g = 30 \text{ cm} \end{cases} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

L'inclinaison de la pailleasse :

$$\tan \alpha = \frac{H}{L} = \frac{153}{250} = 0.612 \rightarrow \alpha = 31.466^\circ$$

Alors :

- La longueur de pailleasse est égale à :  $l = \frac{2.5}{\cos 31.466} = 2.93 \text{ m}$

**a) Volée**

La volée de l'escalier est assimilée à une dalle simplement appuyée des deux côtés.

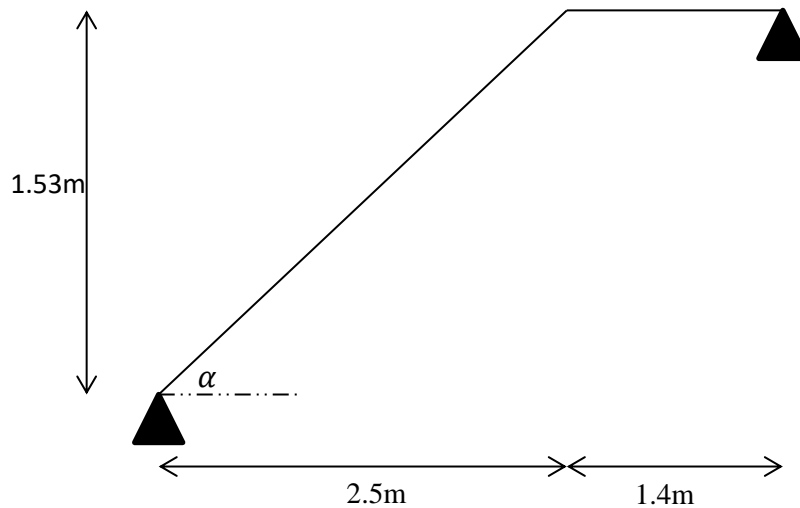
L'épaisseur de la pailleasse est comprise entre

$$L/30 < e_p < L/20 \quad \text{On a : } l = l_p + 1.2 = 2.93 + 1.2 = 4.13 \text{ m}$$

$$\rightarrow \frac{413}{30} < e_p < \frac{413}{20}$$

$$13.77 < e_p < 20.65$$

$$\text{On prend } e_p = 15 \text{ cm}$$



**Figure 2.18** : Schéma statique de l'escalier

**Tableau 2.9 : Charges de volée**

Composants	Epaisseur (m)	$\rho$ (kN/m <sup>3</sup> )	G (kN/m <sup>2</sup> )
Paillasse	0.15/cos $\alpha$	25	4.40
Marche	0.16/2	22	1.76
Revêtement	0.02	22	0.44
Mortier déposé	0.02	20	0.4
Enduit de plâtre	0.015	10	0.15
Garde de corps	/	/	0.6
Charge permanente G			<b>8.75</b>
Charge d'exploitation Q			<b>2.5</b>

**b) Palier****Tableau 2.10 : Valeurs de différents chargements de Palier**

Composants	Epaisseur (m)	$\rho$ (kN/m <sup>3</sup> )	G (kN/m <sup>2</sup> )
Revêtement	0.44	22	4.44
Mortier de pose	0.40	20	1.76
Lit de sable	0.36	18	0.44
Dalle pleine	5.4	25	0.4
Enduit en ciment	0.36	18	0.15
Charge permanente G			<b>6.96</b>
Charge d'exploitation Q			<b>2.5</b>

**2.8.4. Maçonnerie**✓ **Murs extérieurs (doubles cloisons)****Tableau 2.11 : Charges permanentes du mur extérieur.**

Composants	Epaisseur (m)	$\rho$ (kN/m <sup>3</sup> )	G (kN/m <sup>2</sup> )
Enduit extérieur en ciment	0.36	18	4.44
Brique creuse (15)	1.35	9	1.76
Briques creuses (10)	0.90	9	0.44
Lame d'air	-	-	0.4
Enduit en plâtre intérieur	0.2	10	0.15
Charge permanente G			<b>2.81</b>

**2.8.5. Dalle machine**

La dalle d'ascenseur doit avoir une certaine rigidité vu le poids de la machine Classification : ascenseur de classe I (pour les bâtiments à usage d'habitation), Groupe 2 de type 1000 (charge nominale 1000 kg)

-Capacité : 1000 kg (13 personnes)

Nous avons deux conditions à vérifier :

✓ **Résistance à la flexion**

$$\frac{l_x}{50} \leq e \leq \frac{l_x}{40}$$

$$\frac{160}{50} \leq e \leq \frac{160}{40}$$

$$3.2\text{cm} \leq e \leq 4\text{cm}$$

L'entreprise nationale des ascenseurs (E.N.A) préconise que l'épaisseur de la dalle machine est  $e \leq 25\text{cm}$ .

On prend :  $e=25\text{cm}$

**Tableau 2.12** : Valeurs de différents chargements de la dalle machinent

Composants	Epaisseur (m)	$\rho$ (kN/m <sup>3</sup> )	G (kN/m <sup>2</sup> )
Poids propre de la dalle	25	0.25	6.25
Poids de la machine supportée	/	/	100.00
Charge permanente G			106.25
Charge d'exploitation Q			1.00

# *Chapitre 3*

---

*Etude dynamique et sismique*

### 3.1. Introduction

Dans les chapitres précédents nous avons considéré que la structure est soumise à des sollicitations statiques. Les charges verticales étaient supposées s'exercer d'une manière permanente et le facteur temps n'est jamais intervenu dans les calculs. Ce chapitre est lui entièrement tourné vers les risques sismiques que pourrait subir notre structure. Ceci car elle est située sur une zone de sismicité moyenne. L'action du séisme est l'un des problèmes majeurs que l'ingénieur doit prendre en considération comme point primordial dans l'élaboration des calculs.

Le risque sismique est lié à l'aléa sismique et à la vulnérabilité du bâtiment, de sorte qu'une approche globale de conception sismique doit être mise en œuvre dans la construction.

Elle doit s'appuyer sur trois points :

- Respect de la réglementation parasismique.
- Conception architecturale parasismique.
- Mise en œuvre soignée.

Le calcul parasismique a pour but d'estimer les valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments résistants, afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et de garantir le confort des ouvriers.

L'estimation des forces d'origine sismique qui agissent sur la structure lors d'un séisme constitue le plus gros problème du génie parasismique connaissant l'intensité de la loi de déviation dans le temps de ces forces. Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes suivantes :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

### 3.2. Objectif de l'étude sismique

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres. Ceci est obtenu en considérant son comportement en

vibration libre non amortie. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximum lors d'un séisme.

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

### **3.3. Méthode de calcul**

#### **3.3.1. Méthode statique équivalente**

##### **3.3.1.1. Principe**

Les forces dynamiques réelles générées dans le bâtiment sont remplacées par un système hypothétique de forces statiques dont les effets sont considérés comme équivalents à ceux de l'action tremblement de terre.

Le mouvement du sol peut être dans n'importe quelle direction sur le plan horizontal. Cette la force sismique horizontale équivalente sera considérée comme appliquée en continu deux comportent des directions orthogonales choisies par le concepteur. Généralement, Ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal structurel.

Cependant, il convient de souligner que les forces et les déformations obtenues à partir de l'élément la méthode d'analyse statique recommandée pour les charges de calcul inférieures à forces et déformations observées sur les structures sous action sismique la profession pour laquelle des charges ont été affectées. Cet excès de puissance consiste en le comportement malléable fourni par les détails de construction de l'élément.

C'est pourquoi l'utilisation de cette approche ne peut se faire sans appliquer strictement Structure de garantie de clause constructive :

- Ductilité suffisante
- Capacité à dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure grande tremblement de terre

##### **3.3.1.2. Calcul de la force sismique totale**

Elle est définie selon l'Art 4.2.3. RPA99V2003 par la relation :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad (3.1)$$

**Avec :**

**A : coefficient d'accélération de zone**, donné par le tableau 3.1 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment

**Tableau 3.1:** Coefficients d'Accélération (RPA99 version 2003)

Grouper	Zone			
	I	IIa	IIb	III
A1	0.15	0.25	0.30	0.40
B1	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

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

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0 S \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3.0}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0 S \end{cases} \quad (3.2)$$

**$\eta$  :** Facteur de correction d'amortissement donné par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0.7 \quad (3.3)$$

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

**Tableau 3.2 :** Valeurs de  $\xi(\%)$ 

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

T1 et T2 périodes caractéristiques, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 3.3

**Tableau 3.3 :** Valeur de T1 et T2

Site	S1	S2	S3	S4
T1 (sec)	0.15	0.15	0.15	0.15
T2 (sec)	0.30	0.40	0.50	0.70

La valeur de la période fondamentale (T)

$$T_{min} = \begin{cases} T = C_T \times h_N^{3/4} \\ T = 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{D_x}} \\ T = 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{D_y}} \end{cases} \quad (3.4)$$

Où :

- $h_N$  est la hauteur en mètres mesuré à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N.
- $D_x, D_y$  est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.
- $C_T$  Coefficient fonction du système de contreventement donnée par le tableau 3.4.

**Tableau 3.4:** Valeurs du coefficient  $C_T$ .

Cas N°	Système de contreventement	$C_T$
1	Portiques auto-stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie.	<b>0.075</b>
2	Portiques auto-stables en acier sans remplissage en maçonnerie.	<b>0.085</b>
3	Portiques auto-stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie.	<b>0.075</b>
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie.	<b>0.05</b>

Pour notre structure les valeurs sont résumées dans le tableau 3.5

**Tableau 3.5 :** Résumé des résultants

$C_T$	$h_N$	$D_x$	$D_y$	$T_{min}$	T1	T2	$\xi(\%)$	$\eta$
0.05	21,42	27,5	19,8	0,3676	0.15	0.5	10	0,76376

**R** : coefficient de comportement global de la structure donnée par le tableau 3.6.

**Tableau 3.6:** valeur du Coefficient de comportement R

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

**Q : 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 suivante :

$$Q = 1 + \sum_{q=1} p_q \quad (3.5)$$

**P<sub>q</sub>** est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non". Sa valeur est donnée dans tableau 3.7.

**Tableau 3.7 : Facteur de qualité**

Critère q	Observée (o/n)	P <sub>q</sub> / x	Observée (o/n)	P <sub>q</sub> /y
Conditions minimales sur les sites de contreventement	Non	0.05	Non	0.05
Redondance en plan	Oui	0.00	Oui	0.00
Régularité en plan	Oui	0.00	Oui	0.00
Régularité en élévation	Oui	0.00	Oui	0.00
Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0.05	Non	0.05
Contrôle de la qualité matériaux	Non	0.10	Non	0.10

**W : poids total de la structure**

W est égal à la somme des poids W<sub>i</sub>, calculés à chaque niveau (i)

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad (3.6)$$

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad (3.7)$$

**W<sub>Gi</sub>** Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure

**W<sub>Qi</sub>** Charges d'exploitation

$\beta$  Coefficient de pondération

Les valeurs de facteur d'amplification dynamique moyen, coefficient d'accélération de zone, facteur de qualité, et le coefficient de comportement pour notre étude sont données dans le tableau 3.8.

**Tableau 3.8 : Résumé des résultants**

<b>A</b>	<b>D</b>	<b><math>Q_x</math></b>	<b><math>Q_y</math></b>	<b>R</b>	<b>W</b>	<b><math>\beta</math></b>
0,15	1,91	1,2	1,2	4	34216.74	0,2

### 3.3.1.3. Conditions d'application de la méthode statique équivalente

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes (RPA99V2003) :

- a) Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III
- b) Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, autres les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes

#### **Zone I :**

- Tous les groupes

#### **Zone II :**

- Groupe d'usage 3
- Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.
- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

#### **Zone III :**

- Groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

### 3.3.1.4. Vérification des conditions d'application la méthode statique équivalente

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

- **Caractéristiques géométriques et massiques de la structure**

La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure (acrotère, poteaux, poutres, plancher, escalier, voiles, maçonnerie extérieur). Les coordonnées du centre de masse sont données par :

$$X_M = \frac{\sum M_i x_i}{\sum M_i} \quad (3.8)$$

$$Y_M = \frac{\sum M_i y_i}{\sum M_i} \quad (3.9)$$

Avec :

$M_i$  : La masse de l'élément i,

$X_G Y_G$  : Coordonnées du CDG de l'élément i par rapport au repéré global.

$$X_R = \frac{\sum R_i x_i}{\sum R_i} \quad (3.10)$$

$$Y_R = \frac{\sum R_i y_i}{\sum R_i} \quad (3.11)$$

$R_i$  : La rigidité de l'élément i,

$X_G Y_G$  : Coordonnées du CDG de l'élément i par rapport au repéré global

$$E_X = X_M - X_R \quad (3.12)$$

$$E_Y = Y_M - Y_R \quad (3.13)$$

$E_x$  : excentricité théorique suivant x

$E_y$  : excentricité théorique suivant y.

$$e_{accX} = 0.05 \times L_{maxX} \quad (3.14)$$

$$e_{accY} = 0.05 \times L_{max}Y \quad (3.15)$$

$e_{accX}$  : Excentricité accidentelle suivant x

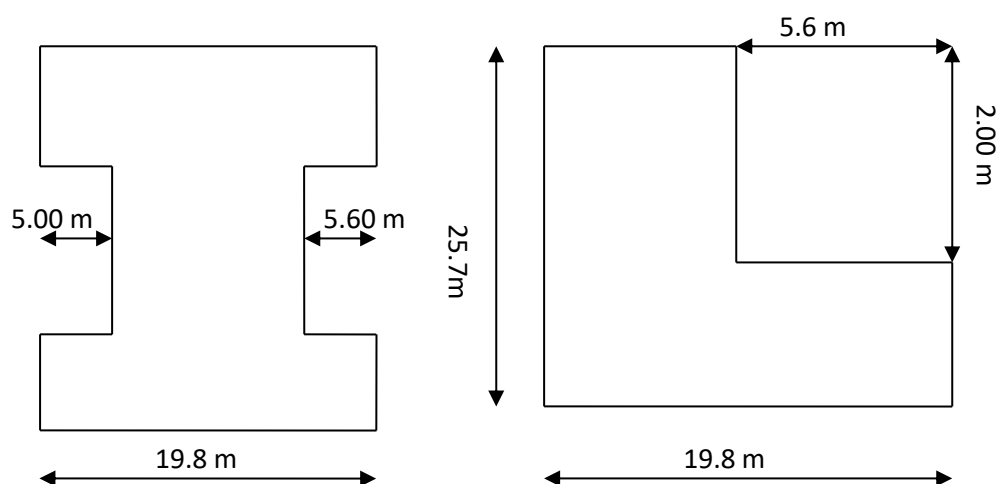
$e_{accY}$  : Excentricité accidentelle suivant y

**Tableau 3.9** : Détermination de l'excentricité

Etage	Centre de masse		Centre de rigidité		Excentricité théorique		5% $\max(L_X, L_Y)$	$E_X < 5\%$ $\max(L_X, L_Y)$
	XCM	YCM	XCR	YCR	EX	EY	$e_{accX}$	
RDC	13,22	10,04	13,75	9,51	0,529	0,526	1.375	CV
1	13,28	10,04	13,75	9,59	0,532	0,457	1.375	CV
2	13,28	10,04	13,75	9,65	0,531	0,392	1.375	CV
3	13,28	10,04	13,75	9,69	0,531	0,352	1.375	CV
4	13,28	10,04	13,75	9,71	0,531	0,33	1.375	CV
5	13,29	10,05	13,75	9,73	0,53	0,331	1.375	CV
6	13,72	9,84	13,75	9,74	0,038	0,098	1.375	CV

- La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plan inférieur ou égal 4

La structure une forme de L et H, dont les dimensions en plan sont mentionnées sur la figure (3.1)



**Figure 3.1** : dimension en plan.

- Régularité en plan
- Limite des décrochements en plan

$$\frac{l_1 + l_2}{L} \leq 0.25 \rightarrow \frac{5 + 5.6}{19.8} = 0.53 \rightarrow 0.53 \geq 0.25 \quad \text{C. N. V}$$

$$\frac{l_x}{L_x} \leq 0.25 \rightarrow \frac{5.6}{19.8} = 0.28 \rightarrow 0.28 \geq 0.25 \quad \text{C. N. V}$$

$$\frac{l_y}{L_y} \leq 0.25 \rightarrow \frac{2}{25.7} = 0.077 \rightarrow 0.077 \leq 0.25 \quad \text{C. V}$$

$$0.25 \leq \frac{L_x}{L_y} \leq 4 \rightarrow 0.25 \leq 0.77 \leq 4 \rightarrow \quad \text{C. V}$$

Le bâtiment est classé irrégulier en plan, donc la méthode statique équivalente n'est pas applicable.

### Conclusion

La méthode statique équivalente n'est pas applicable, dans ce cas on va appliquer la méthode dynamique modale spectrale et le calcul se fait par le logiciel ETABS 9.7.4 (figure 3.2).

### 3.3.2. Méthode dynamique modale spectrale

#### 3.3.2.1. 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.

#### 3.3.2.2. Modélisation

Notre structure sera représentée par un modèle tridimensionnel encastré à la base, où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois degrés de liberté (deux modes de translations horizontales, et une rotation d'axe verticale).

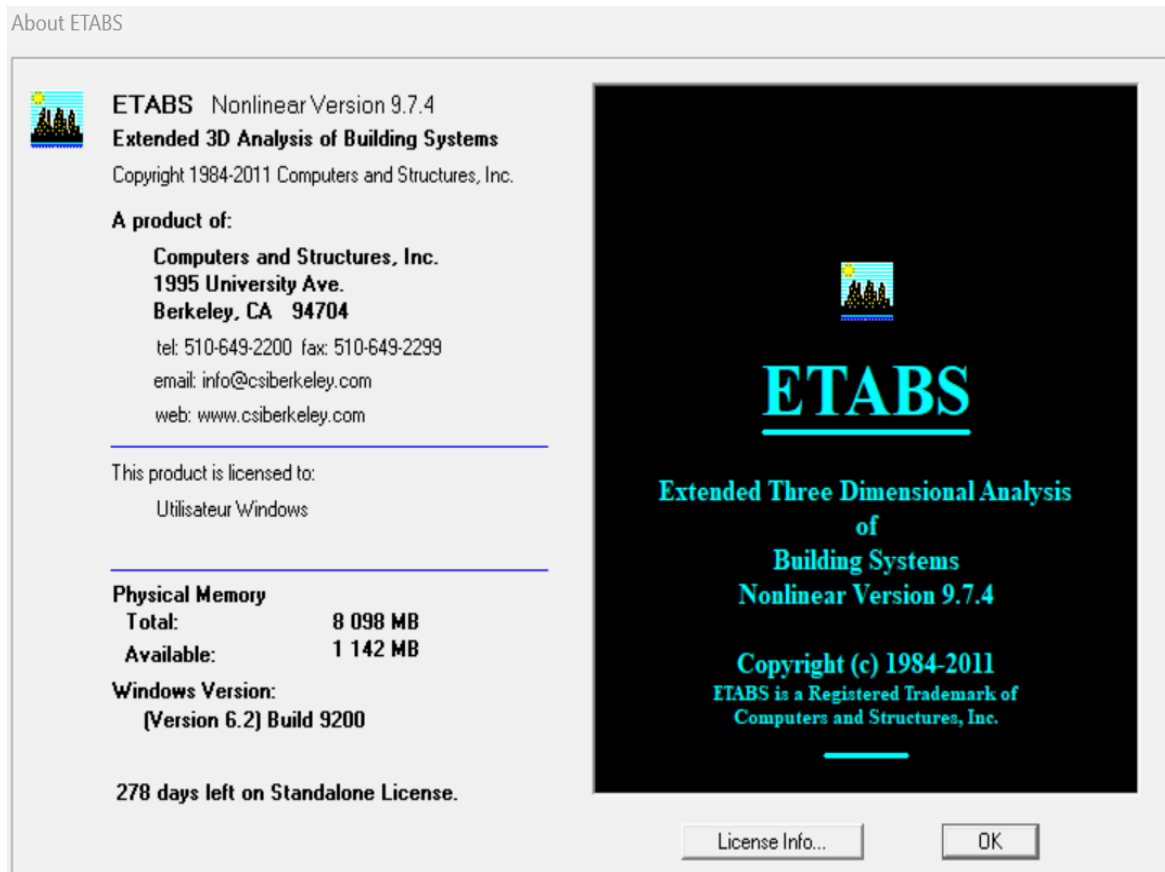
#### a) Présentation du logiciel

Le programme (ETABS 9) est un logiciel d'analyse statique et dynamique des structures par la méthode des éléments finis. Il offre les performances de technologie d'aujourd'hui, capacité de calcul et vitesse d'exécution. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (Eurocode, UBC, ACI.etc.)

La méthode de calcul est basée sur les principes suivants :

- Les masses sont supposées concentrées au niveau des planchers
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte



**Figure 3.2:** l'interface de l'ETABS 9.7.4

### ***b) Etapes de modélisation***

Pour la modélisation nous avons suivi les étapes suivantes :

- Choix du plan du travail notre structure est un modèle tridimensionnel.
- Choix de l'unité du travail : KN et m.
- Création graphique du modèle en utilisant l'interface de l'ETABS 9

Les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments Frame sections et les voiles, dalle pleine et balcon par Area sections (Shell).

- Détermination des propriétés du matériau utilisé : les propriétés du béton (chapitre 2)
- Détermination des propriétés de chaque élément de la structure : la section et le matériau utilisé.
- Détermination des conditions aux limites.

Détermination des charges : pour notre cas, on a trois types :

**Charge permanente G** : la charge permanente distribuée par les poutres principales et secondaires.

**Charges d'exploitation Q** : les charges d'exploitations distribuées par les poutres.

**Les forces sismiques E** : contient les masses concentrées au centre de gravité de chaque niveau et le spectre dans les deux sens (X, Y)

- Détermination des combinaisons de charges :

$$1.35G + 1.5Q$$

$$G + Q$$

$$G + 0.2Q$$

$$0,8G \pm Ex$$

$$0,8G \pm Ey$$

$$G + Q \pm Ex$$

$$G + Q \pm Ey$$

- Lancement de l'analyse.
- Interprétation des résultats

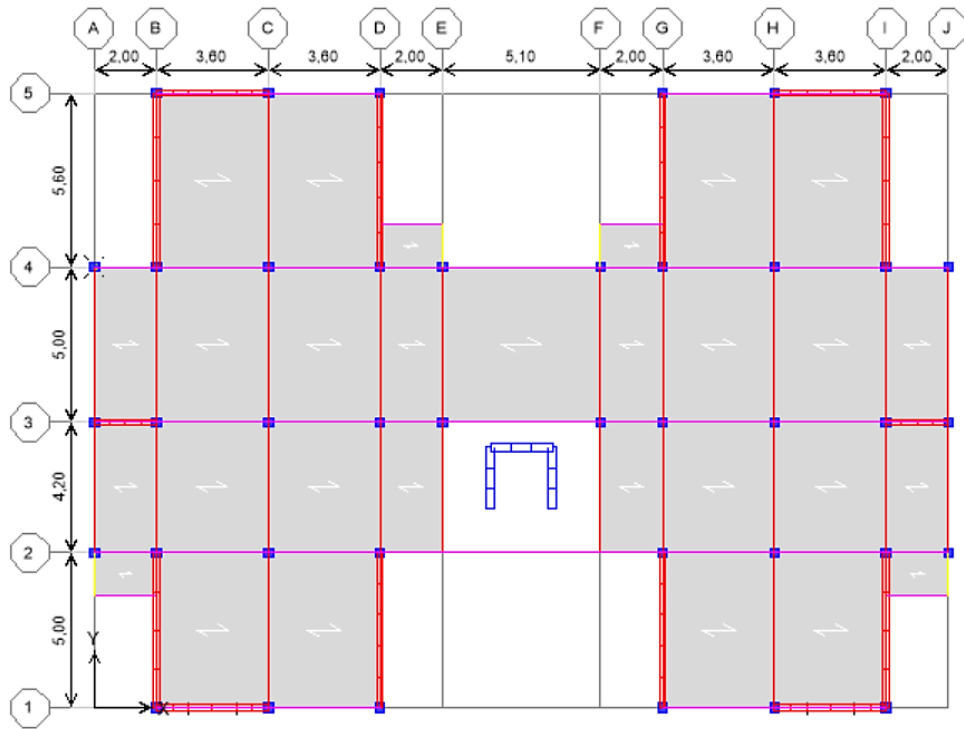


Figure 3.3. Vue en plan de la structure.

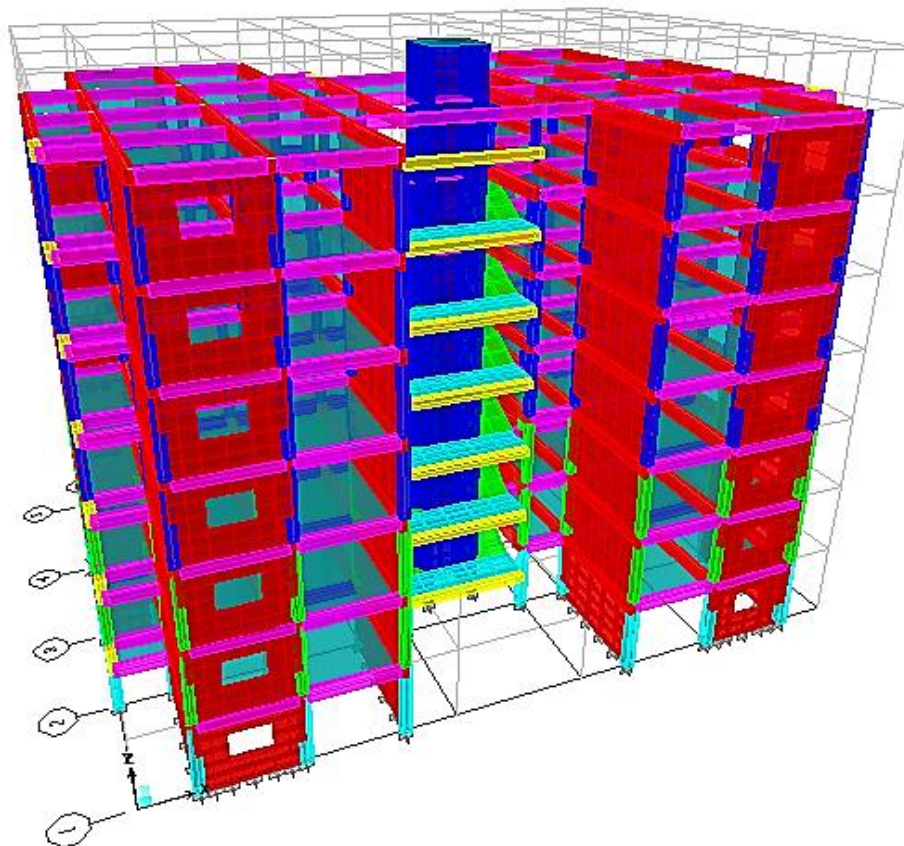


Figure 3.4: Vue en plan et en élévation de la structure

### 3.3.2.3. Calcul des paramètres du spectre de réponse

Chargement dynamique Le chargement dynamique est obtenu par l'application de deux spectres de réponse dans les deux directions (X et Y). Par la méthode dynamique spectrale, 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. Le spectre de réponse de calcul des règles parasismique algériennes RPA99/V2003 est défini par l'expression suivante :

$$\frac{s_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_1 \leq T \leq 3.0 \text{ S} \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ S} \end{cases} \quad (3.16)$$

Les données de ce spectre sont représentées par une courbe ( $s_a/g$ ) en fonction du période T, et conçu à partir de plusieurs paramètres relatifs aux spécifications de la construction, la zone et le site d'implantation, telle que :

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

**D** : Facteur d'amplification dynamique moyen ;

**W** : Poids total de la structure ;

**$\eta$**  : Facteur de correction d'amortissement.

**T** : Période propre ; T<sub>1</sub>, T<sub>2</sub> : Périodes caractéristiques accoisées à la catégorie du site;

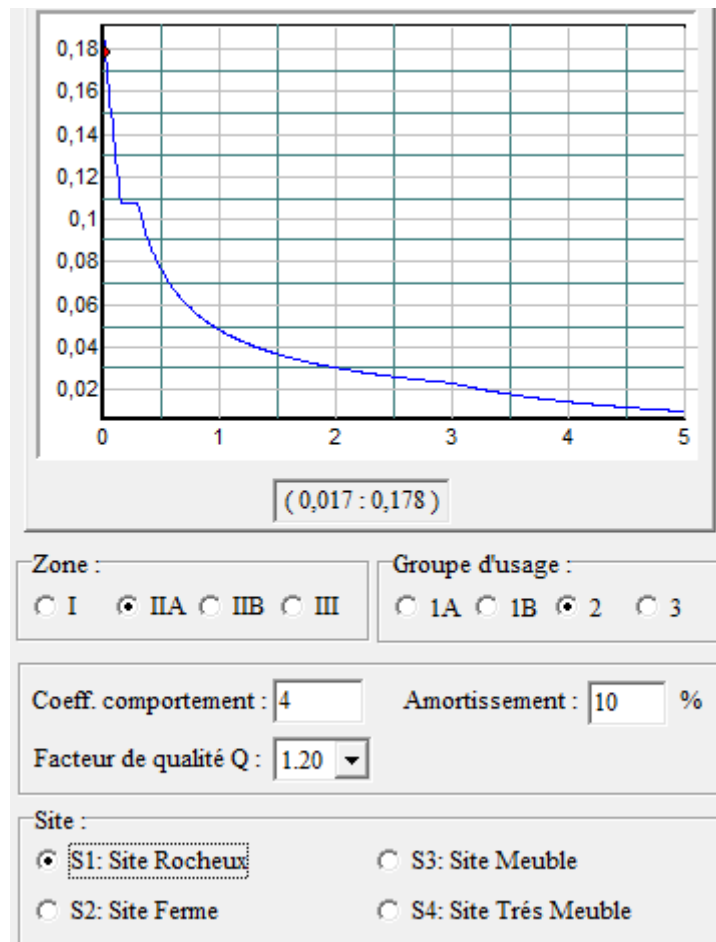
**Q** : Facteur de qualité.

**R** : coefficient de comportement global de la structure dont les valeurs sont fonction du système de contreventement et du matériau constitutif de la structure.

### 3.3.2.4. Utilisation des spectres de réponse

La pratique actuelle la plus répandue consiste à définir le chargement sismique par un spectre de réponse. Toute structure est assimilable à un oscillateur multiple, la réponse

d'une structure à une accélération dynamique est fonction de l'amortissement ( $\zeta$ ) et de la pulsation naturelle ( $\omega$ ).



**Figure 3.5:** Spectre de réponse

### 3.4. Vérifications

Communément aux méthodes de calcul (statique et dynamique), le (RPA, 1999) exige la vérification suivante :

- Vérification de comportement pour les trois premiers modes.
- Vérification de participation massique.
- Vérification des périodes.
- Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.
- Vérification de déplacement.
- Vérification vis-à-vis de l'effet P

#### 3.4.1. Vérification de comportement pour les trois premiers modes

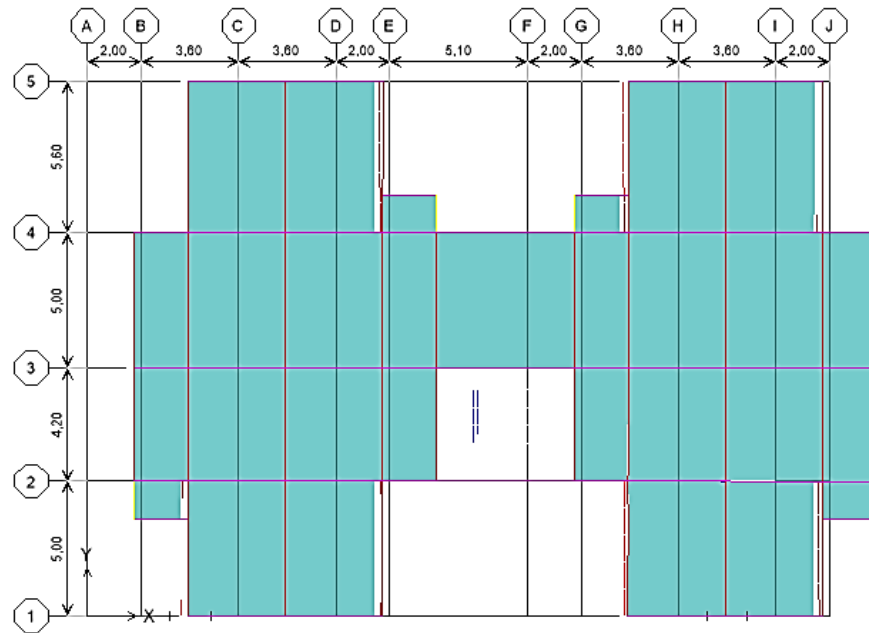
D'après l'article 4.3.4 du RPA 99V 2003, les modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitations doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus cumulé, soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure. Les caractéristiques dynamiques propres obtenues sont données dans le tableau 3.10.

**Tableau 3.10** : Périodes et facteurs de participation massique du Model finale

Mode	Période	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
<b>1</b>	<b>0,455756</b>	70,1529	0,0001	0	70,1529	0,0001
<b>2</b>	<b>0,283611</b>	0,0002	68,0384	0	70,1531	68,0385
<b>3</b>	<b>0,241295</b>	0,0017	0,2672	0	70,1548	68,3057
4	0,118743	19,2731	0	0	89,4279	68,3057
5	0,065563	0,0004	20,3736	0	89,4283	88,6793
6	0,060432	0,0297	0,7287	0	89,458	89,4081
<b>7</b>	0,057598	5,7909	0,0006	0	<b>95,2489</b>	89,4087
8	0,040632	0,6645	0,0001	0	95,9133	89,4087
<b>23</b>	0,031139	0,2139	0,3386	0	98,1736	<b>90,1979</b>

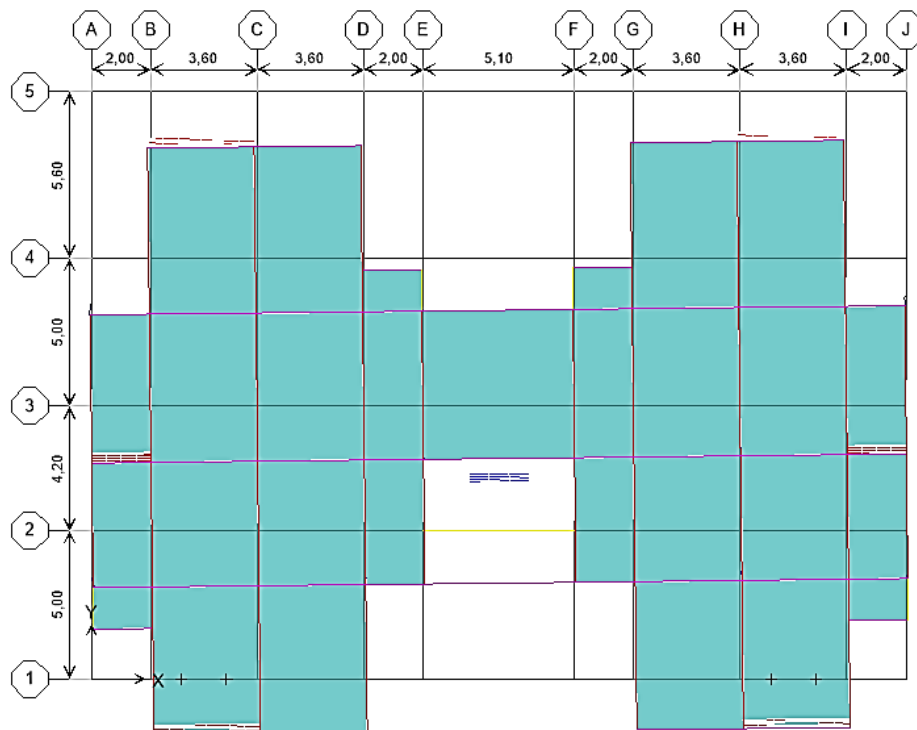
**L'analyse dynamique de la structure montrent que :**

- Le premier mode est un mode de translation selon la direction X avec un taux de participation massique de 70,15% dans cette direction (figure 3.6).
- Le deuxième mode est un mode de translation selon la direction Y avec un taux de participation massique de 68,038% dans cette direction (figure 3.7).
- Le troisième mode est un mode de torsion autour de la direction verticale Z (figure 3.8).
- Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le RPA99-2003 doit être supérieur à 90% est atteint les 90% au 23<sup>eme</sup> mode pour notre structure.
- Une période fondamentale :  $T=0,455756\text{sec}$ .
- Le 1<sup>er</sup> mode est un mode de translation parallèlement l'axe X\_X



**Figure 3.6 :** 1<sup>er</sup> mode de vibration  $T=0,455756\text{sec}$

- Le 2<sup>ème</sup> mode est un mode de translation parallèlement l'axe Y\_Y.



**Figure 3.7 :** 2<sup>ème</sup> mode de vibration  $T=0,294278\text{ sec}$

- Le 3<sup>ème</sup> mode est un mode de torsion

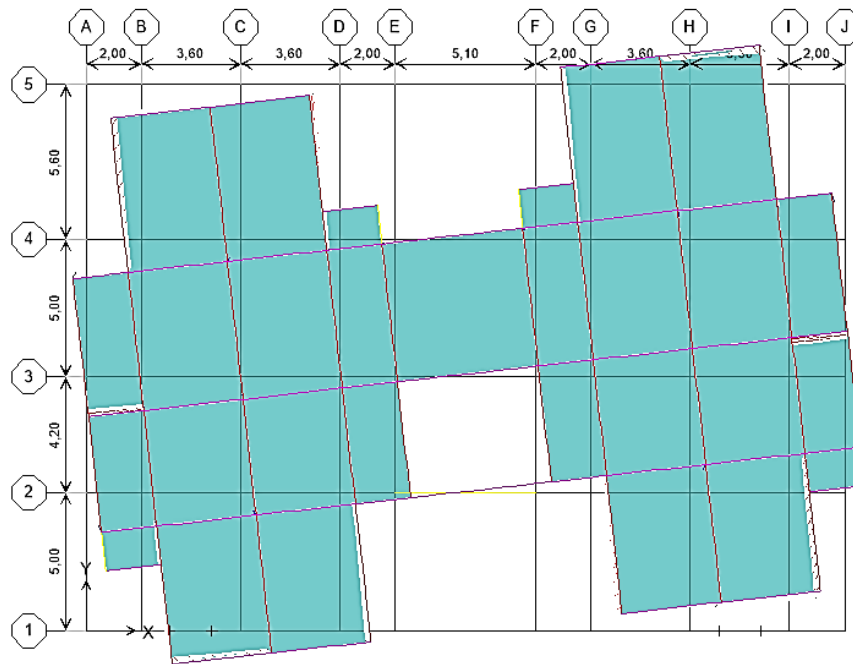


Figure 3.8: 3<sup>ème</sup> mode de vibration T= 0,241295sec

### 3.4.2. Vérification des périodes

Selon l’article 4.2.4 du RPA99 version 2003, les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

$$T_{Reg} = 1.3 * T_{RPA} \tag{3.17}$$

$$T_{ETABS} < T_{Reg} \tag{3.18}$$

Pour mieux interpréter cet article, la période choisie pour le calcul du facteur “D” est déterminée suivant le tableau 3.11:

Tableau 3.11: Vérification des périodes.

	$T_{RPA}$	$T_{Reg}$	$T_{ETABS}$	$T_{ETABS} < T_{Reg}$
<b>X</b>	0,367	0,478	0,473774	CV
<b>Y</b>	0,367	0,478	0,473774	CV

### 3.4.3. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

L'une des premières vérifications préconisées par le « RPA99 modifié version 2003 » est relative à la résultante des forces sismiques.

Selon l'article 4.3.6 RPA 99/V2003, 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 déterminées par la méthode statique équivalente «  $V$  » pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si  $V_t < 0,8V$ , il faut augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,.....) dans le rapport:

$$\frac{0.8V}{V_T} \quad (3.19)$$

Dans cette méthode l'intensité effective de l'action sismique est donnée sous la forme d'effort tranchant maximum à la base de la structure par la formule suivante :

Avec :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W \quad (3.20)$$

A : coefficient d'accélération

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

W : poids total de la structure.

D : facteur d'amplification dynamique, dépendant de la période T et du type de sol d'assise de fondation.

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

Pour notre cas :

**Tableau 3.12** : résumé des résultants

<b>A</b>	<b>D</b>	<b>Q<sub>x</sub></b>	<b>Q<sub>y</sub></b>	<b>R</b>	<b>W</b>	<b>β</b>
0,15	1,91	1,2	1,25	4	34216.74	0.2

Les résultats de vérification de la résultante des forces sismiques dans le sens x-x et le sens y-y sont donnés par le tableau suivant 3.13:

**Tableau 3.13**: Vérification de la résultante des forces sismiques

	<b>V1</b>	<b>V2</b>	<b>V<sub>ETABS</sub></b>	<b>V<sub>RPA</sub></b>	<b>0.8 V<sub>RPA</sub></b>	<b>V<sub>ETABS</sub>&gt;0.8 V<sub>RPA</sub></b>
<b>x-x</b>	2799,63	6,72	2799,64	2925.53	2340,42	CV
<b>y-y</b>	6,72	2784,72	2784,73	3047.42	2437.942	CV

#### 3.4.4. Vérification des déplacements

D'après le RPA 99 (art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage. Le déplacement horizontal à chaque niveau "K" de la structure est donné par :

$$\delta_K = R \times \delta_{eK} \quad (3.21)$$

$\delta_{eK}$  : Déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (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 :

$$\Delta_K = \delta_s - \delta_{K-1} \quad (3.22)$$

Déplacement admissible

$$\delta = 0.01 * h_e \quad (3.23)$$

Les résultats de vérification du déplacement dans le sens X-X sont donnés par le tableau 3.14 suivant :

**Tableau 3.14:** Vérification le déplacement dans le sens X-X

Niveau	$h_e(cm)$	$\delta_{ek}(cm)$	$\delta_k(cm)$	$\delta_{k-1}$	$\Delta_k$	$\bar{\delta}(cm)$	$\Delta_k < \bar{\delta}$
7	306	0,9	3,6	3	0,6	3,06	CV
6	306	0,75	3	2,4	0,6	3,06	CV
5	306	0,6	2,4	1,76	0,64	3,06	CV
4	306	0,44	1,76	1,16	0,6	3,06	CV
3	306	0,29	1,16	0,64	0,52	3,06	CV
2	306	0,16	0,64	0,2	0,44	3,06	CV
1	306	0,05	0,2	0	0,2	3,06	CV

Les résultats de vérification du déplacement dans le sens Y-Y sont donnés par le tableau 3.15 suivant :

**Tableau 3.15:** Vérification le déplacement dans le sens Y-Y

Niveau	$h_e(cm)$	$\delta_{ek}(cm)$	$\delta_k(cm)$	$\delta_{k-1}$	$\Delta_k$	$\bar{\delta}(cm)$	$\Delta_k < \bar{\delta}$
7	306	0,35	1,4	1,16	0,24	3,06	CV
6	306	0,29	1,16	0,92	0,24	3,06	CV
5	306	0,23	0,92	0,64	0,28	3,06	CV
4	306	0,16	0,64	0,4	0,24	3,06	CV
3	306	0,1	0,4	0,2	0,2	3,06	CV
2	306	0,05	0,2	0,08	0,12	3,06	CV
1	306	0,02	0,08	0	0,08	3,06	CV

D'après les résultats des tableaux ci-dessus, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne dépassent pas 1% de la hauteur d'étage pour les deux sens étudiées donc la condition est vérifiée.

### 3.4.5. Vérification de l'effet P- Delta (P- $\Delta$ )

Selon l'article 5.9 (RPA 99V2003), les effets du 2<sup>ème</sup> ordre (ou effet P- $\Delta$ ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta_k = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10 \quad (3.24)$$

Avec :

$P_k$  : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau k,

$V_k$ : effort tranchant d'étage au niveau "k" :

$\Delta_k$ : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »

$h_k$ : hauteur de l'étage « k »

Les résultats de vérification de (effet P- $\Delta$ ) dans le sens X-X et le sens Y-Y sont donnés par le tableau 3.16 et tableau 3.17, respectivement.

#### ➤ Sens X-X

**Tableau 3.16** : Vérification de l'effet P- Delta dans le sens X-X

Niveau	$P(kN)$	$P_k(kN)$	$\Delta_k$	$h_e(cm)$	$V_k$	$\theta_k$	$\theta_k < 0,1$
7	455,33	455,33	0,006	3,06	877,54	0,0010174	CV
6	396,77	852,10	0,006	3,06	1466,5	0,00113931	CV
5	398,64	795,41	0,0064	3,06	1917,06	0,00086779	CV
4	398,64	797,27	0,006	3,06	2266,7	0,00068967	CV
3	398,64	797,27	0,0052	3,06	2528	0,00053593	CV
2	398,64	797,27	0,0044	3,06	2707,95	0,00042335	CV
1	402,86	801,49	0,002	3,06	2799,63	0,00018712	CV

## ➤ Sens Y-Y :

**Tableau 3.17** : Vérification de l'effet P- Delta dans le sens Y-Y

Niveau	$P(kN)$	$P_k(kN)$	$\Delta_k$	$h_e(cm)$	$V_k$	$\theta_k$	$\theta_k < 0,1$
7	455,33	455,33	0,0024	3,06	894,2	0,00039938	CV
6	396,77	852,10	0,0024	3,06	1485,56	0,00044988	CV
5	398,64	795,40	0,0028	3,06	1894,12	0,00038426	CV
4	398,64	797,27	0,0024	3,06	2214,86	0,00028233	CV
3	398,64	797,27	0,002	3,06	2491,72	0,00020913	CV
2	398,64	797,27	0,0012	3,06	2694,53	0,00011603	CV
1	402,86	801,49	0,0008	3,06	2784,71	7,5247E-05	CV

D'après le tableau 3.15 et 3.16 ci-dessus nous constatons que la condition  $\theta_k < 0,1$  est satisfaite pour tous les niveaux. D'où les effets P- $\Delta$  est négligeable dans les deux directions.

**3.4.6. Vérification de l'effort normal**

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante : (Art 7.4.3.1 RPA 99 V2003) :

$$v = \frac{N_d}{f_{c28} \times B_c} \leq 0.3 \quad (3.25)$$

Avec :

$N_d$  : Désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

$B_c$  : Est la section brute de cette dernière.

$f_{c28}$ : Résistance caractéristique du béton (25 MPa).

**Tableau 3.18** : Vérification de l'effort normal

Niveau	Section	Nd (KN)	Br	$f_{c28}$	$\nu$	$\nu \leq 0.3$
RDC	40 × 40	1053,85	1600	25	0,2634625	CV
1 ET 2	35 × 35	878,22	1225	25	0,28676571	CV
3,4,5,6	30 × 30	560,25	900	25	0,249	CV

D'après le tableau 3.18 ci-dessus nous constatons que l'effort normal réduit est vérifié pour tous les poteaux de la structure.

### 3.5. Conclusion

En conclusion, ce chapitre s'est concentré sur les points suivants :

1. Détermination des modes propres pour assurer la sécurité en termes de première et deuxième translation, ainsi que la troisième torsion.
2. Vérification de l'effort tranchant minimal à la base de la structure, obtenu par la méthode statique équivalente, avec l'utilisation de l'analyse dynamique pour ajuster cette valeur si elle est inférieure à celle calculée statiquement.
3. Vérification des déplacements inter-étages pour garantir la rigidité latérale conforme au RPA99 modifié en 2003.
4. Vérification de l'effet P- $\Delta$  pour assurer la stabilité de la structure par rapport au moment de deuxième ordre.
5. Justification du choix des coefficients de comportement en vérifiant les pourcentages des sollicitations horizontales et verticales donnés par le RPA99 modifié en 2003.
6. Vérification de l'effort normal réduit imposé sur les poteaux.

# *Chapitre 4*

---

*Calcul des éléments de résistances*

## 4.1. Introduction

L'étude des éléments porteurs revêt une importance primordiale dans la conception de cette étude. En raison du rôle crucial qu'ils jouent dans la construction, ces éléments sont chargés de supporter à la fois les actions horizontales et verticales. L'analyse des éléments porteurs les plus sollicités doit se conformer aux réglementations de calcul et de conception, telles que le « RPA 99 V 2003 » et le « CBA93, BAEL 91 modifié 99 ». Dans le cadre de l'étude des portiques, nous nous intéressons particulièrement à la répartition des charges horizontales et verticales sur les portiques et les voiles. Les efforts sont calculés en prenant en compte ces combinaisons à l'aide du logiciel ETABS.

- **Combinaison prise en compte**

Les combinaisons d'actions sismiques et les actions dues aux charges verticales sont données d'après le RPA 99 Version 2003 et BAEL 91 modifié 99 comme suite :

- Situation durable à l'ELU et à l'ELS selon BAEL91modifiée 99 :

$$1,35 G + 1,5 Q$$

$$G + Q$$

- Situation accidentelle (article 5.2) selon le RPA99 version 2003 :

$$G + Q + E$$

$$0,8 G + E$$

- **Contraintes caractéristiques du béton et de l'acier**

**Tableau 4.1 :** Caractéristiques mécaniques des matériaux

Situation	Béton				Acier		
	$\theta$	$\gamma_b$	$f_{c28}(MPa)$	$\sigma_{c28}(MPa)$	$\gamma_s$	$F_e(MPa)$	$\sigma_s(MPa)$
Durable	0.85	1.5	25	14.17	1.15	400	348
Accidentelle	1	1.15	25	18.48	1	400	400

## 4.2. Ferrailage des poutres

### 4.2.1. Définitions et rôle

Les poutres sont des éléments horizontaux en béton armé, transmettant les charges des plancher aux poteaux, leur mode de sollicitation est la flexion simple étant donné qu'elles subissent des efforts.

## 4.2.2. Recommandation du RPA99(2003)

### 4.2.2.1. Les armatures longitudinales (Art 7.5.2.1, RPA 99 V 2003)

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0,5%.b.h** (en toute section).

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- ✓ **4%** de la section de béton (en zone courante) ;
- ✓ **6%** de la section de béton (en zone de recouvrement) ;

Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

La longueur minimale de recouvrement est de :

- ✓ **40Φ** (en zone I et IIa) ;
- ✓ **50Φ** (en zone IIb et III) ;

### 4.2.2.2. Les armatures transversales

D'après le RPA 99/V2003 (Art 7.5.2.2), la quantité d'armatures transversales minimales A est donnée par :

$$A_{min} = 0.003 \times S \times b \quad (4.1)$$

Avec :

$b$  : largeur de la section.

$S$  : l'espacement des armatures transversales.

L'espacement maximal des armatures transversales est déterminé comme suit :

$$S = \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) \quad \text{En zone nodale et en travée si les aciers comprimés sont nécessaires}$$

$$S \leq \frac{h}{2} \quad \text{En dehors de la zone nodale}$$

Avec :  $h$  : est la hauteur de la poutre.

D'après l'art A.7.1.3. CBA93, le diamètre des armatures transversales est donné par :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_L \right\} \quad (4.2)$$

### 4.2.3. Exemple de calcul des poutres

Dans cette partie on va présenter un exemple de calcul du ferrailage d'une poutre porteuse de longueur L=5.3 m et de dimension 45\*30 (figure 4.1). Les moments fléchissant et l'effort tranchant sont obtenus à l'aide du logiciel 'ETABS'.

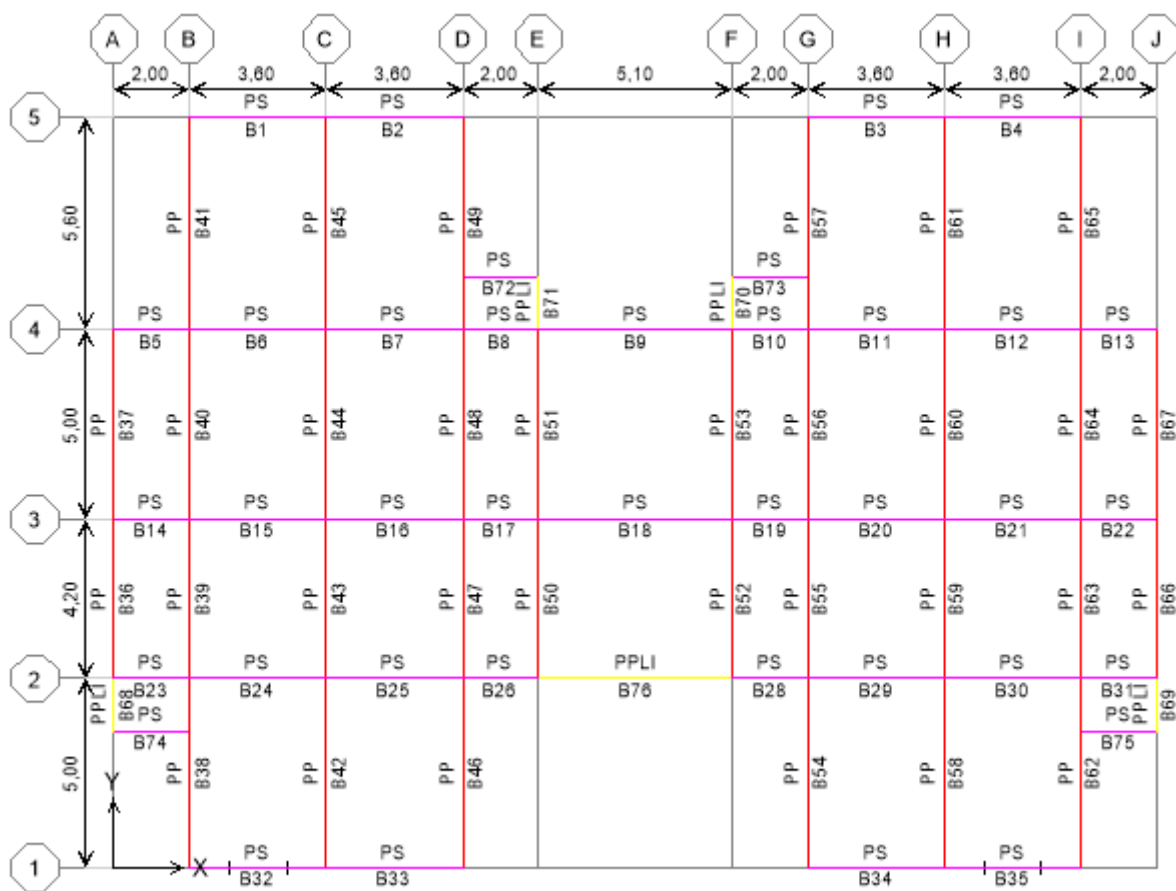


Figure 4.1 : Plan de repérage des poutres

**4.2.4. Calcul des armatures longitudinales**✓ **Sur appui :****M min = -96,202 kN.m (Nappe supérieure)**

$$\mu = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \sigma_b} = \frac{96.202 \times 10^3}{14.17 \times 30 \times 40.5^2} = 0.138$$

$$\varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s E} = \frac{400}{1 \times 2.1 \times 10^5} = 1.9 \times 10^{-3}$$

$$\alpha_l = \frac{7}{7 + 2\varepsilon_l} = 0.999$$

$$\mu_l = 0.8\alpha_l(1 - 0.4\alpha_l) = 0.47$$

$$\mu = 0.138 < \mu_l = 0.47$$

$$\mu = 0.138 < 0.1859$$

$$\mu = 0.138 > 0.1042$$

$$\alpha = 1 - 0.9366\sqrt{1 - 2\mu}$$

$$\alpha = 1 - 0.9366\sqrt{1 - 2 \times 0.138}$$

$$\alpha = 0.203$$

$$\beta = \frac{16\alpha - 1}{15} = 0.15$$

- **Détermination des armatures :**

$$A_S = \frac{\beta \cdot b \cdot d \cdot \sigma_b}{\sigma_s} = \frac{0.15 \times 30 \times 40.5 \times 14.7}{348}$$

$$A_S = 7.69 \text{ cm}^2$$

**M max = 13,93 kN.m (Nappe inférieure)**

$$\mu = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \sigma_b} = \frac{13.93 \times 10^3}{14.17 \times 30 \times 40.5^2} = 0.02$$

$$\varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s E} = \frac{400}{1 \times 2.1 \times 10^5} = 1.9 \times 10^{-3}$$

$$\alpha_l = \frac{7}{7 + 2\varepsilon_l} = 0.999$$

$$\mu_l = 0.8\alpha_l(1 - 0.4\alpha_l) = 0.47$$

$$\mu = 0.02 < \mu_l = 0.47$$

$$\mu = 0.02 < 0.1859$$

$$\mu = 0.02 < 0.1042$$

$\alpha \in [0; 1/6]$  est racine de l'équation

$$15\alpha^4 - 60\alpha^3 + (20 - 4\mu)\alpha^2 + 8\mu\alpha$$

$$- 4\mu = 0$$

$$\alpha = 0.06581$$

$$\beta = \frac{5\alpha^2(3 - 8\alpha)}{3(1 - \alpha)^2} = 0.02$$

- **Détermination des armatures :**

$$A_S = \frac{\beta \cdot b \cdot d \cdot \sigma_b}{\sigma_s} = \frac{0.02 \times 30 \times 40.5 \times 14.7}{348}$$

$$A_S = 1.02 \text{ cm}^2$$

✓ **En travée**

**M min = -5,256 KN.m (Nappe supérieure)**

$$\mu = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \sigma_b} = \frac{5.256 \times 10^3}{14.17 \times 30 \times 40.5^2} = 7.53 \cdot 10^{-3}$$

$$\varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s E} = \frac{400}{1 \times 2.1 \times 10^5} = 1.9 \times 10^{-3}$$

$$\alpha_l = \frac{7}{7+2\varepsilon_l} = 0.999$$

$$\mu_l = 0.8\alpha_l(1 - 0.4\alpha_l) = 0.47$$

$$\mu = 7.53 \cdot 10^{-3} < \mu_l = 0.47$$

$$\mu = 7.53 \cdot 10^{-3} < 0.1859$$

$$\mu = 7.53 \cdot 10^{-3} < 0.1042$$

$\alpha \in [0; 1/6]$  est racine de l'équation

$$15\alpha^4 - 60\alpha^3 + (20 - 4\mu)\alpha^2 + 8\mu\alpha$$

$$- 4\mu = 0$$

$$\alpha = 0.03976$$

$$\beta = \frac{5\alpha^2(3 - 8\alpha)}{3(1 - \alpha)^2} = 0.0076$$

• **Détermination des armatures :**

$$A_s = \frac{\beta \cdot b \cdot d \cdot \sigma_b}{\sigma_s} = \frac{0.0076 \times 30 \times 40.5 \times 14.7}{348}$$

$$A_s = 0.39 \text{ cm}^2$$

**M max = 74,714 KN.m (Nappe inférieure)**

$$\mu = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \sigma_b} = \frac{74.714 \times 10^3}{14.17 \times 30 \times 40.5^2} = 0.107$$

$$\varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s E} = \frac{400}{1 \times 2.1 \times 10^5} = 1.9 \times 10^{-3}$$

$$\alpha_l = \frac{7}{7+2\varepsilon_l} = 0.999$$

$$\mu_l = 0.8\alpha_l(1 - 0.4\alpha_l) = 0.47$$

$$\mu = 0.107 < 0.1859$$

$$\mu = 0.107 > 0.1042$$

$$\alpha = 1 - 0.9366\sqrt{1 - 2\mu}$$

$$\alpha = 1 - 0.9366\sqrt{1 - 2 \times 0.107}$$

$$\alpha = 0.17$$

$$\beta = \frac{16\alpha - 1}{15} = 0.115$$

• **Détermination des armatures :**

$$A_s = \frac{\beta \cdot b \cdot d \cdot \sigma_b}{\sigma_s} = \frac{0.115 \times 30 \times 40.5 \times 14.7}{348}$$

$$A_s = 5.902 \text{ cm}^2$$

#### 4.2.5. Ferrailage avec le logiciel SOCOTEC

Etant donné que la procédure des sollicitations ainsi que le calcul du ferrailage est la même que celle déjà montrée dans l'exemple précédent. De ce fait, le ferrailage des poutres se fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel « **SOCOTEC** » et les résultats de calcul sont

résumés dans les tableaux suivants pour l'Etat limite ultime (tableau 4.2 et tableau 4.3) et l'état Accidentelle (tableau 4.4 et tableau 4.5) :

#### 4.2.5.1. Etat limite ultime

##### a) Poutre principale

**Tableau 4.2** : Choix des armatures des poutres principales (situation durable)

Section	Position	$M$ (kN.m)		$A_s$ (socotec)	$A_s'$	$A_s$
45x30	Appui	Min (NS)	-96,202	7,4	5HA14	7,7
		Max (NI)	30,823	2,24	3HA12	3.39
	Travée	Min (NS)	-14,085	1,1	3HA14	4.62
		Max (NI)	74,714	5,48	5HA12	5,66

##### b) Poutre secondaire

**Tableau 4.3** : Choix des armatures des poutres secondaires (situation durable)

Section	Position	$M$ (kN.m)		$A_s$ (socotec)	$A_s'$	$A_s$
40x30	Appui	Min (NS)	-67,028	5,74	4HA14	6,16
		Max (NI)	61,222	5,21	5HA12	5,66
	Travée	Min (NS)	-28,583	2,37	3HA14	4.62
		Max (NI)	32,22	2,66	3HA12	3.36

#### 4.2.5.2. Etat Accidentelle

##### a) Poutre principale

**Tableau 4.4 :** Choix des armatures des poutres principales (situation accidentelle)

Section	Position	$M$ (kN.m)		$As$ (socotec)	$As'$	$As$
45x30	Appui	Min (NS)	-81,486	5,29	5HA14	7,7
		Max (NI)	32,477	2,04	3HA12	3.39
	Travée	Min (NS)	-23,034	1,44	3HA14	4.62
		Max (NI)	56,424	3,6	5HA12	5,66

##### b) Poutre secondaire

**Tableau 4.5 :** Choix des armatures des poutres secondaires (situation accidentelle)

Section	Position	$M$ (kN.m)		$As$ (socotec)	$As'$	$As$
40x30	Appui	Min (NS)	-68,37	4,4	5HA14	6,16
		Max (NI)	60,515	3,87	3HA12	5,66
	Travée	Min (NS)	-34,595	2,18	3HA14	4.62
		Max (NI)	30,924	1,94	3HA12	3.36

#### 4.2.6. Vérification des Conditions exigées par RPA99/V2003

##### a) Poutre principale

$$A_{min} = 0,5\% \times 30 \times 45 = 6.75 \text{ cm}^2$$

$$A_{max} = 4\% \times 30 \times 45 = 54 \text{ cm}^2 \text{ En zone courante}$$

$$A_{max} = 6\% \times 30 \times 45 = 81 \text{ cm}^2 \text{ En zone de recouvrement}$$

**Tableau 4.6 :** Vérification des Conditions exigées par RPA99/V2003

Section	Position	$A_{s \min} (cm^2)$	$A_s (cm^2)$	$A_{s \max}$		Vérification
				ZC	ZR	
45x30	Appui	6.75	11,09	54	81	CV
	Travée	6.75	10,28	54	81	CV

**b) Poutre secondaire**

$$A_{min} = 0,5\% \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$$

$$A_{max} = 4\% \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2 \text{ En zone courante}$$

$$A_{max} = 6\% \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 \text{ En zone de recouvrement}$$

**Tableau 4.7 :** Vérification des Conditions exigées par RPA99/V2003

Section	Position	$A_{s \min} (cm^2)$	$A_s (cm^2)$	$A_{s \max}$		Vérification
				ZC	ZR	
40x30	Appui	6	11,82	48	72	CV
	Travée	6	7,98	48	72	CV

**4.2.7. Armatures transversales**

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée :

$$\tau_u = \frac{V}{b \cdot d} < \bar{\tau}_u$$

**4.2.7.1. Poutre principale****Tableau 4.8 :** Vérification de la contrainte de cisaillement pour les Poutres principales

Section	V (kN)	$\tau_u (MPa)$	$\bar{\tau}_u (MPa)$	Vérification
45x30	118.15	0.9724	1.26	CV
	110.73	0.9113	1.26	CV
	87.13	0.7171	1.26	CV

### 4.2.7.2.Poutre secondaire

**Tableau 4.9 :** Vérification de la contrainte de cisaillement pour les Poutres secondaires

Section	V (kN)	$\tau_u$ (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérification
40x30	78.23	0.724	1.26	CV
	50.6	0.468	1.26	CV
	65.44	0.6059	1.26	CV

$$\phi_t \leq \min(11; 42; 30; 14)mm$$

On prend :  $\phi_t = 8mm$

$$\phi_t = 8mm \rightarrow A_t = m_t \times a_t = m_t \times \frac{\pi \times d^2}{4} = 2.01cm^2$$

### 4.2.7.3.Espacement exigé par RPA 99

#### a) Poutre principale

$$\text{Zone nodale } S = \min\left(\frac{45}{4}; 12 \times 1.4\right) = 11 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante } S = \frac{45}{2} = 22cm$$

#### b) Poutre secondaire

$$\text{Zone nodale } S = \min\left(\frac{40}{4}; 12 \times 1.4\right) = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante } S = \frac{40}{2} = 20cm$$

### 4.2.7.4.Quantité d'armatures transversale

#### a) Poutre principale

$$A_{min} = 0.003 \times S \times b = 0.003 \times 22 \times 30 = 1.98cm^2 < \phi_t = 2.01cm^2 \dots \dots \dots CV$$

#### b) Poutre secondaire

$$A_{min} = 0.003 \times S \times b = 0.003 \times 20 \times 30 = 1.35cm^2 < \phi_t = 2.01cm^2 \dots \dots \dots CV$$

#### 4.2.7.5. Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis

Au niveau de l'appui de rive on doit vérifier que :

$$V \leq 0.4 \times a \times \frac{b \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$$a = \min (a' ; 0,9d)$$

$$a' = b - 2 * c = 30 - 2 * 3 = 22cm$$

$$a = \min (22 ; 36.45) = 22cm$$

##### a) Poutre principale

**Tableau 4.10 :** Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis

Section	V(KN)	$0.4a \frac{bf_{c28}}{\gamma_b}$	Vérification
45x30	118.15	440	CV
	110.73	440	CV
	87.13	440	CV

##### b) Poutre secondaire

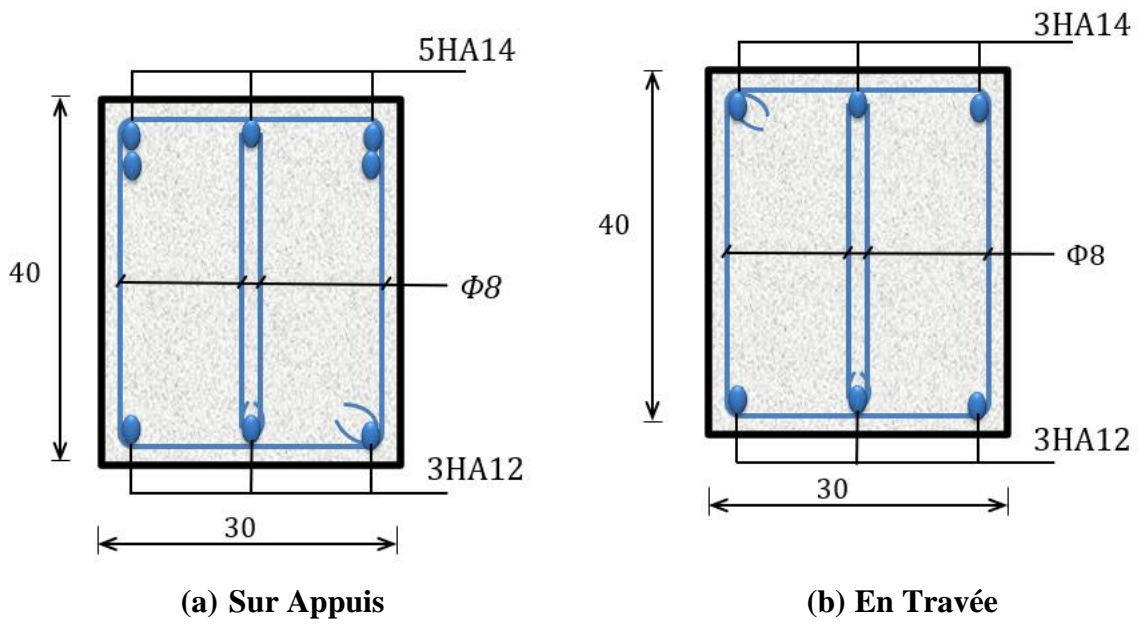
**Tableau 4.11 :** Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis

Section	V(KN)	$0.4a \frac{bf_{c28}}{\gamma_b}$	Vérification
40x30	78.23	440	CV
	50.6	440	CV
	65.44	440	CV

#### 4.2.7.6. Schéma de ferrailage

##### a) Poutre principale

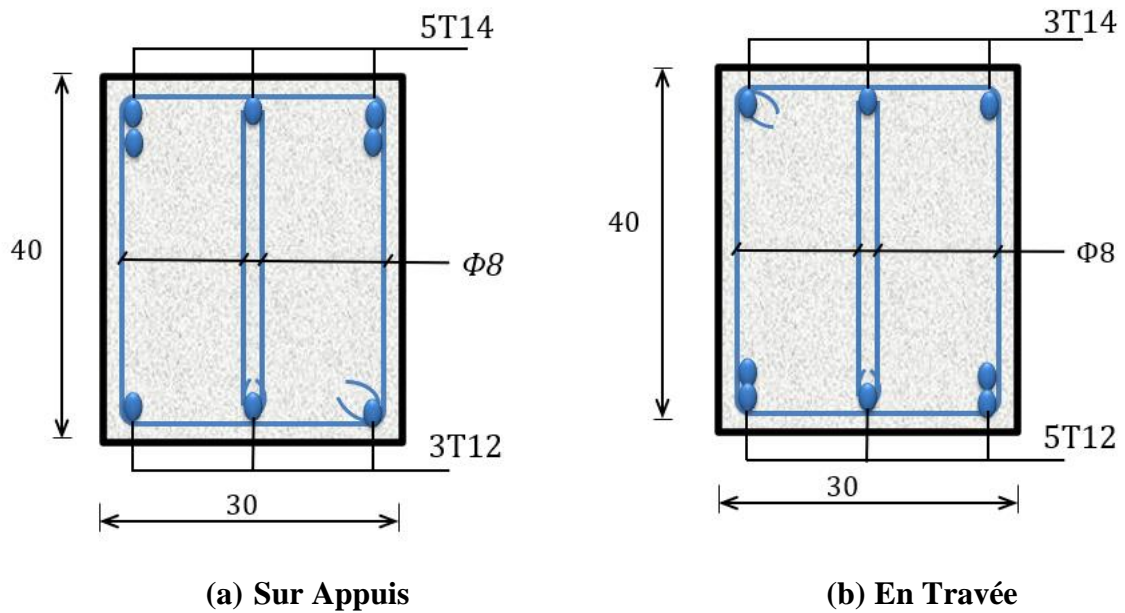
Le ferrailage adopté pour la poutre porteuse est schématisé dans la figure 4.2.



**Figure 4.2:** Ferrailage de la poutre principale : (a). Sur appuis et (b) En travée.

**a) Poutre secondaire**

Le ferrailage adopté pour la poutre secondaire est schématisé dans la figure 4.3 :



**Figure 4.3:** Ferrailage de la poutre secondaire : (a). Sur appuis et (b) En travée.

### 4.3. Ferrailage des poteaux

#### 4.3.1. Définitions et rôle

Le poteau est un élément porteur vertical destiné de reprendre les charges et surcharges issue des différents niveaux pour les transmettre aux fondations. Les poteaux supportent les charges verticales essentiellement des efforts de compressions ( $N$ ), ils ont aussi sollicité par de moments de flexion ( $M$ ) et des efforts tranchant ( $V$ ) résultent de la charge horizontale (séisme). Ils sont donc calculés en flexion bi-axiale composée, les efforts normaux ( $N$ ) et les moments fléchissant ( $M_x, M_y$ ) sont donnés par les combinaisons les plus défavorables introduites dans le logiciel ETABS comme suite :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.35G + 1.5Q \dots\dots\dots ELU \\ G + Q \dots\dots\dots ELS \\ G + Q \pm E \dots\dots\dots Accidentel les \\ 0.8G \pm E \dots\dots\dots Accidentel les \end{array} \right.$$

Le ferrailage des poteaux doit être mené conformément aux exigences du CBA93 (organigramme du ferrailage des sections de béton en flexion composée) et aussi aux prescriptions du RPA 99/V 2003 données ci-après :

#### 4.3.2. Recommandation du RPA99 V 2003

##### 4.3.2.1. Les armatures longitudinales

D'après l'Article 7.4.2.1 du RPA 99/V2003, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets et leur pourcentage minimal sera :

- **0.8%** de la section de béton (*en zone IIa*) ;
- **0.9%** de la section de béton (*en zone IIb et III*) ;

Leur pourcentage maximal sera de :

- **4%** de la section de béton (en zone courante) ;
- **6%** de la section de béton (en zone de recouvrement) ;

Le diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales est de 12 mm et la longueur minimale de recouvrement est de :

- **40Φ** (en zone I et IIa) ;
- **50Φ** (en zone IIb et III) ;

La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser : **25 cm** (en zone I et IIa) ; et **20 cm** (en zone IIb et III) ;

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si à possible à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

#### 4.3.2.2. Les armatures transversales

D'après le RPA 99/V2003 (Art 7.4.2.2), Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} \geq \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \quad (4.3)$$

Avec :

$V_u$  : effort tranchant

$h_1$  : hauteur totale de la section brute

$f_e$  : limite élastique des armatures transversal

$\rho_a$ : Coefficient dépend de l'élançement géométrique  $\lambda_g$

$$\rho_a = 2,5 \quad \text{si } \lambda_g > 5$$

$$\rho_a = 3,5 \quad \text{si } \lambda_g < 5$$

L'élançement géométrique du poteau est donné par :

$$\lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec, a et b sont les dimensions de la section droite du poteau dans la direction considérée.

$t$  : est l'espace des armatures transversales; la valeur maximum de cet espace est fixée comme suit :

- Dans la Zone nodale :

$$t \leq \min(10\phi_l, 15 \text{ cm}) \quad \text{en zone Iet IIa}$$

$$t \leq 10 \text{ cm} \quad \text{en zone IIb et III}$$

- Dans la zone courante

$$t' \leq 15\phi_l \quad \text{en zone Iet IIa}$$

$$t' \leq \min\left(\frac{b_1}{2}, \frac{h_1}{2}, 10\phi_l\right) \quad \text{en zone IIb et III}$$

Où  $\phi_l$  est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armature transversale minimale  $A_t/t \times b_1$  en % est donnée comme suit :

$$\begin{cases} \text{si } \lambda_g \geq 5 & 0.3\% \\ \text{si } \lambda_g \leq 3 & 0.8\% \\ \text{si } 3 < \lambda_g < 5 & \text{Interpoler entre les valeurs limites précédentes} \end{cases}$$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de  $10 \phi_t$  minimum.

### 4.3.3. Exemple de calcul des poteaux

Dans ce qui suite, on va détailler le calcul du poteau le plus sollicité C09 du niveau RDC (figure 4.4) de section (40x40) cm<sup>2</sup>. Ce dernier sera calculé en flexion composée sous combinaisons accidentelles. Les efforts (N et T) et les moments fléchissant (M) ci-dessous sont obtenus par le logiciel « ETABS » pour illustrer un exemple de calcul. Les sollicitations prises pour le calcul du ferrailage des différents cas de chargement possible sont résumées comme suit :

$$\begin{cases} M_{33 \max} \text{---} N_{cor} \\ M_{33 \min} \text{---} N_{cor} \end{cases}, \begin{cases} M_{22 \max} \text{---} N_{cor} \\ M_{22 \min} \text{---} N_{cor} \end{cases}, \begin{cases} N_{\max} \text{---} M_{33 \text{cor}} \\ N_{\max} \text{---} M_{22 \text{cor}} \end{cases}$$

**Tableau 4.12** : Sollicitations de calcul sur poteaux

N (kN)	M (kN.m)	T (kN)
1118,59	37,076	56,9

**4.3.4. Calcul des armatures longitudinales**

Situation accidentelle :  $\gamma_b = 1,15$  et  $\gamma_s = 1$

$$\sigma_b = 18,48 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 400 \text{ MPa}$$

**4.3.4.1. Calcul de l'excentricité**

$$e = e_0 + e_2 + e_a$$

Nous avons :

$$e_a = \max\left(2\text{cm}; \frac{l}{250}\right) = \max\left(2\text{cm}; \frac{306}{250} = 1,22\right) = 2\text{cm}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{8,07}{165,21} = 0,0488\text{m} \Rightarrow e_0 = 4,88\text{cm}$$

$$e_1 = e_0 + e_a$$

$$e_1 = 4,88 + 2 = 6,88\text{cm}$$

$$l_f = 0,7l_0 = 0,7 \times 306 = 214,2\text{cm}$$

$$\frac{l_f}{h} \leq \max\left\{\begin{array}{l} 1,5 \\ \frac{20e_1}{h} \end{array}\right.$$

$$\frac{214,2}{40} = 5,355 \text{ cm} \leq \max\left\{\begin{array}{l} 1,5 \\ \frac{20 \times 6,88}{40} = 3,44 \text{ cm} \end{array}\right.$$

$$\text{Donc : } e = 4,88 + 0 + 2 = 6,88 \text{ cm}$$

$$N_0 = b \cdot h \cdot \sigma_b$$

$$N_0 = 40 \times 40 \times 18,48 \times 0,1 = 2956,8 \text{ kN}$$

$$M_2 = (N_u - N_0) \left(\frac{h}{2} - d'\right)$$

$$M_2 = (165,211 - 2956,8) \left(\frac{0,40}{2} - 0,0396\right)$$

$$M_2 = -447.77 \text{ kN.m}$$

$$M_3 = N_u \left( \frac{h}{2} - d' \right) - (0.337h - 0.81d') N_0$$

$$M_3 = 165.211 \left( \frac{0.4}{2} - 0.0396 \right) - (0.337 \times 0.4 - 0.81 \times 0.0396) \times 2956.8$$

$$M_3 = -277.2344 \text{ kN.m}$$

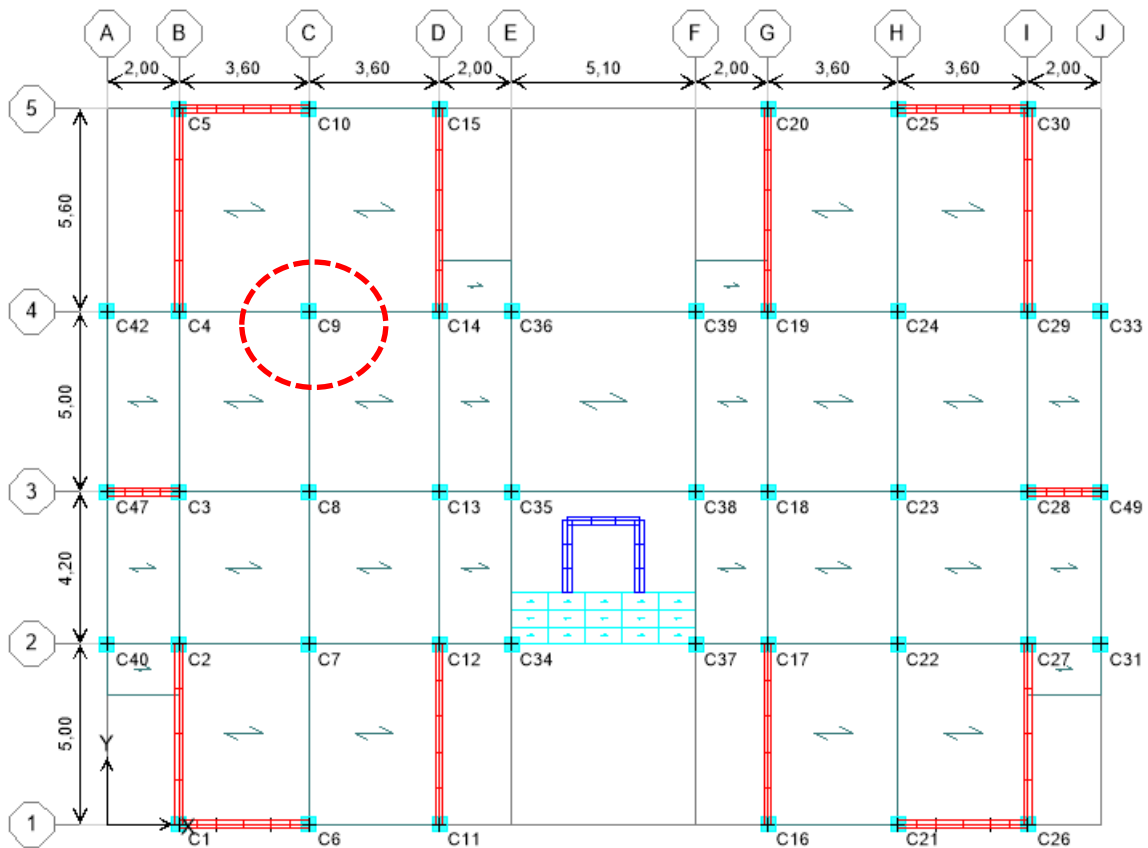


Figure 4.4 : Plan de repérage des poteaux

#### 4.3.4.2. Calcul du coefficient de remplissage

$$\psi = \frac{0.3754 N_0 h + N_u \left( \frac{h}{2} - d' \right) - M_u}{(0.8571 h - d') N_0}$$

$$\psi = \frac{0.3754 \times 2956.8 \times 0.4 + 165.21 \left( \frac{0.4}{2} - 0.0396 \right) - 8.07}{(0.8571 \times 0.4 - 0.0396) 2956.8}$$

$\psi = 0.4654 \leq 0.8095 \Rightarrow$  Utilisation de l'organigramme de flexion simple (Annex)

$$a = d - \frac{h}{2} + e = 0.2288 \text{ m}$$

$$M_{ua} = N_u \times a = 165.21 \times 0.2288 = 37.8 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \sigma_b} = \frac{37.8}{0.4 \times 0.36^2 \times 18,48 \times 10^3} = 0.0394$$

$$\varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s E} = \frac{400}{1 \times 2.1 \times 10^5} = 1.9 \times 10^{-3}$$

$$\alpha_l = \frac{7}{7 + 2\varepsilon_l} = 0.999$$

$$\mu_l = 0.8\alpha_l(1 - 0.4\alpha_l) = 0.47$$

$$\mu = 0.0394 < \mu_l = 0.47$$

$$\mu = 0.0394 < 0.1859$$

$$\mu = 0.0394 < 0.1042$$

$\alpha \in [0; 1/6]$  est racine de l'équation

$$15\alpha^4 - 60\alpha^3 + (20 - 4\mu)\alpha^2 + 8\mu\alpha - 4\mu = 0$$

$$\alpha = 0.09452$$

$$\beta = \frac{5\alpha^2(3 - 8\alpha)}{3(1 - \alpha)^2} = 0.04075$$

- **Détermination des armatures :**

$$A_s = \frac{\beta \cdot b \cdot d \cdot \sigma_b}{\sigma_s} = \frac{0.04075 \times 36 \times 40 \times 18.48}{400}$$

Donc :  $A_s = 2.71 \text{ cm}^2$

#### 4.3.5. Choix de ferrailage

N.B : puisque le séisme change la direction, on a ferrailé le poteau symétriquement et sous les efforts maximum ( $M$ ,  $N$ ).

$$A_{min} = \max \left\{ \frac{b \times h}{1000}; 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_{min} = \max \{1.6; 1.73\}$$

$$A_s = 2.71 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.73 \text{ cm}^2$$

#### 4.3.6. Ferrailage avec le logiciel SOCOTEC

Pour les autres poteaux de notre structure nous avons utilisé le logiciel « SOCOTEC » pour le ferrailage des sections soumises à la flexion composée. A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants :

##### 4.3.6.1. Etat limite ultime

**Tableau 4.12 :** Choix des armatures longitudinales pour les poteaux

Niveaux	Section	N (KN)	M (kN.m)	As socotec	A <sub>s,min</sub> (RPA)	A <sub>s,max</sub> (RPA)		As (cm <sup>2</sup> )	
						ZC	ZR		
RDC	40x40	-196,74	-3,44	0	12,8	64	96	4HA14 +4HA16	14,21
		-1352,5	-3,26	0					
		-387,49	22,65	0					
1,2	35x35	-131,32	-4,06	0	9,8	49	73.5	4HA12 +4HA14	10,69
		-1117,6	-4,88	0					
		-178,83	39,14	0					
3,4,5,6	30x30	10,44	-2,46	1	7,2	36	54	4HA12 +4HA14	10,69
		-715,69	-6,14	0					
		-3,91	39,17	3,74					

### 4.3.6.2. Etat Accidentelle

**Tableau 4.13:** Choix des armatures longitudinales pour les poteaux

Niveaux	Section	N (KN)	M (kN.m)	As socotec	$A_{s,min}$ (RPA)	$A_{s,max}$ (RPA)		As (cm <sup>2</sup> )	
						ZC	ZR		
RDC	40x40	-1053,85	-0,723	0	12,8	64	96	4HA14 +4HA16	14,21
		165,21	8,07	2.7					
		-186,22	21,309	0					
1,2	35x35	-878,22	-0,209	0	9,8	49	73.5	4HA12 +4HA14	10,69
		-413,98	33,328	0					
		153,44	11,212	2.96					
3,4,5,6	30x30	-560,25	-0,226	0	7,2	36	54	4HA12 +4HA14	10,69
		98,06	13,286	2.69					
		17,45	31,345	3.39					

### 4.3.7. Armatures transversales

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_L \right\}$$

On choisit :  $\phi_t = 10mm$

$$\phi_t = 10mm \rightarrow A_t = m_t \times a_t = m_t \times \frac{\pi \times d^2}{4} = 2.01cm^2$$

L'espacement des Armatures transversales selon RPA99

Dans la zone nodale :  $t \leq \min(10\phi_l, 15 cm)$

Dans la zone courante :  $t' \leq 15\phi_l$

On prend :  $t = 15 cm$

### 4.3.8. Vérification des Armatures transversales RPA99/V2003

$$\frac{A_t}{t} \geq \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{l_f}{b} = \frac{0.7 \times 3.06}{0.4} = 5.355 \rightarrow \rho_a = 2.5$$

**4.3.8.1. Etat limite ultime****Tableau 4.14** : Vérification des Armatures transversales RPA99/V2003

Niveaux	Section	V(KN)	$A_t(cm^2)$	$\phi_t(cm^2)$	Vérification
RDC	40x40	-22,39	0.5247	2.01	C.V
1,2	35x35	32,77	0.768	2.01	C.V
3,4,5,6	30x30	36,73	0.8608	2.01	C.V

**4.3.8.2. Accidentelle****Tableau 4.15** : Vérification des Armatures transversales RPA99/V2003

Niveaux	Section	V(KN)	$A_t(cm^2)$	$\phi_t(cm^2)$	Vérification
RDC	40x40	26,53	0.6218	2.01	C.V
1,2	35x35	22,53	0.528	2.01	C.V
3,4,5,6	30x30	43,25	1.01	2.01	C.V

**4.3.9. Vérification de la contrainte de cisaillement**

Le calcul de la contrainte de cisaillement se fait au niveau de l'axe neutre. La contrainte de cisaillement est exprimée en fonction de l'effort tranchant à l'état limité ultime par :

$$\tau = \frac{V_u}{b \cdot d} \quad (4.4)$$

La contrainte de cisaillement est limitée par une contrainte admissible  $\tau_u$  égale à :

$$\tau_u < \left( \frac{0,15f_{c28}}{\gamma_b}, \quad 4MPa \right) \quad (4.5)$$

Pour une fissuration préjudiciable, ou très Préjudiciable

$$\tau_u = 2.5 \text{ MPa Durable}$$

$\tau_u = 3.26 \text{ MPa}$  Accidentelle

$$\tau_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad (4.6)$$

- $\rho_d = 0.075$  si  $\lambda g > 5$
- $\rho_d = 0.040$  si  $\lambda g < 5$

$\tau_{bu} = 1.875 \text{ MPa}$

Constatation  $\tau < \min(\tau_{bu}; \tau_u)$

#### 4.3.9.1. Etat limite ultime

**Tableau 4.18 :** Vérification de la contrainte de cisaillement à l'ELU

Niveaux	Section	V(kN)	$\tau$ (MPa)	$\tau_u$ (MPa)	Vérification
RDC	40x40	-22,39	0.155	1.875	C.V
1,2	35x35	32,77	0.297	1.875	C.V
3,4,5,6	30x30	36,73	0.453	1.875	C.V

#### 4.3.9.2. Accidentelle

**Tableau 4.19 :** Vérification de la contrainte de cisaillement à l'état accidentelle.

Niveaux	Section	V (KN)	$\tau$ (MPa)	$\tau_u$ (MPa)	Vérification
RDC	40x40	26,53	0.184	1.875	C.V
1,2	35x35	22,53	0.204	1.875	C.V
3,4,5,6	30x30	43,25	0.534	1.875	C.V

#### 4.3.10. Schéma de ferrailage des poteaux

Le schéma du ferrailage type d'un poteau carré en béton armé est représenté dans la figure 4.5.

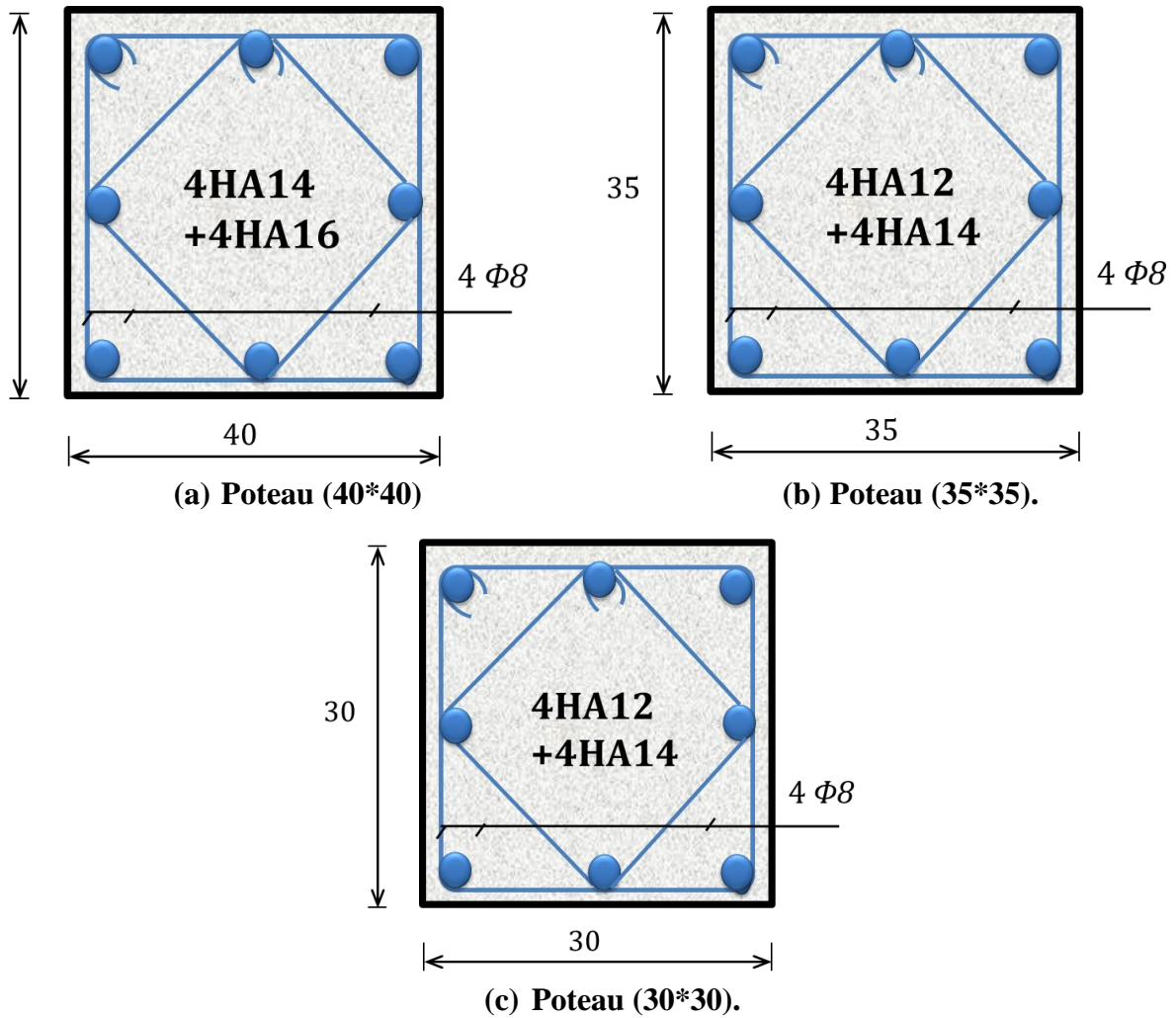


Figure 4.5: Disposition des armatures dans les poteaux.

## 4.4. Ferrailage des voiles

### 4.4.1. Principes de dimensionnement des voiles

Sous l'action des forces verticales et horizontales, les voiles sont sollicités en flexion composée et le ferrailage se fait selon les recommandations du règlement RPA99 modifié en 2003.

- ✓ Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales l'effet de tractions doit être pris en totalité par les armatures.
- ✓ Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,2%.
- ✓ Les barres horizontales doivent être munies de crochet à  $135^\circ$  ayant une longueur égale à 10.

✓ L'espacement des barres verticales et horizontales est donné par formule suivante :

$$St \leq \min (1,5a ; 30cm) \quad (4.7)$$

$a$ : Épaisseur du voile.

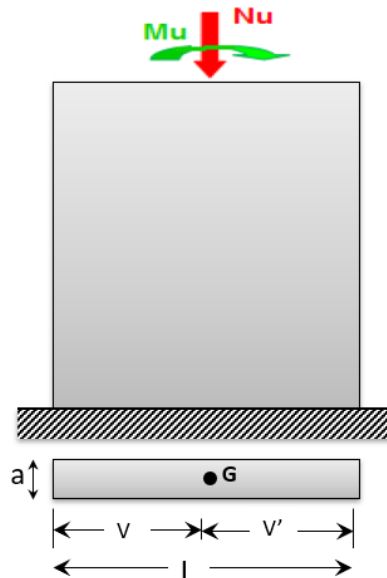
Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4épingles au mètre carré, le diamètre des barres ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur de voile.

#### 4.4.2. Méthode de ferrailage des voiles

Il existe deux méthodes pour le calcul du ferrailage des voiles :

- Méthodes de la flexion composée (comme les poteaux) avec SOCOTEC
- Méthode des contraintes

Dans ce que suit nous présentant la méthode des contraintes pour le calcul des voiles en béton armé. C'est une méthode simplifiée basée sur les contraintes, elle admet de faire les calculs des contraintes en supposant un diagramme linéaire. Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encastree à sa base, (figure 4.6).



**Figure 4.6 :** Voile pleine.

Le calcul des armatures des voiles sera fait par la méthode des contraintes et vérifier selon RPA 99/version 2003 sous les effets  $N_{max}$  et  $M_{cor}$  :

- ✓ **Pour la vérification : G+Q+ E**
- ✓ **Pour le ferrailage : 0,8G+ E**

Les contraintes aux extrémités du voile sont déterminées, selon les hypothèses de la résistance des matériaux comme suit :

- **Pour l'extrémité gauche :**

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} - \frac{M \times V}{I} \quad (4.8)$$

- **Pour l'extrémité droite :**

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} + \frac{M \times V'}{I} \quad (4.9)$$

Avec :

$N$  : effort normal appliqué.

$M$  : moment fléchissant appliqué.

$A$  : section transversale du voile.

$I$  : moment d'inertie.

$V$  et  $V'$  : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

La section est sollicitée en flexion composée suivant l'excentricité  $e = M/N$  On trouve que la section soit :

- **Entièrement comprimée lorsque :  $(\sigma_1; \sigma_2) \geq 0$  .**
- **Entièrement tendue lorsque :  $(\sigma_1; \sigma_2) \leq 0$  .**
- **Partiellement tendue lorsque :  $\sigma_1 < 0$  et  $\sigma_2 > 0$  .**

Pour le calcul du ferrailage du voile, on distingue les trois cas suivants :

- ✓ **1<sup>ère</sup> cas :**

Si  $(\sigma_1; \sigma_2) \geq 0$  : La section du voile est entièrement comprimée, la zone courante est armée par le minimum exigé par RPA99 modifié en 2003 ( $A_{min} = 0,2\% a \times l$ )

- ✓ **2<sup>ème</sup> cas :**

Si  $(\sigma_1; \sigma_2) \leq 0$  la section du voile est entièrement tendue (pas de zone comprimée) on calcule le volume des contraintes de traction  $F_t$  après la section des armatures verticales

$$A_V = \frac{F_t}{f_e}$$

Puis, on compare  $A_V$  avec la section minimale exigée par RPA99 modifié en 2003 :

- Si  $A_V \leq A_{min} = 0,20\% a \times L$ , on ferraille avec la section minimale.
- Si  $A_V > A_{min} = 0,20\% a \times L$ , on ferraille avec  $A_V$ .

La section des armatures horizontales est donnée par le pourcentage minimales est suivant :

$$A_h = 0,15\% a \times 100 (1ml)$$

✓ 3<sup>ème</sup> cas :

Si  $\sigma_1$  et  $\sigma_2$  sont de signe différent, la section est donc partiellement comprimée, on calcule le volume des contrainte pour la zone tendue.

#### 4.4.3. Armature horizontale

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchants, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc ils doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales. D'après l'Art 7.7.2 RPA99 modifié en 2003 ces armature sont données par :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2f_{c28} = 5MPa \quad (4.9)$$

On :  $\tau_b = \frac{\bar{v}}{b_0 \cdot d}$  avec  $\bar{v} = 1.4V$

$V$  : effort tranchant du au séisme.

$b_0$  : épaisseur du voile,

$d = 0,9h$  Avec  $h$  : hauteur totale de la section.

**Tableau 4.20:** Contrainte de cisaillement

	$V(kN)$	$\tau_b (MPa)$	$\bar{\tau}_b (MPa)$	$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$
Sens (x,x)	416.43	1.62	5	CV
Sens (y,y)	689.92	1.01	5	CV

Pour  $\tau_b \leq 0,025 \times f_{c28}$ :  $A_t \geq 0.0015 \times b \times s \times (0.15\%)$

Pour  $\tau_b > 0,025 \times f_{c28} : A_t > 0.0025 \times b \times s$  (0.25%)

a) **Premier sous-cas** : linteaux longs :

$$\lambda_g = \frac{l}{h} > 1 \quad (4.10)$$

L'espacement des cours d'armatures transversales  $s$  doit être :

$$s \leq \frac{A_t \times f_e \times z}{V} \quad (4.11)$$

Où  $A_t$  : section d'un cours d'armatures transversales ;

$$z = h - 2d' ;$$

$V$  : Effort tranchant dans la section considérée ;

$l$  : portée du linteau.

b) **Deuxième sous cas** : linteaux courts (voir figure 4.7) :

$$\lambda_g \leq 1$$

L'espacement des cours d'armatures transversales  $s$  doit avoir :

$$s \leq \frac{A_t f_e z}{V + A_t f_e} \quad (4.12)$$

Avec,  $V = \min (V_1, V_2)$

$$V_2 = 2V_u \text{ Calcul}$$

Et :

$$V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$$

Avec  $M_{ci}$  et  $M_{cj}$  moments « résistants ultimes » des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée  $l_{ij}$  et calculés par :

$$M_c = A_t f_e \cdot z \quad (4.13)$$

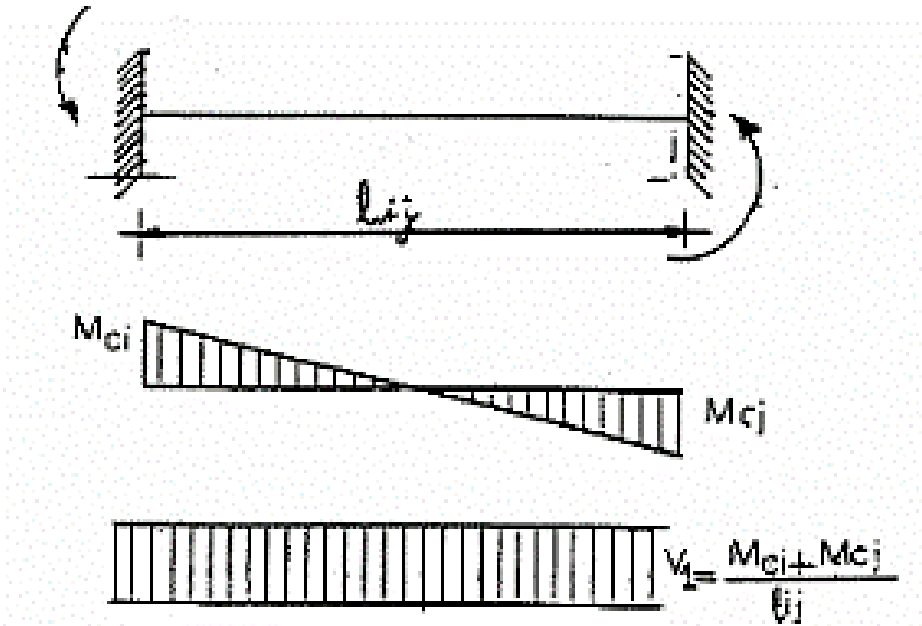


Figure 4.7 : Cas du linteau court

#### 4.4.4. Exemple de Ferrailage des voiles

Dans ce qui suit on va présenter un exemple de ferrailage de deux voiles calculés dans le sens x-x et le sens y-y par le logiciel SOCOTEC. Le ferrailage sera calculé en flexion composée. Les efforts (N et T) et les moments fléchissant (M) sont obtenus par le logiciel « ETABS ».

##### 4.4.4.1. Ferrailage des voiles sens (x-x)

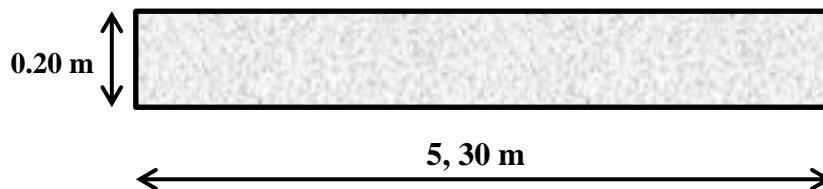


Figure 4.8: Données géométriques du voile dans le sens x-x

**Tableau 4.21:** Ferrailage de voiles dans le sens  $x-x$ .

Niveaux	$N$ (kN)	$M$ (kN.m)	$A_s$ (socotec) ( $cm^2$ )	$A_{s\ min}$ (RPA) ( $cm^2$ )	$A_s$ ( $cm^2$ )	
RDC	-881,78	2729,232	2,65	15.9	20HA12	22.63
	-1861,11	-3728,929	0			
	-1295,34	3721,934	2,83			
1,2	-596,27	1425,684	0	15.9	20HA12	22.63
	-1727,43	-3150,586	0			
	-765,59	3114,867	6,15			
3,4,5,6	-86,69	144,244	0	15.9	20HA12	22.63
	-1126,96	-882,841	0			
	-544,2	1630,91	1,19			

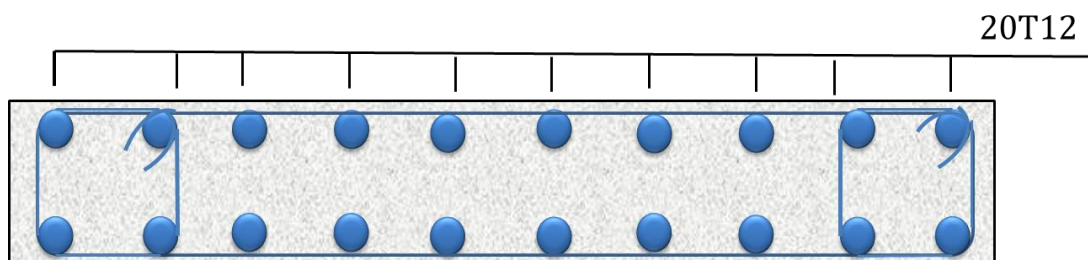
$$\lambda_g = 0.57 \leq 1$$

$$s \leq \frac{A_t f_e z}{V + A_t f_e} = \frac{20 \times 400 \times 2 \times 1000}{689.92 \times 1000 + 20 \times 400} = 22.925 \text{ cm}$$

$$A_t > 0.0025 \times b \times s \text{ (0.25\%)}$$

$$A_t > 1.14 \text{ cm}^2$$

Le schéma du ferrailage d'un exemple de voile dans le sens  $x-x$  est représenté dans la figure 4.10.

**Figure 4.10 :** Schéma de ferrailage du voile dans le sens  $x-x$ .

## 4.4.4.2. Ferrailage des voiles (y-y)

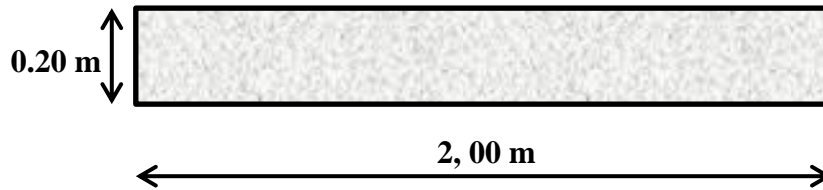


Figure 4.11: Données géométriques du voile dans le sens y-y.

Tableau 4.22: Ferrailage de voiles dans le sens y-y.

Niveaux	N (kN)	M (kN.m)	A <sub>s</sub> (socotec) (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s min</sub> (RPA) (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	
RDC	-426,35	350,881	0	6	14HA10	11,00
	-1064,03	-867,835	0			
	-742,21	878,15	3,21			
1,2	-323,33	172,715	0	6	14HA10	11,00
	-1045,54	-535,744	0			
	-400,9	527,242	2,12			
3,4,5,6	-28,47	35,517	0,1	6	14HA10	11,00
	-819,88	-247,88	0			
	-291,21	277,153	0			

$$\lambda_g = 1.53 > 1$$

$$s \leq \frac{A_t f_e z}{V} = \frac{10 \times 400 \times 2.66}{416.43} = 25.55 \text{ cm}$$

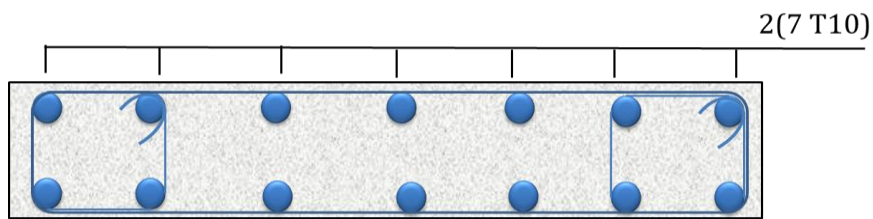
Pour

$$\tau_b > 0,025 \times f_{c28}$$

$$A_t > 0.0025 \times b \times s \text{ (0.25\%)}$$

$$A_t > 1.277 \text{ cm}^2$$

Le schéma du ferrailage d'un exemple de voile dans le sens y-y est représenté dans la figure 4.12.



**Figure 4.12:** Schéma de ferrailage du voile dans le sens y-y

# *Chapitre 5*

---

*Effet de la zone sismique sur la réponse  
sismique des structures en béton armé*

## 5.1. Introduction

Dans ce présent chapitre, trois bâtiments implantés dans trois zones sismiques différentes conformément à la dernière version du règlement parasismique algérien (RPA99 version 2003) ont été étudiés. Ces derniers ont été dimensionnés et ferrailés en considérant que l'implantation du même bâtiment change selon sa zone sismique, à savoir : Zone III, Zone IIa et Zone IIb. L'objectif de ce travail de recherche est d'évaluer l'effet de la zone sismique sur la réponse d'un même bâtiment implanté dans des zones sismiques différentes, ce qui va permettre de comprendre l'impact de la zone sismique sur le critère économique.

## 5.2. Paramètres utilisés pour l'étude sismiques

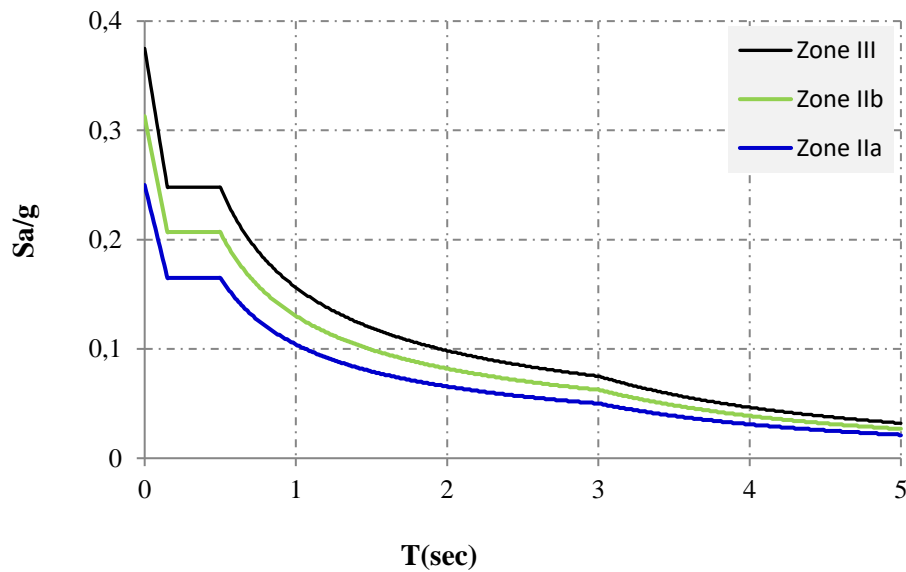
On précise que dans l'étude effectuée, on change que la zone sismique, en gardant les autres paramètres constants comme le montre le Tableau 5.1.

**Tableau.5. 1** : Paramètres utilisés pour l'étude sismiques

Zone sismique	IIA	IIB	III
Groupe d'usage	<i>Groupe 2</i>		
Site	Meuble S3		
Système de contreventement "R"	4		
L'amortissement " $\xi$ (%)"	10%		
Facteur d'amplification dynamique moyen "D"	1,91		
Facteur de qualité "Q"	$Q_x=1.2$ ; $Q_y=1.25$		
Coefficient de pondération " $\beta$ "	0.2		
Coefficient d'accélération "A"	0.15	0.20	0.25
Poids total de la structure "W"	34216.74	35011.95	35011.95

## 5.3. Spectre de réponse sismique

La figure 5.1 montre une comparaison des spectres de réponse relatifs aux trois zones sismiques étudiés (IIa, IIb, III).



**Figure 5.1 :** Spectre de réponse pour les trois zones sismiques (IIa, IIb, III)

On remarque dans la figure 5.1 que l'effet de la zone sismique se voit initialement sur les accélérations sismiques données par les graphes. On note que le passage de la zone sismique IIa à IIb et puis à la zone III entraîne une augmentation de l'accélération de dimensionnement des bâtiments. On précise que l'augmentation de ces accélérations diffèrent selon la période fondamentale du bâtiment, le décalage est important dans les faibles périodes et diminue dans les longues périodes.

## 5.4. Effet de la zone sismique sur la réponse sismique

### 5.4.1. Périodes de vibration et taux de participation massique

Dans le tableau 5.2 ci-après, on constate que la valeur de la période fondamentale  $T$  ne dépend pas de la zone sismique, sa valeur est liée directement à la masse et à la rigidité de la structure, tant qu'on garde la même disposition de voiles et les mêmes sections de poteaux, donc on aura automatiquement même : poids, rigidité et période. La période de la structure est une caractéristique indépendante du chargement. On note que dans le cadre du changement de la zone sismique, la période donnée par ETABS peut être légèrement différente en fonction de la zone sismique, ce qui s'explique par les changements de sections de poteaux suite aux vérifications de l'effort normal réduit.

**Tableau 5.2 :** périodes fondamentales calculées dans les trois zones sismiques

	<b>Zone IIA</b>	<b>Zone IIB</b>	<b>Zone III</b>
$T_{RPA}$	0,367	0,367	0,367
$T_{ETABS}$	0,455756	0,432405	0,432405

#### 5.4.2. Efforts tranchants à la base de la structure

Une comparaison entre les résultats de l'effort tranchant statique et dynamique calculé à la base de la structure est regroupée dans les tableaux 5.3 et 5.4, respectivement pour les trois zones sismiques étudiés.

**Tableau 5.3 :** Effort sismique statique  $V_{RPA}$  .

	<b>Zone IIA</b>	<b>Zone IIB</b>	<b>Zone III</b>
Sens x	2940.92	4012.37	5015.46
Sens-y	3063.46	4179.55	5224.43

**Tableau 5.4 :** l'effort sismique dynamique  $V_{ETABS}$  .

	<b>Zone IIA</b>	<b>Zone IIB</b>	<b>Zone III</b>
Sens x	2809.17	3831.27	4784.60
Sens-y	2820.76	3839.80	4794.45

D'après la figure 5.1, on remarque que lorsque l'intensité sismique augmente, l'effort tranchant dynamique augmente dans les deux directions : (sens x-x et sens y-y). Cette augmentation est justifiée par l'effet de l'action sismique (le spectre de réponse :  $A_{III}=0.25$ ,  $A_{IIB}=0.20$ ,  $A_{IIA}=0.15$ ). Les mêmes remarques ont été observé pour l'effort tranchant calculé à la base de la structure par la méthode statique équivalente (figure 5.2). On remarque que le changement de la zone sismique affecte directement l'effort tranchant de la structure, qui

représente la force de dimensionnement des bâtiments. L'effort tranchant dans le sens XX de la zone sismique IIa est de 2940.9 kN, par contre dans la zone sismique III est de 5015.4 kN, on note une augmentation de 70 %.

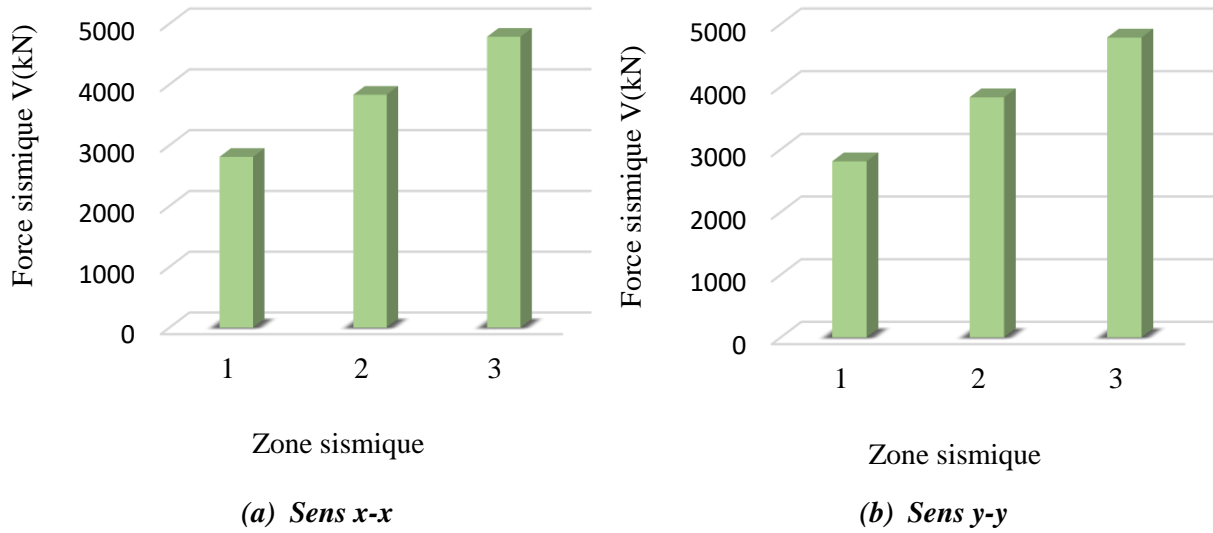
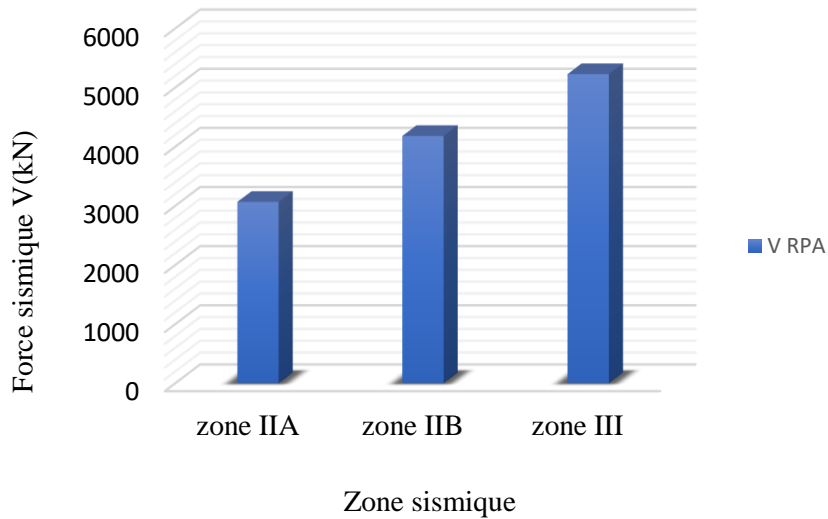
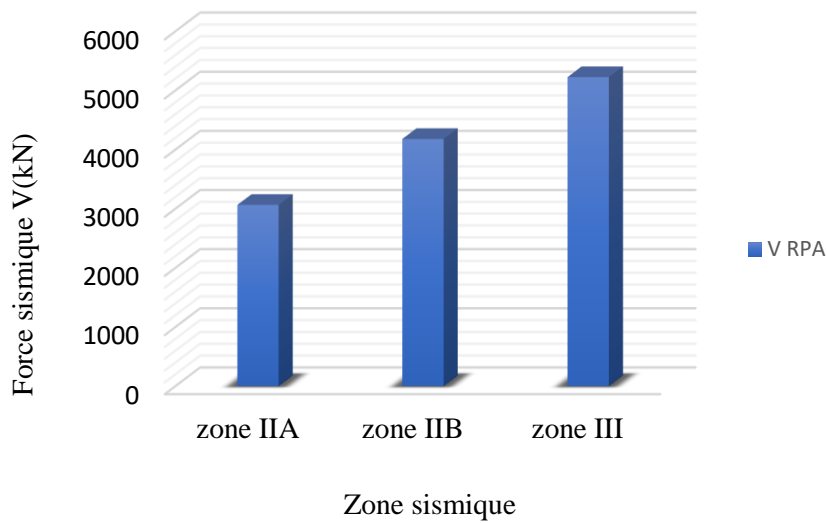


Figure 5.2 : Efforts tranchants dynamique à la base dans le sens x-x





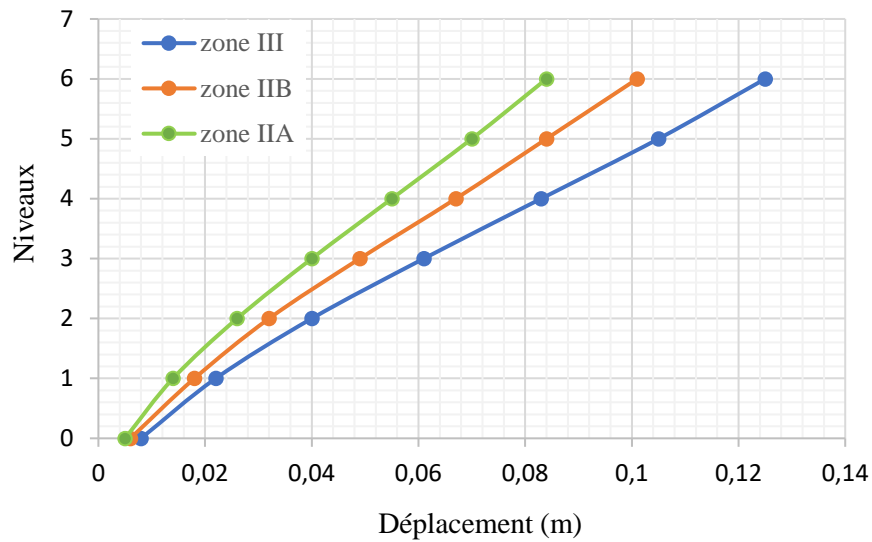
**Figure 5.2 :** Efforts tranchants statique à la base dans le sens x-x et le sens y-y

#### 5.4.3. Déplacements absolus de la structure

Le tableau 5.5 et le tableau 5.6, regroupe les résultats trouvés pour les déplacements absolus calculés dans les trois zones sismiques pour les deux directions.

**Tableau 5.5 :** Déplacement par niveau dans le sens x-x

Niveaux	Zone III	Zone IIB	Zone IIA
<b>RDC</b>	0,08	0,006	0,005
<b>1</b>	0,022	0,018	0,014
<b>2</b>	0,04	0,032	0,026
<b>3</b>	0,061	0,049	0,04
<b>4</b>	0,083	0,067	0,055
<b>5</b>	0,105	0,084	0,07
<b>6</b>	0,125	0,101	0,084

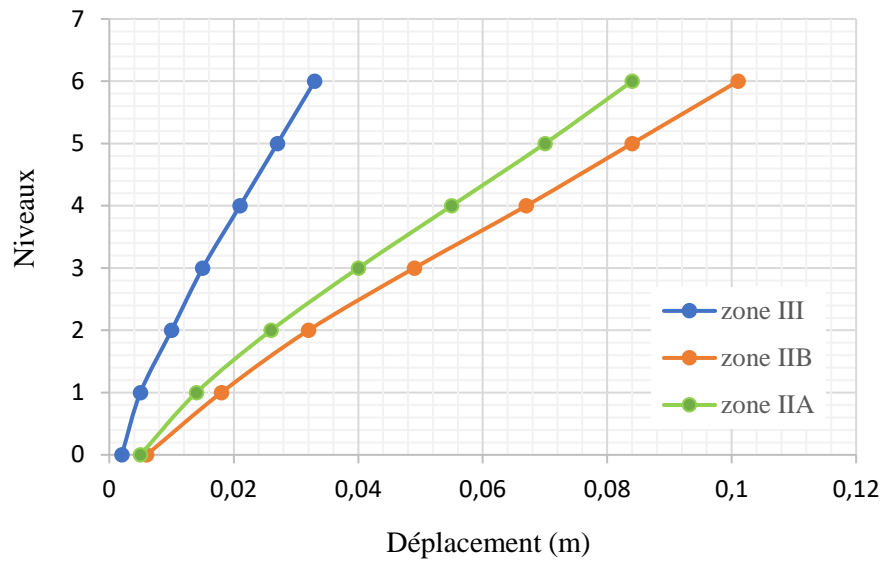


**Figure 5.3 :** Déplacement par niveau dans le sens x-x.

**Tableau 5.6 :** Le déplacement par niveau dans le sens y-y

Niveaux	Zone IIA	Zone IIB	Zone III
<b>RDC</b>	0,002	0,002	0,003
<b>1</b>	0,005	0,006	0,008
<b>2</b>	0,01	0,012	0,015
<b>3</b>	0,015	0,018	0,023
<b>4</b>	0,021	0,026	0,032
<b>5</b>	0,027	0,033	0,041
<b>6</b>	0,033	0,04	0,049

D'après les figures 5.3 et 5.4, les tableaux 5.5 et 5.6, on note que les déplacements absolus de la structure augmentent en fonction de la zone sismique. Le passage de la zone IIA à la zone III donne une augmentation du déplacement en tête de la structure dans le sens XX de 0.084 m à 0.125 m, l'écart en déplacement est de l'ordre de 48 %.



**Figure 5.4 :** Le déplacement par niveau dans le sens y-y.

#### 5.4.4. Rigidité de la structure $K$

Le calcul de la rigidité d'une structure est une étape cruciale dans la conception et l'analyse des structures. La rigidité d'une structure fait référence à sa capacité à résister aux déformations sous l'application de charges externes. Dans cette partie on aborde un rapport approximatif qui représente la rigidité de la structure  $K$  donnée par :

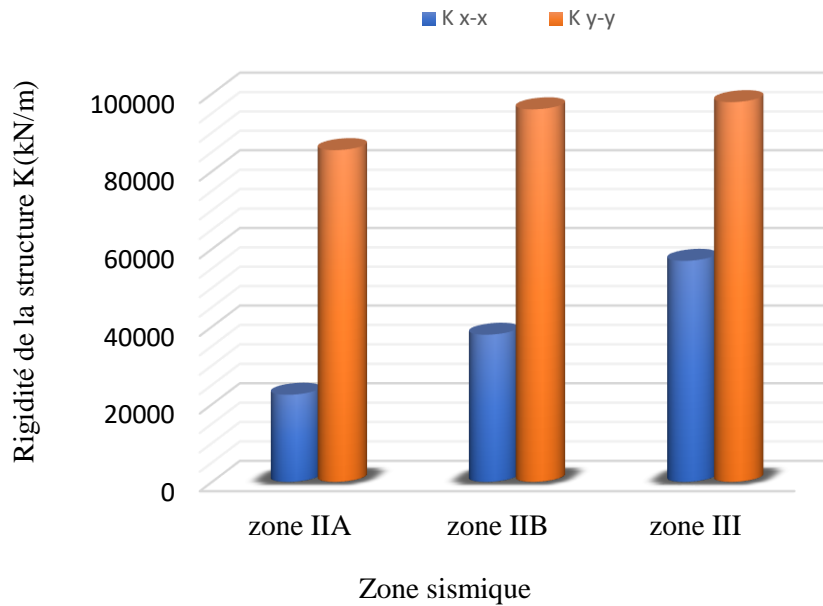
$$K = V_{dyn} / U_{sommet} \quad (5.1)$$

Avec :

$V_{dyn}$  : est l'effort sismique à la base

$U_{sommet}$  : est le déplacement au sommet de la structure

La figure 5.5 représente les variations de la rigidité de la structure en fonction de trois intensités sismiques fort et moyenne choisie conformément au zonage sismique de la dernière version du R.P.A.99/2003. D'après les résultats de la figure 5.5 on remarque une augmentation de la rigidité de la structure lorsque on passe d'une zone de moyenne intensité à une zone de forte sismicité pour les deux sens.



**Figure 5.5 :** Rigidité de la structure K en fonction de l'intensité sismique.

## 5.5. Effet de la zone sismique sur la capacité en résistance des éléments structuraux

### 5.5.1. Effet de changement de la zone sismique sur les poutres

L'influence de changement de la zone sismique sur les poutres est montrée sous forme des résultats des sollicitations appliquées sur les poutres en variant les zones sismiques ainsi sur leurs ferrailages. Le tableau 5.7 et le tableau 5.8 regroupent les résultats de moment fléchissant sismique en appuis et en travée et le ferrailage calculés dans les trois zone sismiques (zone IIA, Zone IIB et zone III) pour les poutres principales et les poutres secondaires, respectivement. Le moment fléchissant sismique dans les poutres principales et secondaires de la structure calculée dans la zone IIA est le même que dans zone IIB et III cela signifie que le changement de l'intensité sismique n'a aucun effet sur les poutres. Les mêmes constatations sont enregistrées pour ferrailage.

**Tableau 5.7 :** Armatures dans les poutres principales (situation durable).

Section	Position	$M$ (kN.m)		$As$ (socotec)	$As'$	$As$
<b>Zone IIa</b>	Appui	Min (NS)	-96,2	7,4	5HA14	7,7
		Max (NI)	30,823	2,24	3HA12	3.39
	Travée	Min (NS)	-14,085	1,1	3HA14	4.62
		Max (NI)	74,714	5,48	5HA12	5,66
<b>Zone IIb</b>	Appui	Min (NS)	-96,2	7,4	5HA14	7,7
		Max (NI)	30,823	2,24	3HA12	3.39
	Travée	Min (NS)	-14,085	1,1	3HA14	4.62
		Max (NI)	74,714	5,48	5HA12	5,66
<b>Zone III</b>	Appui	Min (NS)	-89,22	7,4	5HA14	7,7
		Max (NI)	30,823	2,24	3HA12	3.39
	Travée	Min (NS)	-14,085	1,1	3HA14	4.62
		Max (NI)	74,714	5,48	5HA12	5,66

**Tableau 5.8 :** Armatures dans les poutres secondaires (situation durable).

Section	Position	$M$ (kN.m)		$As$ (socotec)	$As'$	$As$
<b>Zone IIa</b>	Appui	Min (NS)	-67,028	5,74	4HA14	6,16
		Max (NI)	61,222	5,21	5HA12	5,66
	Travée	Min (NS)	-28,583	2,37	3HA14	4.62
		Max (NI)	32,22	2,66	3HA12	3.36
<b>Zone IIb</b>	Appui	Min (NS)	-67,028	5,74	4HA14	6,16
		Max (NI)	61,222	5,21	5HA12	5,66
	Travée	Min (NS)	-28,583	2,37	3HA14	4.62
		Max (NI)	32,22	2,66	3HA12	3.36
<b>Zone III</b>	Appui	Min (NS)	-67,028	5,74	4HA14	6,16
		Max (NI)	61,222	5,21	5HA12	5,66
	Travée	Min (NS)	-28,583	2,37	3HA14	4.62
		Max (NI)	32,22	2,66	3HA12	3.36

### 5.5.2. Effet de changement de la zone sismique sur les poteaux

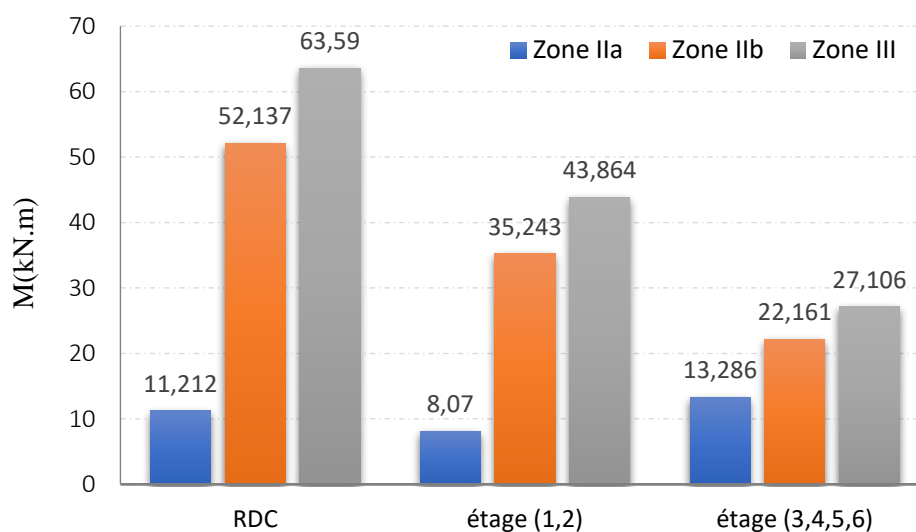
L'effet de l'intensité sismique sur les poteaux est présenté sous forme des résultats des sections des poteaux proposés, des sollicitations appliquées sur les poteaux et sur leurs ferrailages.

Les sections des poteaux proposés pour les trois zones sismiques étudiées est regroupé dans le tableau 5.9

**Tableau 5.9** : sections des poteaux proposés

Niveaux	Section		
	Zone IIa	Zone IIb	Zone III
RDC	40×40	45×45	45×45
1.2	35×35	40×40	40×40
3.4.5.6	30×30	35×35	35×35

La figure 5.7 illustre les résultats des moments maximums calculées dans les poteaux pour les trois intensités sismiques forte (zone III) et moyennes (zone IIa et zone IIb). Les résultats de la figure 5.7 montre que les sollicitations (P, M2, M3) dans les Poteaux de la structure calculée dans la zone III et la zone IIb sont plus élevées que dans la zone IIa. Cela est dû au changement du coefficient d'accélération sismique A.



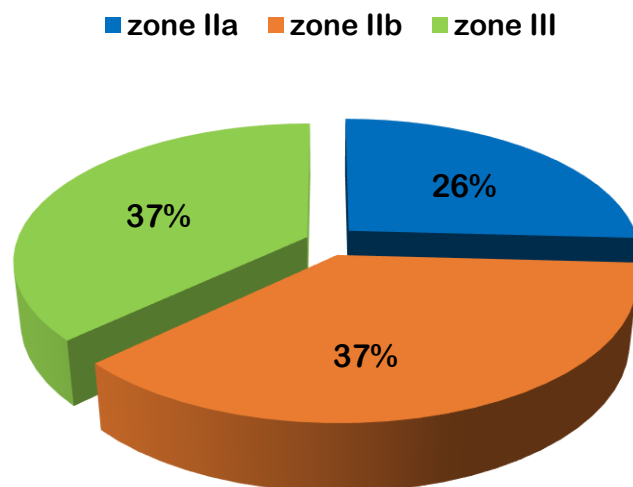
**Figure 5.7** : Moments maximums dans les poteaux

Le ferrailage des poteaux calculées dans les trois zones sismiques est regroupé dans le tableau 5.11.

**Tableau 5. 10** : Résultats de ferrailage des poteaux

	Niveaux	A adoptée	As (cm <sup>2</sup> )
<b>Zone IIa</b>	RDC	4HA14+4HA16	14,21
	1.2	4HA12+4H14	10,69
	3.4.5.6	4HA12+4H14	10,69
<b>Zone IIb</b>	RDC	4HA16+8HA14	20,37
	1.2	4HA16+8HA12	17,1
	3.4.5.6	4HA16+4HA12	12,58
<b>Zone III</b>	RDC	4HA16+8HA14	20,37
	1.2	4HA16+8HA12	17,1
	3.4.5.6	4HA16+4HA12	12,58

La figure 5.8 représente le pourcentage du ferrailage calculées pour les trois intensités sismiques. Pour les trois zones sismiques le ferrailage longitudinal trouvé dans les poteaux est le minimum du [RPA 99 / 2003](#) ce qui signifie que la section de béton utilisé (dimension de poteau) peut seule supporter les sollicitations. Ainsi, le pourcentage du ferrailage des poteaux dans la zone III et la zone II b est plus élevé que dans la zone IIa. Cela est dû au changement du coefficient d'accélération sismique A.



**Figure 5.7** : Pourcentage du ferrailage des poteaux

**5.5.3. Effet de changement de la zone sismique sur les Voiles**

Le tableau 5.11 et tableau 5.12 regroupe les résultats des moments et l'effort normal des voiles calculés dans le sens  $x-x$  et le sens  $y-y$ , respectivement. Les sollicitations (N, M) calculées dans les voiles de la structure en zone III sont plus élevées que dans la zone IIb et la zone IIa. Cela est dû au changement du coefficient d'accélération sismique A.

**Tableau 5.11** : Le moment et l'effort normal des voiles  $x-x$ 

Niveaux	Zone IIa		Zone IIb		Zone III	
	N (kN)	M (kN. m)	N (kN)	M (kN. m)	N (kN)	M (kN. m)
RDC	-881,78	2729,232	-2451,74	-1656,115	-2491,45	-2333,284
	-1861,11	-3728,92	-1327,03	3445,735	-1265,59	4127,081
	-1295,34	3721,934	-1393,55	4165,112	-1329,38	5026,23

**Tableau 5.12** : Le moment et l'effort normal des voiles  $y-y$ 

Niveaux	Zone IIa		Zone IIb		Zone III	
	N (kN)	M (kN. m)	N (kN)	M (kN. m)	N (kN)	M (kN. m)
RDC	-426,35	350,881	-910,22	-525,753	-934,07	-657,628
	-1064,03	-867,835	-439,7	207,49	-411,77	257,264
	-742,21	878,15	-457,45	538,346	-427,96	671,367

Le tableau 5.13 et tableau 5.14 regroupe les sections du ferrailage des voiles calculées pour les trois intensités sismiques. Pour les trois zones sismiques le pourcentage du ferrailage trouvé dans les voiles est le minimum du [RPA 99 / 2003](#) ce qui signifie que la section de béton utilisé peut seule supporter les sollicitations.

**Tableau 5.13** : Ferrailage voiles sens  $x-x$ 

	$A_s$ (RPA)	Ferrailage	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )
Zone IIA	15.9	20 HA 12	22.63
Zone IIB	15.9	20 HA 12	22.63
Zone III	15.9	20 HA 12	22.63

**Tableau 5.14** : Ferrailage voiles sens y-y

	$A_s$ (RPA)	Ferrailage	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )
Zone IIA	6	14 HA 10	11
Zone IIB	6	14 HA 10	11
Zone III	6	14 HA 10	11

## 5.6. Conclusion

En conclusion dans le présent chapitre nous avons pu montrer l'effet de la zone sismique sur la réponse sismique et la capacité en résistance des éléments structuraux. On note de ce travail que l'effort tranchant à la base de la structure est le paramètre le plus sensible dans cette étude. De plus, les déplacements latéraux des bâtiments sont aussi influencés par la zone sismique. Contrairement à la période de la structure qui n'a pas vraiment été influencée par la zone sismique. Concernant les efforts dans les éléments, une étude détaillée des combinaisons sismiques (Courantes et accidentelles) donnant les efforts de calcul de ferrailage doit être effectuée pour mieux comprendre l'effet de la zone sismique.

On retient par conséquent ces points essentiels suivants :

- ✓ La zone sismique n'a aucune influence sur la valeur de la période, sauf dans le cas de changement des dimensions des éléments.
- ✓ La zone sismique a un effet direct sur l'effort tranchant de la structure.
- ✓ L'augmentation de l'effort sismique engendre automatiquement une augmentation des déplacements de la structure.
- ✓ L'effort tranchant, le moment sismique et le déplacement seront augmentés à cause de l'augmentation du coefficient d'accélération de zone A.
- ✓ Le moment fléchissant sismique dans les poutres principales et secondaires de la structure calculée dans la zone IIA est le même que dans la zone IIB et III cela signifie que les efforts de calcul sont donnés par la combinaison ELU du BAEL indépendamment de l'effort sismique.
- ✓ Les sollicitations calculées dans les poteaux et les voiles de la structure dans la zone III et la zone IIB sont plus élevées que dans la zone IIA, cela montre que les combinaisons sismiques sont plus défavorables dans ces éléments verticaux pour ce bâtiment étudié.

# *Conclusions Générales et Perspectives*

---

# Conclusions générales et recommandations futures

---

## 1. Conclusion générale

La réalisation de cette étude représente la concrétisation pratique de nos connaissances théoriques acquises au cours de notre cycle de formation. Elle nous a permis d'appliquer les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements pertinents dans le domaine étudié. De plus, cette étude a joué un rôle essentiel dans le développement de notre esprit de recherche et de notre capacité à rechercher des informations pertinentes.

Il est important de souligner que la réussite d'un projet ne repose pas uniquement sur des calculs théoriques, mais nécessite également une adéquation avec la réalité pratique et l'expérience acquise sur le terrain. Cette étude nous a permis de prendre conscience de cette réalité et de l'importance de combiner la théorie avec une compréhension pratique du domaine étudié.

Dans ce travail, On a traité l'influence de la zone sismique sur le comportement sismique (réponse sismique, sollicitations, capacité en résistance) sur une structure (R+6) en béton armé contreventé par des voiles et des portiques, en variant l'intensité sismique (IIa, IIb, III) choisie conformément au zonage sismique de la dernière version du R.P.A.99/2003.

Le calcul effectué a été fait conformément aux règlements appliqués en Algérie en utilisant le logiciel ETABS. La méthode dynamique modale spectrale a été utilisée pour l'évaluation de la réponse sismique de la structure à l'aide du logiciel de calcul par élément finis ETABS 9.

Les points suivants peuvent être tirés de cette étude :

- ✓ La zone sismique n'a aucune influence sur la valeur de la période, sauf dans le cas de changement des dimensions des éléments.
- ✓ La zone sismique a un effet direct sur l'effort tranchant de la structure.
- ✓ L'augmentation de l'effort sismique engendre automatiquement une augmentation des déplacements de la structure.
- ✓ L'effort tranchant, le moment sismique et le déplacement seront augmentés à cause de l'augmentation du coefficient d'accélération de zone A.
- ✓ Le moment fléchissant sismique dans les poutres principales et secondaires de la structure calculée dans la zone IIa est le même que dans zone IIb et III cela signifie que les efforts de calcul sont donnés par la combinaison ELU du BAEL indépendamment de l'effort sismique.

## Conclusions générales et recommandations futures

---

- ✓ Les sollicitations calculées dans les Poteaux et les voiles de la structure dans la zone III et la zone IIb sont plus élevées que dans la zone IIa, cela montre que les combinaisons sismiques sont plus défavorables dans ces éléments verticaux pour ce bâtiment étudié.

En résumé, la réalisation de cette étude a permis d'appliquer nos connaissances théoriques, de développer notre esprit de recherche et de comprendre l'importance de l'expérience pratique dans la réussite d'un projet.

### 2. Perspective

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

Notons aussi que dans ce travail on a traité des cas de structures régulières (en plan et en élévation). Nous encourageons les futurs étudiants à élargir cette étude en traitant d'autres cas de structures irrégulières avec un autre système de contreventement et de confirmer ces résultats à travers le calcul non linéaire.

Le spécialiste en génie civil n'est pas un calculateur seulement, mais il faut proposer des solutions raisonnables et efficaces sur le terrain ; d'une manière générale une conception justifier doit prendre en compte premièrement la sécurité pour éviter carrément les dégâts humain et matériel, sans oublier l'économie et le temps d'exécution.

En fin, Nous espérons que cette modeste étude été comme un référence contient un minimum d'information utile pour faciliter les études des futures promotions.

*Références  
Bibliographiques*

---

# Référence bibliographique

- Achili, R et Merzouk, B. « Effet de changement de la zone sismique sur la réponse des structures en béton armé ». Mémoire de Master. Université Mouloud Mammeri Tizi Ouzou, 2020.
- Abbas, A, and Soufyane F. «étude de comportement sismique des structures en beton arme irregulieres en plan ». Mémoire de Master. Université de msila, 2021.
- Aissat, S et Leïla, B. « Effet de la zone sismique, la hauteur et la disposition des voiles sur le choix du système de contreventement. Mémoire de Master. Université Abderrahmane Mira-Bejaia, 2018.
- Bachmann, H., and Christian, M. « Conception parasismique des bâtiments: principes de base à l'attention des ingénieurs, architectes, maîtres d'ouvrages et autorités: directives de l'ofeg ». Office fédéral des eaux et de la géologie, 2002.
- Benzaoui, K, et Abdelhakim B., « Etude De l'évolution Du RPA Sur Le Comportement Structural Des Bâtiments d'habitation Et Ses Impacts Sur Le Dimensionnement d'un Point De Vue Sécuritaire Et Economique » ,2021.
- Béton Arme à l'état limite BAEL 91 Modifié 99, France, février 2000
- Charges permanentes et charges d'exploitations DTR.BC 2.2, Alger
- Chrysanidis, T., Mousama, D., Tzatzos, E., Alamanis, N., and Zachos, D. « Study of the effect of a seismic zone to the construction cost of a five-story reinforced concrete building ». Sustainability, 14(16), 2022.
- Imene, D, and bouraoui A. « Influence de la hauteur totale sur les performances sismiques des batiments », 2017.
- Kahil, A., Mohand, H., et Naceur Eddine H., « Méthode d'analyse des structures auto-stables en zone sismique ». Sciences et technologies de la communication 12, 2013.
- louzai, A, and ahmed, A. « Influence de la zone sismique sur la valeur du facteur de comportement de structures en portiques en béton arme », ALGÉRIE ÉQUIPEMENT 1111-5211, 2020
- Règles de Conception et de calcul des ouvrages en béton armé (CBA.93), Alger.1993
- RPA 99, (2003), Règles Parasismiques Algériennes, Document technique réglementaire DTR BC 248, Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique (C.G.S), Alger.

# *ANNEXES*

---

## **1. Vérification de comportement de la structure en zone IIb**

### **1.1. Vérification de comportement pour les trois premiers modes**

**Tableau 1.1 : Périodes et facteurs de participation massique du Model finale**

Mode	Période	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
<b>1</b>	<b>0,432405</b>	70,541	0,0001	0	70,541	0,0001
<b>2</b>	<b>0,271318</b>	0,0002	68,276	0	70,5412	68,2762
<b>3</b>	<b>0,232514</b>	0,0032	0,2965	0	70,5444	68,5727
4	0,114653	18,9746	0	0	89,519	68,5727
5	0,063982	0,0003	20,1691	0	89,5193	88,7418
6	0,059374	0,0161	0,8514	0	89,5354	89,5932
<b>7</b>	0,056077	5,7229	0,0003	0	<b>95,2583</b>	89,5935
8	0,040472	0,0039	0,0003	0	95,2622	89,5938
<b>23</b>	0,030726	0,054	1,4929	0	98,1152	<b>91,4352</b>

**L'analyse dynamique de la structure montrent que :**

- Le premier mode est un mode de translation selon la direction X avec un taux de participation massique de 70,541% dans cette direction (figure 3.6).
- Le deuxième mode est un mode de translation selon la direction Y avec un taux de participation massique de 68,% dans cette direction (figure 3.7).
- Le troisième mode est un mode de torsion autour de la direction verticale Z (figure 3.8).
- Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le RPA99-2003 doit être supérieur à 90% est atteint les 90% au 23<sup>eme</sup> mode pour notre structure.
- Une période fondamentale :  $T=0,432405\text{sec}$ .

## ANNEXES

### 1.2. Vérification des périodes

**Tableau 1.2:** Vérification des périodes.

	$T_{RPA}$	$T_{Reg}$	$T_{ETABS}$	$T_{ETABS} < T_{Reg}$
<b>X</b>	0,367	0,4771	0,432405	CV
<b>Y</b>	0,367	0,4771	0,432405	CV

### 1.3. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

**Tableau 1.3:** Vérification de la résultante des forces sismiques

	V1	V2	$V_{ETABS}$	$V_{RPA}$	$0.8 V_{RPA}$	$V_{ETABS} > 0.8 V_{RPA}$
<b>x-x</b>	3831,26	11,25	3831,27652	4012.37	3217.072	CV
<b>y-y</b>	11,25	3839,79	3839,80648	4179.551	3343.6408	CV

### 1.4. Vérification des déplacements

**Tableau 1.4:** Vérification le déplacement dans le sens X-X

Niveau	$h_e (cm)$	$\delta_{ek} (cm)$	$\delta_k (cm)$	$\delta_{k-1}$	$\Delta_k$	$\bar{\delta} (cm)$	$\Delta_k < \bar{\delta}$
<b>7</b>	3,06	0,01	0,04	0,0336	0,0064	0,0306	CV
<b>6</b>	3,06	0,0084	0,0336	0,0268	0,0068	0,0306	CV
<b>5</b>	3,06	0,0067	0,0268	0,0196	0,0072	0,0306	CV
<b>4</b>	3,06	0,0049	0,0196	0,0128	0,0068	0,0306	CV
<b>3</b>	3,06	0,0032	0,0128	0,0072	0,0056	0,0306	CV
<b>2</b>	3,06	0,0018	0,0072	0,0024	0,0048	0,0306	CV
<b>1</b>	3,06	0,0006	0,0024	0	0,0024	0,0306	CV

## ANNEXES

**Tableau 1.5:** Vérification le déplacement dans le sens Y-Y

Niveau	$h_e(cm)$	$\delta_{ek}(cm)$	$\delta_k(cm)$	$\delta_{k-1}$	$\Delta_k$	$\bar{\delta}(cm)$	$\Delta_k < \bar{\delta}$
7	3,06	0,004	0,016	0,0132	0,0028	0,0306	CV
6	3,06	0,0033	0,0132	0,0104	0,0028	0,0306	CV
5	3,06	0,0026	0,0104	0,0072	0,0032	0,0306	CV
4	3,06	0,0018	0,0072	0,0048	0,0024	0,0306	CV
3	3,06	0,0012	0,0048	0,0024	0,0024	0,0306	CV
2	3,06	0,0006	0,0024	0,0008	0,0016	0,0306	CV
1	3,06	0,0002	0,0008	0	0,0008	0,0306	CV

### 1.5. Vérification de l'effet P- Delta (P- $\Delta$ )

➤ Sens X-X

**Tableau 1.6 :** Vérification de l'effet P- Delta dans le sens X-X

Niveau	$P(kN)$	$P_k(kN)$	$\Delta_k$	$h_e(m)$	$V_k$	$\theta_k$	$\theta_k < 0,1$
7	459,9573	459,9573	0,0064	3,06	877,54	0,00109625	CV
6	407,026	866,9833	0,0068	3,06	1466,5	0,00131376	CV
5	408,1864	815,2124	0,0072	3,06	1917,06	0,00100057	CV
4	408,1864	816,3728	0,0068	3,06	2266,7	0,00080035	CV
3	413,2321	821,4185	0,0056	3,06	2528	0,00059464	CV
2	419,3753	832,6074	0,0048	3,06	2707,95	0,0004823	CV
1	425,24	844,6153	0,0024	3,06	2799,63	0,00023662	CV

## ANNEXES

➤ Sens Y-Y :

**Tableau 1.7** : Vérification de l'effet P- Delta dans le sens Y-Y

Niveau	$P(kN)$	$P_k(kN)$	$\Delta_k$	$h_e(cm)$	$V_k$	$\theta_k$	$\theta_k < 0,1$
7	459,9573	459,9573	0,0028	3,06	894,2	0,00047067	CV
6	407,026	866,9833	0,0028	3,06	1485,56	0,00053402	CV
5	408,1864	815,2124	0,0032	3,06	1894,12	0,00045008	CV
4	408,1864	816,3728	0,0024	3,06	2214,86	0,00028909	CV
3	413,2321	821,4185	0,0024	3,06	2491,72	0,00025856	CV
2	419,3753	832,6074	0,0016	3,06	2694,53	0,00016157	CV
1	402,86	801,49	0,0008	3,06	2784,71	7,5247E-05	CV

### 1.6. Vérification de l'effort normal

**Tableau 1.8** : Vérification de l'effort normal

Niveau	Section	Nd (KN)	Br	$f_{c28}$	Y	$\nu \leq 0.3$
RDC	45 × 45	1438,76	2025	25	0,28	CV
1 ET 2	40 × 40	1198,63	1600	25	0,30	CV
3,4,5,6	35 × 35	768,2	1225	25	0,25	CV

## 2. Vérification de comportement de la structure en zone III

### 2.1. Vérification de comportement pour les trois premiers modes

**Tableau 2.1** : Périodes et facteurs de participation massique du Model finale

Mode	Période	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
<b>1</b>	<b>0,432405</b>	70,541	0,0001	0	70,541	0,0001
<b>2</b>	<b>0,271318</b>	0,0002	68,276	0	70,5412	68,2762
<b>3</b>	<b>0,232514</b>	0,0032	0,2965	0	70,5444	68,5727
4	0,114653	18,9746	0	0	89,519	68,5727
5	0,063982	0,0003	20,1691	0	89,5193	88,7418
6	0,059374	0,0161	0,8514	0	89,5354	89,5932
<b>7</b>	0,056077	5,7229	0,0003	0	<b>95,2583</b>	89,5935
8	0,040472	0,0039	0,0003	0	95,2622	89,5938
<b>23</b>	0,030726	0,054	1,4929	0	98,1152	<b>91,4352</b>

L'analyse dynamique de la structure montrent que :

- Le premier mode est un mode de translation selon la direction X avec un taux de participation massique de 70,541% dans cette direction (figure 3.6).
- Le deuxième mode est un mode de translation selon la direction Y avec un taux de participation massique de 68,% dans cette direction (figure 3.7).
- Le troisième mode est un mode de torsion autour de la direction verticale Z (figure 3.8).
- Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le RPA99-2003 doit être supérieur à 90% est atteint les 90% au 23<sup>eme</sup> mode pour notre structure.
- Une période fondamentale :  $T=0,432405$ sec.

### 2.2. Vérification des périodes

**Tableau 2.2:** Vérification des périodes.

	$T_{RPA}$	$T_{Reg}$	$T_{ETABS}$	$T_{ETABS} < T_{Reg}$
<b>X</b>	0,367	0,4771	0,432405	CV
<b>Y</b>	0,367	0,4771	0,432405	CV

## ANNEXES

### 2.3. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

**Tableau 2.3:** Vérification de la résultante des forces sismiques

	V1	V2	V <sub>ETABS</sub>	V <sub>RPA</sub>	0.8 V <sub>RPA</sub>	V <sub>ETABS</sub> >0.8 V <sub>RPA</sub>
<b>x-x</b>	4784,58	14,04	4784,6006	5015.462	4012.3696	CV
<b>y-y</b>	14,04	4794,43	4794,45056	5224.439	4179.5512	CV

### 2.4. Vérification des déplacements

**Tableau 2.4:** Vérification le déplacement dans le sens X-X

Niveau	$h_e(cm)$	$\delta_{ek}(cm)$	$\delta_k(cm)$	$\delta_{k-1}$	$\Delta_k$	$\bar{\delta}(cm)$	$\Delta_k < \bar{\delta}$
<b>7</b>	3,06	0,0125	0,05	0,042	0,008	0,0306	CV
<b>6</b>	3,06	0,0105	0,042	0,0332	0,0088	0,0306	CV
<b>5</b>	3,06	0,0083	0,0332	0,0244	0,0088	0,0306	CV
<b>4</b>	3,06	0,0061	0,0244	0,016	0,0084	0,0306	CV
<b>3</b>	3,06	0,004	0,016	0,0088	0,0072	0,0306	CV
<b>2</b>	3,06	0,0022	0,0088	0,0032	0,0056	0,0306	CV
<b>1</b>	3,06	0,0008	0,0032	0	0,0032	0,0306	CV

**Tableau 2.5:** Vérification le déplacement dans le sens Y-Y

Niveau	$h_e(cm)$	$\delta_{ek}(cm)$	$\delta_k(cm)$	$\delta_{k-1}$	$\Delta_k$	$\bar{\delta}(cm)$	$\Delta_k < \bar{\delta}$
<b>7</b>	3,06	0,0049	0,0196	0,0164	0,0032	0,0306	CV
<b>6</b>	3,06	0,0041	0,0164	0,0128	0,0036	0,0306	CV
<b>5</b>	3,06	0,0032	0,0128	0,0092	0,0036	0,0306	CV
<b>4</b>	3,06	0,0023	0,0092	0,006	0,0032	0,0306	CV
<b>3</b>	3,06	0,0015	0,006	0,0032	0,0028	0,0306	CV
<b>2</b>	3,06	0,0008	0,0032	0,0012	0,002	0,0306	CV
<b>1</b>	3,06	0,0003	0,0012	0	0,0012	0,0306	CV

## ANNEXES

### 2.5. Vérification de l'effet P- Delta (P- $\Delta$ )

#### ➤ Sens X-X

**Tableau 2.6 :** Vérification de l'effet P- Delta dans le sens X-X

Niveau	$P(kN)$	$P_k(kN)$	$\Delta_k$	$h_e(m)$	$V_k$	$\theta_k$	$\theta_k < 0,1$
7	459,9573	459,9573	0,008	3,06	877,54	0,00137031	CV
6	407,026	866,9833	0,0088	3,06	1466,5	0,00170016	CV
5	408,1864	815,2124	0,0088	3,06	1917,06	0,00122292	CV
4	408,1864	816,3728	0,0084	3,06	2266,7	0,00098867	CV
3	413,2321	821,4185	0,0072	3,06	2528	0,00076454	CV
2	419,3753	832,6074	0,0056	3,06	2707,95	0,00056269	CV
1	425,24	844,6153	0,0032	3,06	2799,63	0,00031549	CV

#### ➤ Sens Y-Y :

**Tableau 2.7 :** Vérification de l'effet P- Delta dans le sens Y-Y

Niveau	$P(kN)$	$P_k(kN)$	$\Delta_k$	$h_e(cm)$	$V_k$	$\theta_k$	$\theta_k < 0,1$
7	459,9573	459,9573	0,0032	3,06	894,2	0,00053791	CV
6	407,026	866,9833	0,0036	3,06	1485,56	0,0006866	CV
5	408,1864	815,2124	0,0036	3,06	1894,12	0,00050634	CV
4	408,1864	816,3728	0,0032	3,06	2214,86	0,00038545	CV
3	413,2321	821,4185	0,0028	3,06	2491,72	0,00030165	CV
2	419,3753	832,6074	0,002	3,06	2694,53	0,00020196	CV
1	425,24	844,6153	0,0012	3,06	2784,71	0,00011894	CV

## 2.6. Vérification de l'effort normal

**Tableau 2.8** : Vérification de l'effort normal

Niveau	Section	Nd (KN)	Br	$f_{c28}$	Y	$\nu \leq 0.3$
RDC	45 × 45	1438,76	2025	25	0,28	CV
1 ET 2	40 × 40	1198,63	1600	25	0,30	CV
3,4,5,6	35 × 35	768,2	1225	25	0,25	CV

## 3. Conclusion

Concernant les vérifications sismiques en zone IIb et zone III, toutes les exigences du RPA sont satisfaites :

- ✓ L'excentricité accidentelle du RPA est justifiée.
- ✓ L'effort tranchant à la base est justifié.
- ✓ Le déplacement relatif est vérifié.
- ✓ Le déplacement maximal est vérifié.
- ✓ L'effet P-Delta est vérifié.
- ✓ L'effort normal réduit est vérifié.

*Organigrammes de la  
norme BAEL*

---

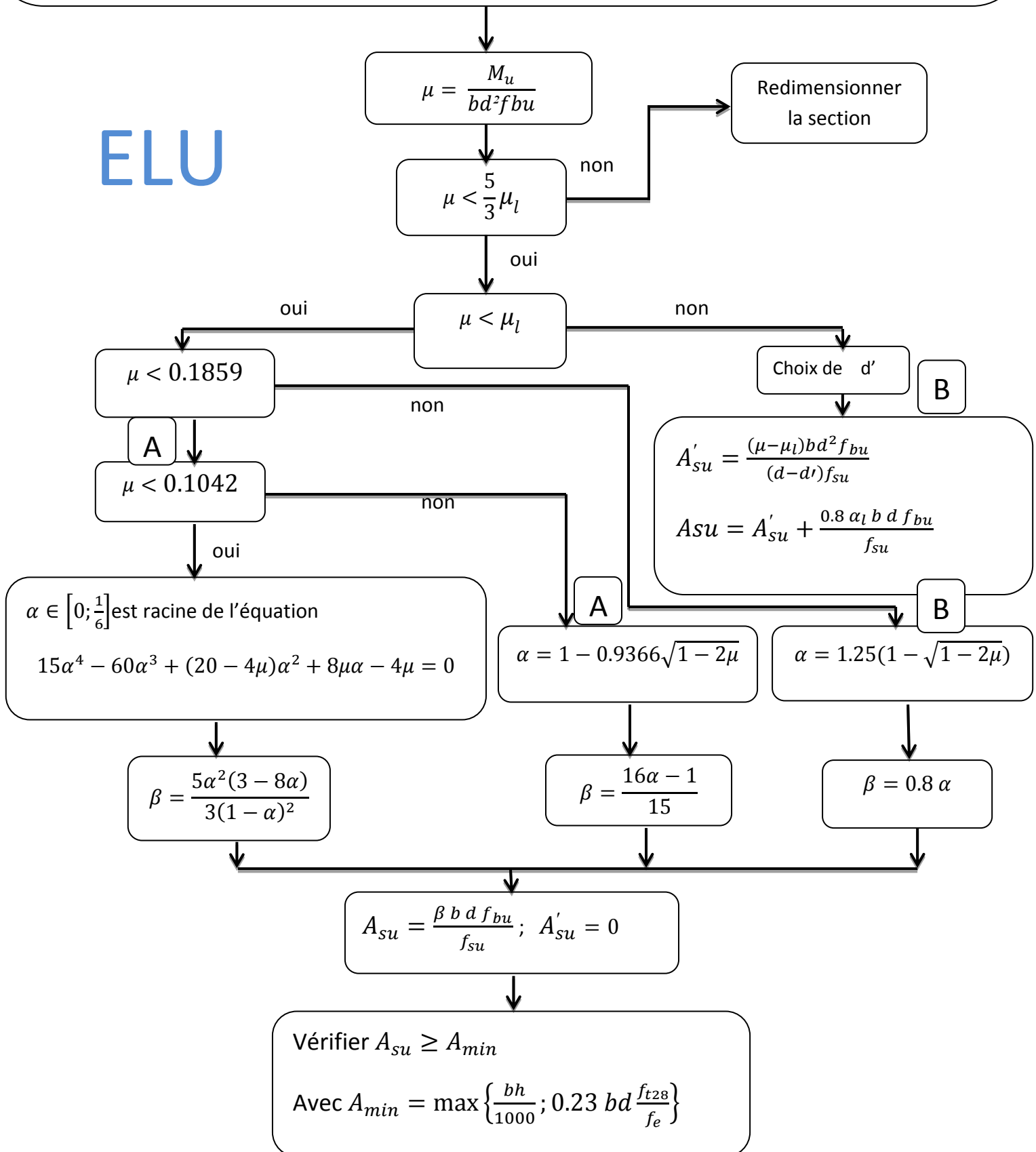
$M_u ; h ; b ; d = 0.9 h ; d' = 0.11 d ; \gamma_s = 1.15 ; \gamma_b = 1.5 ; f_{c28} ; f_e ;$

$\theta = \begin{cases} 1 & \text{si } t > 24 h \\ 0.9 & \text{si } 1 h \leq t \leq 24 h \\ 0.85 & \text{si } t < 1 h \end{cases}$   $\theta$  Est en fonction de la durée (t) d'application des combinaisons d'action

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} ; f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} ; E = 2.1 \times 10^5 MPa ; \varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s E} (0/00) ; \alpha_l = \frac{7}{7 + 2\varepsilon_l} ;$$

$$\mu_l = 0.8 \alpha_l (1 - 0.4 \alpha_l)$$

ELU



$$M_u ; N_u ; e_0 = \frac{M_u}{N_u} ; b ; h ; d = 0.9 h ; d' = 0.11 d ; f_{c28} ; f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} ; \gamma_s = 1.15 ; \gamma_b = 1.5 ; \theta$$

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} ; B ; N_0 = b h f_{bu} ; l_f = k l_0 ; k = \begin{cases} 0.5 & \text{encastré - encastré} \\ 1 & \text{articulé - articulé} \\ 0.7 & \text{encastré - articulé} \end{cases}$$

# ELU

