

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

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



## Mémoire de Master

Présenté à l'Université de 8 Mai 1945 Guelma

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de : Génie Civil et d'Hydraulique

Spécialité : Génie Civil

Option : STRUCTURES

Présenté par : BOULAHFA Salah-Eddine

---

**Thème : Etude d'un bâtiment (R+6) à usage d'habitation en  
béton armé contreventé par voiles**

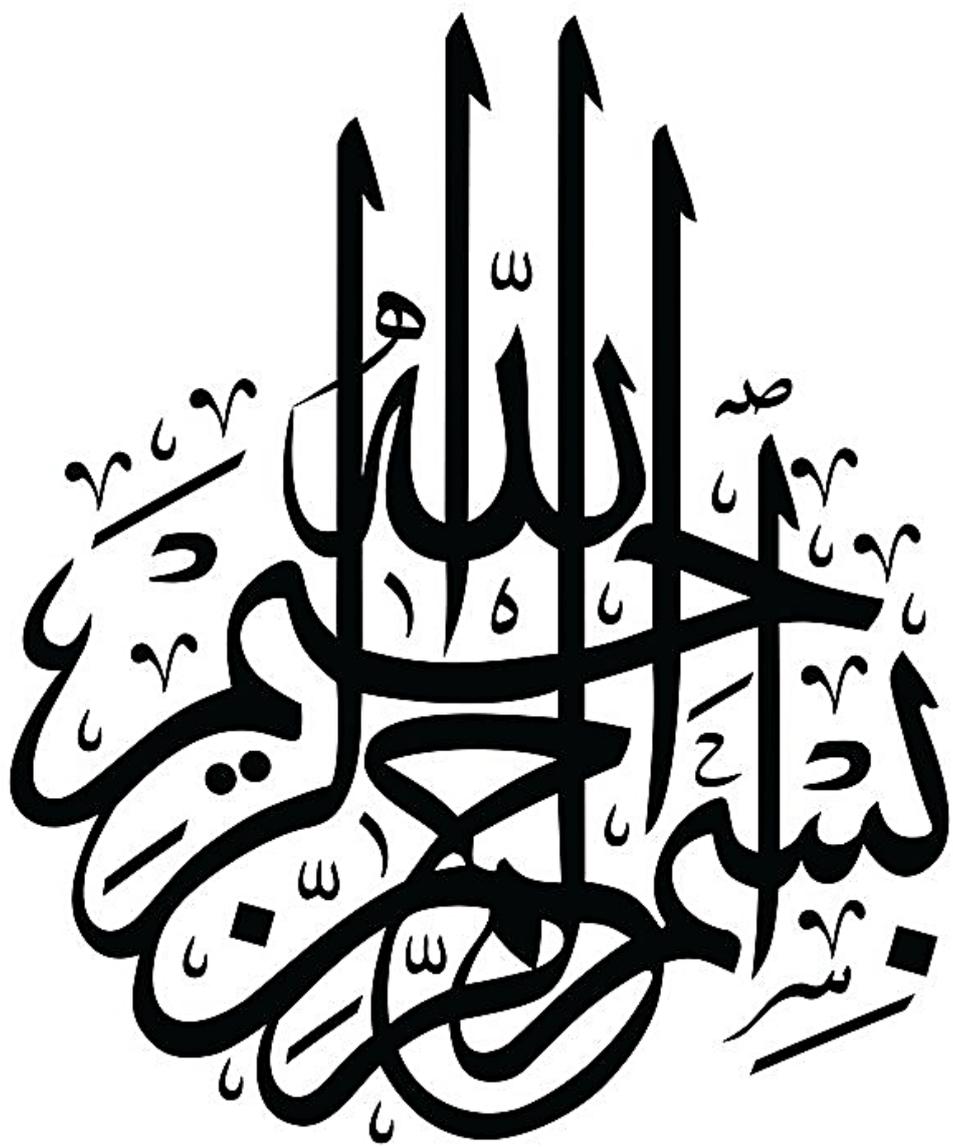
---

Sous la direction de : Pr. BENMARCE Abdelaziz

---

**Juin 2025**

---



## *Remerciements*

*Au nom d'Allah, le Tout miséricordieux, le Très miséricordieux*

*Ce travail, ainsi accompli, n'aurait point pu arriver à terme, sans l'aide, le soutien et tout le guidage d'Allah, louange au Tout miséricordieux, le seigneur de l'univers.*

*En termes de reconnaissance, je tiens à remercier tous ceux qui ont contribué de manière significative à la réalisation de ce modeste travail, en particulier :*

*Mon encadreur : Pr. BENMARCE ABDELAZIZ pour son aide, sa clairvoyance, ses conseils, sa disponibilité, et surtout sa patience qui a contribué à l'amélioration et à la finalité de ce mémoire.*

*Le président et les membres du Jury qui m'ont fait l'honneur de présider et d'examiner ce modeste travail.*

*Mes parents, pour leurs soutiens et leurs encouragements pendant toute la vie et qui continueront à m'aider dans tous les projets de l'avenir. Ainsi que tous les membres de ma famille qui ont participé de près ou de loin à m'encourager et m'aider dans mon projet.*

*Tous les enseignants de L'Université 8 Mai 1945 Guelma et particulièrement à ceux du département de Génie Civil.*

*Les plus chaleureux remerciements et toute ma gratitude à tous mes collègues de classe et mes amis chacun par son nom.*

*Encore une fois, merci au fond de cœur pour votre soutien inestimable.*

## *Dédicaces*

*J'ai l'honneur de dédier ce modeste travail*

*À mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et m'a soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.*

*À mon frère*

*À toute ma famille*

*À mon encadreur Pr. BENMARCE*

*À tous mes enseignants durant les phases d'enseignement primaire, moyen, secondaire et universitaire.*

*À tous les enseignants du département de génie civil*

*À mes très chers amis*

*À tous mes copains de classe Génie Civil, et à mes collègues de ma promotion*

*À tous mes amis sans exception*

## Résumé

Ce mémoire présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitation constitué d'un Rez-de-chaussée plus six étages (R+6), implanté à la commune de Guelma dans la wilaya de Guelma. Cette région est classée en zone sismique IIa selon le RPA99 version 2003.

En utilisant les nouveaux règlements de calcul et vérifications du béton armé (RPA99 version 2003 et B.A.E.L91 modifié 99), ce mémoire est scindé en six parties, à savoir :

La première partie a présenté l'ouvrage à étudier et les caractéristiques des matériaux utilisés. La deuxième partie fournit des informations sur le prédimensionnement des éléments structuraux et la descente des charges, suivie de la partie ferrailage des éléments non structuraux. La quatrième partie s'articule autour de la modélisation et l'étude sismique, suivie par la partie ferrailage des éléments porteurs (voiles, poteaux par robot expert). Et enfin l'étude des fondations (radier nervuré, voiles périphériques)

**Mots clés :** Bâtiment, Béton armé, Voiles en béton armé, RPA99 modifié 2003, calcul sismique, ferrailage.

## **Abstract**

This Master's thesis presents a detailed study of a building for residential use consisting of a ground floor plus 6 floors (R+6), located in Guelma city. This region is classified in seismic zone IIa, according to the Algerian anti-seismic regulation RPA99 version 2003. Using the new calculation and verification regulations for reinforced concrete (RPA99 version 2003 and B.A.E.L91 modified 99), this memoir is divided into six parts :

The first part presented the building to be studied and the characteristics of the materials used. The second part provided information on the pre-dimensioning of structural elements and the distribution of loads, followed by the part on the reinforcement of non-structural elements. The fourth part focused on modeling and seismic study, followed by the part on the reinforcement of carrying elements (arches, columns by expert robot). Finally, the study of foundations (flat slab, peripheral arches) was conducted.

**Keywords :** Building, reinforced concrete, RPA99 modified 2003, sail, Seismic calculation, reinforcement.

## ملخص

هذا المشروع هو عبارة عن دراسة مفصلة لعمارة سكنية مكونة من طابق أرضي و6 طوابق علوية، ببلدية قالمة ولاية قالمة المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية IIa حسب القوانين الجزائرية المقاومة للزلازل 1999 المعدلة سنة 2003. بإستخدام القواعد الجديدة للحساب والتحقق من الخرسانة المسلحة (BAEL91 modifié 99, RPA version 2003) قسمت الدراسة لستة أجزاء رئيسية :

خصص الجزء الأول للتعريف بالمنشأة قيد الدراسة وكذا طبيعة المواد المستعملة في الإنجاز وخصائصها، وتضمن القسم الثاني تحديد الأبعاد الأولية للعناصر الإنشائية وكذا الثانوية وحمولة كل عنصر، بينما القسم الثالث لتسليح العناصر الثانوية فيما خصص القسم الرابع للدراسة الزلزالية، يليه تسليح الهيكل والدعامات لتختتم باخر فصل وهو دراسة البنية التحتية وتسليحها.

**الكلمات المفتاحية :** العمارة، الخرسانة المسلحة، أحجية من الخرسانة المسلحة، القواعد الزلزالية الجزائرية، الدراسة الزلزالية، تسليح.

## Liste des symboles

<b>A (ou <math>A_s</math> ou <math>A_l</math>) :</b>	Aire d'une section d'acier (longitudinal).
<b><math>A_t</math> :</b>	Somme des aires des sections droites d'un cours d'armatures transversales.
<b><math>A_r</math> :</b>	Aire d'une section d'acier de répartition.
<b><math>A_{min}</math> :</b>	Section minimale d'armatures.
<b>B :</b>	Aire d'une section de béton.
<b><math>B_r</math> :</b>	Section réduite du béton.
<b><math>E_s</math> :</b>	Module de Young de l'acier.
<b><math>E_{ij}</math> :</b>	Module de Young instantané à l'âge de j jours.
<b><math>E_{iv}</math> :</b>	Module de Young différé à l'âge de j jours.
<b>F :</b>	Force ou action en général.
<b>I :</b>	Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport au béton.
<b><math>M_{ser}</math> :</b>	Moment fléchissant de calcul de service.
<b><math>M_u</math> :</b>	Moment fléchissant de calcul ultime.
<b><math>M_t</math> :</b>	Moment en travée.
<b><math>M_a</math> :</b>	Moment sur appuis.
<b><math>M_0</math> :</b>	Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres.
<b><math>N_{ser}</math> :</b>	Effort normal de calcul de service.
<b><math>N_u</math> :</b>	Effort normal de calcul ultime.
<b><math>V_u</math> :</b>	Effort tranchant de calcul ultime.
<b><math>q_u</math> :</b>	Charges réparties ultime.
<b><math>q_s</math> :</b>	Charges réparties de service.
<b>a :</b>	Largeur d'un poteau ou d'un voile.
<b>b :</b>	Largeur d'une poutre (table), d'un poteau.
<b>e :</b>	Excentricité de l'effort normal, Epaisseur d'une dalle.
<b>d :</b>	Position des armatures tendues par rapport à la fibre la plus comprimée.
<b><math>f_e</math> :</b>	Limite d'élasticité de l'acier.
<b><math>f_{cj}</math> :</b>	Résistance caractéristique à la compression du béton âge de j jours.
<b><math>f_{tj}</math> :</b>	Résistance caractéristique à la traction du béton âge de j jours.

<b>G :</b>	Charge permanente.
<b>Q :</b>	Charge d'exploitation.
<b>E :</b>	Action accidentelle.
<b>h :</b>	Hauteur d'une poutre, d'une fondation.
<b>h<sub>0</sub> :</b>	Hauteur du talon d'une poutre.
<b>h<sub>1</sub> :</b>	Hauteur du hourdis d'une poutre.
<b>h<sub>e</sub> :</b>	Hauteur libre d'étage.
<b>j :</b>	Nombre de jours de maturité du béton.
<b>L :</b>	Portée d'une poutre ou d'une dalle, hauteur d'un poteau.
<b>L<sub>f</sub> :</b>	Longueur de flambement.
<b>n :</b>	Coefficient d'équivalence acier-béton.
<b>St :</b>	Espacement des armatures transversales.
<b>y<sub>1</sub> :</b>	Profondeur de l'axe neutre calculée à l'ELS.
<b>y<sub>u</sub> :</b>	Profondeur de l'axe neutre calculée à l'ELU.
<b>z :</b>	Bras de levier du couple de flexion.
<b>α<sub>u</sub> :</b>	Profondeur de l'axe neutre adimensionnée à l'ELU.
<b>γ<sub>s</sub> :</b>	Coefficient partiel de sécurité sur l'acier (gamma).
<b>ε<sub>bcmax</sub> :</b>	Déformations maximale du béton comprimé (epsilon).
<b>ε<sub>st</sub> :</b>	Déformations des armatures tendues.
<b>ε<sub>sc</sub> :</b>	Déformations des armatures comprimées.
<b>η :</b>	Coefficient de fissuration relatif à une armature.
<b>λ :</b>	Elancement mécanique d'une pièce comprimée (lambda).
<b>μ<sub>ser</sub> :</b>	Moment ultime réduit à l'ELS (mu).
<b>μ<sub>u</sub> :</b>	Moment ultime réduit à l'ELU.
<b>ν :</b>	Coefficient de poisson (nu).
<b>ρ :</b>	Rapport de la section d'acier sur celle du béton (rho).
<b>σ :</b>	Contrainte normale (sigma).
<b>σ<sub>bc</sub> :</b>	Contrainte maximale du béton comprimé.
<b>σ<sub>st</sub> :</b>	Contrainte dans les aciers tendus.
<b>σ<sub>sc</sub> :</b>	Contrainte dans les aciers comprimés.
<b>σ<sub>sol</sub> :</b>	Contrainte du sol.
<b>τ :</b>	Contrainte tangente (tau).

$\tau_u$ :	Contrainte tangente conventionnelle.
$\tau_s$ :	Contrainte d'adhérence.
$\tau_{se}$ :	Contrainte d'adhérence d'entraînement.
$\phi_l$ :	Diamètre d'une armature longitudinale.
$\phi_t$ :	Diamètre d'une armature transversale.
$S_{rad}$ :	Surface du radier (m <sup>2</sup> ).
$S_{bat}$ :	Surface totale du bâtiment (m <sup>2</sup> ).
$W$ :	Poids propre de la structure.
$A$ :	Coefficient d'accélération de zone.
$h^N$ :	Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.
$C_T$ :	Coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage.
$D$ :	Facteur d'amplification dynamique moyen.
$R$ :	Coefficient de comportement global.
$Q$ :	Facteur de qualité.
$\beta$ :	Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

# Table des matières

Résumé.....	I
Abstract.....	II
ملخص.....	III
Liste des symboles.....	IV
Liste des figures.....	XIII
Liste des tableaux.....	XV
Introduction générale.....	1
<b>Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux</b>	
1. Introduction.....	2
2. Présentation de l'ouvrage.....	2
3. Les plans architecturaux.....	2
4. Caractéristiques géométriques du bâtiment.....	6
5. Caractéristique du sol d'assise.....	6
6. Description de la structure.....	6
6.1. Ossature de l'ouvrage.....	6
6.2. Les planchers.....	7
6.2.1. Planchers corps creux.....	7
6.2.2. Planchers en dalle pleine.....	7
6.3. Maçonnerie.....	8
6.4. Escaliers.....	8
6.5. Acrotères.....	9
6.6. Terrasse.....	9
6.7. Revêtement.....	9
6.8. Isolation.....	9
6.9. Caractéristiques des matériaux de construction.....	9
6.9.1. Principe du béton armé.....	9
6.9.2. Le béton.....	10
A. Principaux caractéristiques et avantages du béton.....	10
B. Les matériaux composants le béton.....	10
C. Dosage du béton.....	12

D. Résistances mécaniques du béton.....	12
6.9.3. Déformation et contrainte de calcul.....	13
A. Module de déformation longitudinale.....	13
B. Module de déformation transversale.....	14
C. Module de calcul.....	15
6.9.4. L'acier .....	17
A. Caractéristiques mécaniques de l'acier.....	17
B. Diagramme déformation contrainte de calcul.....	18
7. Hypothèses de calcul.....	19
A. Définition des états limites.....	19
B. Les types des états limites.....	19
8. Actions et sollicitations.....	21
<b>Chapitre II : Prédimensionnement des éléments et descente des charges</b>	
1. Introduction.....	22
2. Pré-dimensionnement des éléments.....	22
2.1. Les poutres.....	22
A. Les poutres principales (longitudinales).....	22
B. Les poutres secondaires (transversales).....	23
C. La poutre palière.....	24
2.2. Les planchers.....	25
A. Plancher à corps creux.....	25
B. Plancher à dalle pleine (balcon).....	28
2.3. Les escaliers.....	29
2.4. L'acrotère.....	31
2.5. Les voiles.....	31
3. Evaluation des charges et surcharges.....	33
A. Plancher terrasse inaccessible.....	33
B. Plancher terrasse en dalle pleine.....	34
C. Plancher étage courant et RDC.....	34
D. Balcon.....	35
E. L'acrotère.....	35

F. Mur extérieur (double cloison).....	36
G. Escalier.....	36
4. Pré-dimensionnement des poteaux.....	37
A. Définition.....	37
B. Principe.....	38
C. Etapes de Pré dimensionnement.....	38
D. Pré dimensionnement des poteaux centraux.....	38
5. Descente des charges.....	41
A. Charges d'exploitation.....	41
B. Loi de dégression.....	41
C. Calcul des charges et surcharges revenant au poteau.....	42
D. Vérifications selon le BAEL91 révisées 99.....	43
<b>Chapitre III : Calcul des éléments secondaires</b>	
1. Introduction.....	47
2. Acrotère.....	47
2.1. Dimensions et modélisation de l'acrotère.....	47
2.2. Détermination des sollicitations.....	48
2.3. Le ferrailage de l'acrotère.....	49
2.4. Condition de non fragilité.....	50
2.5. Vérification à l'Etat de service (ELS).....	50
2.6. Choix d'armature longitudinale.....	51
2.7. Armature de répartition.....	51
2.8. Espacement.....	51
2.9. Vérification de l'effort tranchant.....	51
3. Les escaliers.....	52
3.1. Prédimensionnement.....	52
3.2. Évaluation des charges.....	53
3.3. Calcul de la charge équivalente.....	54
3.4. Calcul des moments max et efforts tranchants max.....	55
3.5. Calcul du ferrailage.....	55
4. Poutre palière.....	58

4.1. Evaluation des charges.....	58
4.2. Calcul des Moments.....	58
4.3. Calcul du ferrailage à l'ELU.....	58
5. Les planchers.....	60
5.1. Prédimensionnement des poutrelles.....	61
5.2. Méthode de calcul des poutrelles.....	61
5.3. Les différents types des poutrelles.....	63
5.4. Evaluation des charges appliquées à chaque nervure.....	63
5.5. Les combinaisons d'action.....	63
5.6. Etude des poutrelles.....	64
5.7. Ferrailage des poutrelles.....	70
5.8. Vérification de l'effort tranchant.....	70
5.9. Armatures transversales.....	71
5.10. Calcul de l'espacement.....	71
5.11. Calcul de la longueur de recouvrement.....	71
5.12. Ferrailage de la dalle de compression.....	72
6. Etude des balcons.....	74
6.1. Evaluations des charges.....	74
6.2. Combinaisons des charges.....	74
6.3. Calcul des moments et des efforts tranchants.....	74
6.4. Calcul du ferrailage des balcons.....	75
<b>Chapitre IV : Calcul sismique</b>	
1. Introduction.....	77
2. Objectif de l'étude dynamique.....	77
3. Méthode de calcul.....	77
3.1. La méthode statique équivalente (MSE).....	78
3.2. La méthode d'analyse modale spectrale.....	78
3.3. La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.....	79
4. Présentation du logiciel de calcul.....	79
4.1. Le choix du positionnement des voiles.....	80
4.2. Nombre de modes considérer.....	81

5. Classification de l'ouvrage selon leur importance.....	83
5.1. Classification des zones sismiques.....	83
5.2. Classification de l'ouvrage selon son importance.....	83
5.3. Classification du site.....	84
6. Choix de la méthode de calcul.....	84
7. Calcul de la force sismique totale.....	84
7.1. Coefficient d'accélération de zone « A ».....	84
7.2. Facteur d'amplification dynamique moyen « D ».....	85
7.3. Estimation de la période fondamentale de la structure.....	86
7.4. Coefficient de comportement « R ».....	87
7.5. Facteur de qualité « Q ».....	88
7.6. Poids total de la structure.....	88
8. Calcul de l'effort sismique totale « V ».....	89
9. Vérification de l'effort sismique à la base de la structure.....	90
10. Méthode d'Analyse Modale Spectrale.....	90
10.1. Vérification de la période.....	92
11. Vérification de l'effort normal réduit sur les poteaux.....	92
12. Vérification déplacement inter-étage.....	93
13. Justification vis-à-vis de l'effet (P- $\Delta$ ).....	93
14. Vérification au renversement.....	95
<b>Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux</b>	
1. Introduction.....	97
2. Ferrailage des poteaux.....	97
2.1. Combinaisons spécifiques de calcul.....	97
2.2. Méthode de calcul du ferrailage longitudinal.....	98
2.3. Exemple de calcul pour le poteau du RDC.....	98
3. Ferrailage des poutres.....	103
3.1. Combinaisons spécifiques de calcul.....	103
3.2. Recommandation du RPA99 version 2003.....	104
3.3. Poutre principale.....	104
3.4. Poutre secondaire.....	107

4. Ferrailage des voiles.....	109
4.1. Conception.....	109
4.2. Rôle de contreventement.....	110
4.3. Les avantages des voiles.....	110
4.4. Sollicitation de calcul.....	110
4.5. La méthode de calcul.....	110
4.6. Exemple de calcul.....	112
<b>Chapitre VI : Etude de l'infrastructure</b>	
1. Introduction.....	116
2. Le rôle assuré par les fondations.....	116
3. Classification des fondations.....	116
4. Choix du type des fondations.....	117
5. Combinaisons d'actions à considérer.....	117
6. Prédimensionnement du radier.....	118
A. Epaisseur de la nervure du radier.....	118
B. Epaisseur de la dalle du radier.....	119
C. Calcul du débordement « D ».....	119
D. Calcul de la surface du radier.....	120
7. Ferrailage du radier général.....	120
A. Ferrailage de la dalle du radier.....	120
B. Ferrailage des nervures.....	123
8. Etude des longrines.....	125
9. Ferrailage du voile périphérique.....	126
Conclusion générale.....	128
Références bibliographiques.....	XVII

# Listes des Figures

## Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Figure I.1 : Vue en plan RDC.....	2
Figure I.2 : Vue en plan étage courant.....	3
Figure I.3 : Coupe A-A.....	4
Figure I.4 : Plan B-B.....	4
Figure I.5 : Plancher à corps creux.....	6
Figure I.6 : Plancher en dalle pleine.....	7
Figure I.7 : Brique creuse de 10 et 15 cm respectivement.....	7
Figure I.8 : Diagramme parabole-rectangle des contraintes-déformations du béton.....	14
Figure I.9 : Diagramme déformation-contrainte du béton à l'ELS.....	15
Figure I.10 : Diagramme Contraintes-Déformations.....	17
Figure I.11 : Diagramme des déformations limites de la section : règle des trois pivots.....	19

## Chapitre II : Prédimensionnement des éléments et descente des charges

Figure II.1 : Section de la poutre principale.....	23
Figure II.2 : Section de la poutre secondaire.....	24
Figure II.3 : Section de la poutre palière.....	25
Figure II.4 : Coupe verticale d'un plancher courant.....	25
Figure II.5 : Dimensions des poutrelles (nervures).....	27
Figure II.6 : Schéma d'escaliers.....	29
Figure II.7 : Schéma d'acrotère.....	31
Figure II.8 : Coupe de voile en élévation.....	32
Figure II.9 : Coupes de voiles en plan.....	32
Figure II.10 : Composants d'un plancher terrasse en corps creux.....	33
Figure II.11 : Composants d'un plancher terrasse en dalle pleine.....	34
Figure II.12 : Coupe plancher étage courant.....	35
Figure II.13 : Schéma de mur extérieur.....	36
Figure II.14 : Différentes sections de poteaux.....	37

## Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Figure III.1 : Schéma d'acrotère.....	47
Figure III.2 : Coupes transversales de l'acrotère.....	49
Figure III.3 : Ferrailage de l'acrotère.....	52
Figure III.4 : Vue en plan d'escalier.....	53
Figure III.5 : Schéma d'escalier.....	53
Figure III.6 : Schéma statique d'escalier.....	54

<b>Figure III.7</b> : Schéma de ferrailage d'escalier.....	57
<b>Figure III.8</b> : Schéma de ferrailage de poutre palière.....	60
<b>Figure III.9</b> : Coupe verticale du plancher à corps creux.....	61
<b>Figure III.10</b> : Schéma de ferrailage des poutrelles à corps creux.....	72
<b>Figure III.11</b> : Disposition constructive des armatures de la dalle de compression.....	73
<b>Figure III.12</b> : Courbe $\alpha = f(\mu)$ .....	75
<b>Figure III.13</b> : Schéma de ferrailage du balcon.....	76

## **Chapitre IV : Calcul sismique**

<b>Figure IV.1</b> : Vue en 3D du modèle de la structure.....	79
<b>Figure IV.2</b> : Vue en 3D de la disposition des voiles.....	80
<b>Figure IV.3</b> : Vue en plan de la disposition des voiles au niveau 00.....	80
<b>Figure IV.4</b> : 1 <sup>er</sup> mode de la translation selon (X).....	82
<b>Figure IV.5</b> : 2 <sup>ème</sup> mode de la translation selon (Y).....	82
<b>Figure IV.6</b> : 3 <sup>ème</sup> mode de torsion selon (Z).....	83

## **Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux**

<b>Figure V.1</b> : Schémas de ferrailage des Poteaux.....	103
<b>Figure V.2</b> : Schéma de ferrailages de la poutre principale (30×40).....	107
<b>Figure V.3</b> : Schéma de ferrailages de la poutre secondaire (30×35).....	109
<b>Figure V.4</b> : Schéma de distribution des contraintes.....	113
<b>Figure V.5</b> : Schéma de ferrailage du voile.....	115

## **Chapitre VI : Etude de l'infrastructure**

<b>Figure VI.1</b> : Dimensions du radier et de la nervure.....	119
<b>Figure VI.2</b> : Vue en 3D de l'infrastructure.....	120
<b>Figure VI.3</b> : Diagramme des moments du radier au niveau appuis et travée sens (XX).....	120
<b>Figure VI.4</b> : Diagramme des moments du radier au niveau appuis et travée sens (YY).....	121
<b>Figure VI.5</b> : Ferrailage de la dalle du radier.....	122
<b>Figure VI.6</b> : Différentes sollicitations agissantes sur le radier : Effort tranchant sens (XX).....	122
<b>Figure VI.7</b> : Différentes sollicitations agissantes sur le radier : Effort tranchant sens (YY).....	123
<b>Figure VI.8</b> : Diagramme des moments agissants aux niveaux des nervures sens (XX).....	123
<b>Figure VI.9</b> : Diagramme des moments agissants aux niveaux des nervures sens (YY).....	124
<b>Figure VI.10</b> : Schéma du ferrailage des nervures.....	125
<b>Figure VI.11</b> : Schéma de ferrailage de la longrine.....	126
<b>Figure VI.12</b> : Moments fléchissant en travée /appuis sens (XX) à ELU.....	127
<b>Figure VI.13</b> : Moments fléchissant en travée /appuis sens (YY) à ELU.....	127
<b>Figure VI.14</b> : Schéma de ferrailage du voile périphérique.....	128

# Liste des tableaux

## Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Tableau. I.1 : La limite d'élasticité de l'acier.....	16
---	----

## Chapitre II : Prédimensionnement des éléments et descente des charges

Tableau II.1 : Évaluation des charges de plancher terrasse inaccessible.....	33
Tableau II.2 : Evaluations des charges de plancher terrasse en dalle pleine.....	34
Tableau II.3 : Evaluations des charges de plancher étage courant et RDC.....	34
Tableau II.4: Evaluations des charges de balcon.....	35
Tableau II.5 : Charge permanente totale sur un mur extérieur.....	36
Tableau II.6 : Évaluations des charges de Palier.....	36
Tableau II.7 : Évaluations des charges de Paillasse.....	37
Tableau II.8 : Pré dimensionnement des poteaux.....	38
Tableau II.9 : Calcul de l'effort normal admissible $\bar{N}_u$ des poteaux.....	41
Tableau II.10 : Détermination des charges d'exploitations.....	42
Tableau II.11 : Détermination de l'effort normale des poteaux $N_u$ .....	44
Tableau II.12 : Vérification de l'effort normale des poteaux $1,1N_u \leq \bar{N}_u$ .....	44
Tableau II.13 : vérifications de la contrainte du béton des poteaux.....	45
Tableau II.14: 1 <sup>er</sup> Vérification selon le RPA 99 /V 2003 des dimensions des poteaux.....	45
Tableau II.15 : 2 <sup>ème</sup> Vérification selon le RPA 99 /V2003 des dimensions des poteaux.....	46
Tableau II.16 : Vérifications au flambement.....	46

## Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Tableau III.1 : Charges sur les éléments de l'escalier.....	54
Tableau III.2 : Les moments et les efforts tranchants à ELU et ELS.....	55
Tableau III.3 : Caractéristique du béton et de l'acier.....	55
Tableau III.4 : Résultats de ferrailage en travée et appuis.....	59
Tableau III.5 : les différents types des poutrelles.....	63
Tableau III.6 : Evaluations des charges et surcharges dans les différents étages.....	64
Tableau III.7 : Moments et Efforts tranchant de la poutrelle (type1).....	66
Tableau III.8 : Moments et Efforts tranchant de la poutrelle (type2).....	67
Tableau III.9 : Moments en appuis de la poutrelle (type3).....	68
Tableau III.10 : $M_t$ et $V_u$ de la poutrelle (type3) au niveau terrasse.....	69
Tableau III.11 : $M_t$ et $V_u$ de la poutrelle (type3) au niveau RDC+EC.....	69
Tableau III.12 : Tableau de ferrailage de la poutrelle (type1) au niveau terrasse.....	70
Tableau III.13 : Les différentes sollicitations sur les poutrelles.....	71
Tableau III.14 : Tableau de ferrailage de déférent type des poutrelles.....	72

## Chapitre IV : Calcul sismique

<b>Tableau IV.1</b> : Périodes et facteurs de participation modale (Résultats Robot 2010).....	81
<b>Tableau IV.2</b> : Coefficient d'accélération de zone A.....	85
<b>Tableau IV.3</b> : Valeurs de $T_1$ et $T_2$ .....	85
<b>Tableau IV.4</b> : Valeur de $\varepsilon$ (%).....	85
<b>Tableau IV.5</b> : Valeurs du coefficient $C_T$ .....	86
<b>Tableau IV.6</b> : Valeurs du coefficient de comportement R.....	87
<b>Tableau IV.7</b> : Valeurs des pénalités $P_q$ .....	88
<b>Tableau IV.8</b> : Coefficient de pondération.....	89
<b>Tableau IV.9</b> : Différents efforts obtenus selon la combinaison G +Q – Ex.....	92
<b>Tableau IV.10</b> : Les déplacements horizontaux à chaque niveau Sens (x-x : y-y).....	93
<b>Tableau IV.11</b> : Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ sens x-x.....	94
<b>Tableau IV.12</b> : Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ sens y-y.....	94
<b>Tableau IV.13</b> : Calcul de $M_r$ et $M_s$ selon le sens X.....	95
<b>Tableau IV.14</b> : Calcul de $M_r$ et $M_s$ selon le sens Y.....	96

## Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux

<b>Tableau V.1</b> : Récapitulatif des efforts correspondant à chaque poteau.....	98
<b>Tableau V.2</b> : Résultats de ferrailage des poteaux.....	102
<b>Tableau V.3</b> : Tableau de ferrailage calculé et les sections minimales (PP).....	105
<b>Tableau V.4</b> : Calcul des armatures transversales.....	106
<b>Tableau V.5</b> : Tableau de ferrailage calculé et les sections minimales (PS).....	108

## Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

<b>Tableau VI.1</b> : Récapitulatif des moments $M_{xx}$ et $M_{yy}$ [KN.m/m].....	121
<b>Tableau VI.2</b> : Ferrailage de la table du radier.....	121
<b>Tableau VI.3</b> : Ferrailage de la nervure du radier.....	124
<b>Tableau VI.4</b> : Récapitulatif des moments $M_{xx}$ et $M_{yy}$ [KN.m/m].....	128
<b>Tableau VI.5</b> : Ferrailage du voile périphérique.....	128

*Introduction*  
*générale*

# Introduction générale

Le génie civil regroupe l'ensemble des méthodes et des techniques liées à la conception, à la réalisation, à l'entretien et à la réhabilitation des ouvrages de construction et d'infrastructure destinés à répondre aux besoins croissants de la société. L'ingénieur en génie civil joue un rôle clé dans le développement urbain et la sécurité des ouvrages, tout en veillant à respecter les exigences de durabilité et de protection de l'environnement.

L'étude des structures est une étape essentielle et un passage obligatoire dans l'acte de bâtir. De ce fait, pour notre projet de fin d'études en Master II, nous avons jugé utile d'élaborer une étude structurale de bâtiments en béton armé. Cela dit, dans l'optique de mettre en application les connaissances acquises durant nos cinq années de formation.

Le présent mémoire est consacré à l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation de type R+6, contreventé par des voiles en béton armé. Ce type de contreventement est particulièrement utilisé pour assurer la stabilité des structures soumises à des actions horizontales, notamment sismiques.

Ce mémoire est structuré en six chapitres, répartis comme suit :

- ✓ Le premier chapitre traite la présentation des caractéristiques géométriques du bâtiment, des propriétés mécaniques des deux matériaux utilisés (béton et acier) ainsi que la méthode à l'état limite.
- ✓ Le deuxième chapitre est consacré au prédimensionnement et à la descente de charges des éléments porteurs (poteaux, poutres, voiles...).
- ✓ Le troisième chapitre aborde l'étude des éléments secondaires, tels que les planchers, les escaliers, l'acrotère.
- ✓ Le quatrième chapitre est dédié à l'analyse sismique du bâtiment et à l'évaluation de son comportement dynamique face aux sollicitations horizontales.
- ✓ Le cinquième chapitre il présente les notes de calcul du ferrailage des poteaux, des poutres et des voiles conformément aux règles parasismiques algériennes et des règles CBA/93.
- ✓ Le sixième chapitre consiste à exploiter les résultats de l'étude du sol dans le choix de type de fondation, son dimensionnement et son ferrailage.

Et on termine par une conclusion générale.

***Chapitre I***  
*Présentation de*  
*l'ouvrage*

## Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

### 1. Introduction :

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite une compréhension approfondie des principes fondamentaux qui régissent la stabilité de la structure. En effet, la sécurité et l'économie de l'ouvrage dépendent de la résistance des éléments structuraux tels que les poteaux, les poutres et les voiles, qui doivent résister aux différentes sollicitations telles que la compression et la flexion. La résistance de ces éléments est fonction du type de matériaux utilisés, de leurs dimensions et de leurs caractéristiques.

Pour calculer les éléments constituant l'ouvrage, les ingénieurs s'appuient sur des règlements et des méthodes reconnues, telles que le BAEL91 et le RPA99 modifié en 2003, qui reposent sur la connaissance des propriétés des matériaux de construction, notamment le béton et l'acier, ainsi que sur le dimensionnement et le ferrailage des éléments résistants de la structure.

Ce chapitre sera consacré à la description générale de notre ouvrage et donne un aperçu sur le site d'implantation et la zone sismique considérée selon le règlement en vigueur. Ainsi, pour donner les caractéristiques géométriques de la structure étudiée et les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans cette dernière.

### 2. Présentation de l'ouvrage :

Le projet consiste à étudier l'ensemble des éléments d'un bâtiment à usage d'habitation (RDC+6), chaque étage comporte quatre appartements de types « F4 », chaque appartement est constitué d'un hall, un séjour, trois chambres, une cuisine, salle de bain et WC. Selon les plans établis par l'architecte, on peut constater que la terrasse est inaccessible sauf pour les travaux d'entretien régulier. Cet ouvrage sera implanté dans la willaya de Guelma, classée selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99/version2003) comme une zone de moyenne sismicité (Zone IIa). Il appartient à un groupe d'usage 2 (logement collectif à usage d'habitation jusqu'à 48m de hauteur).

### 3. Les plans architecturaux :

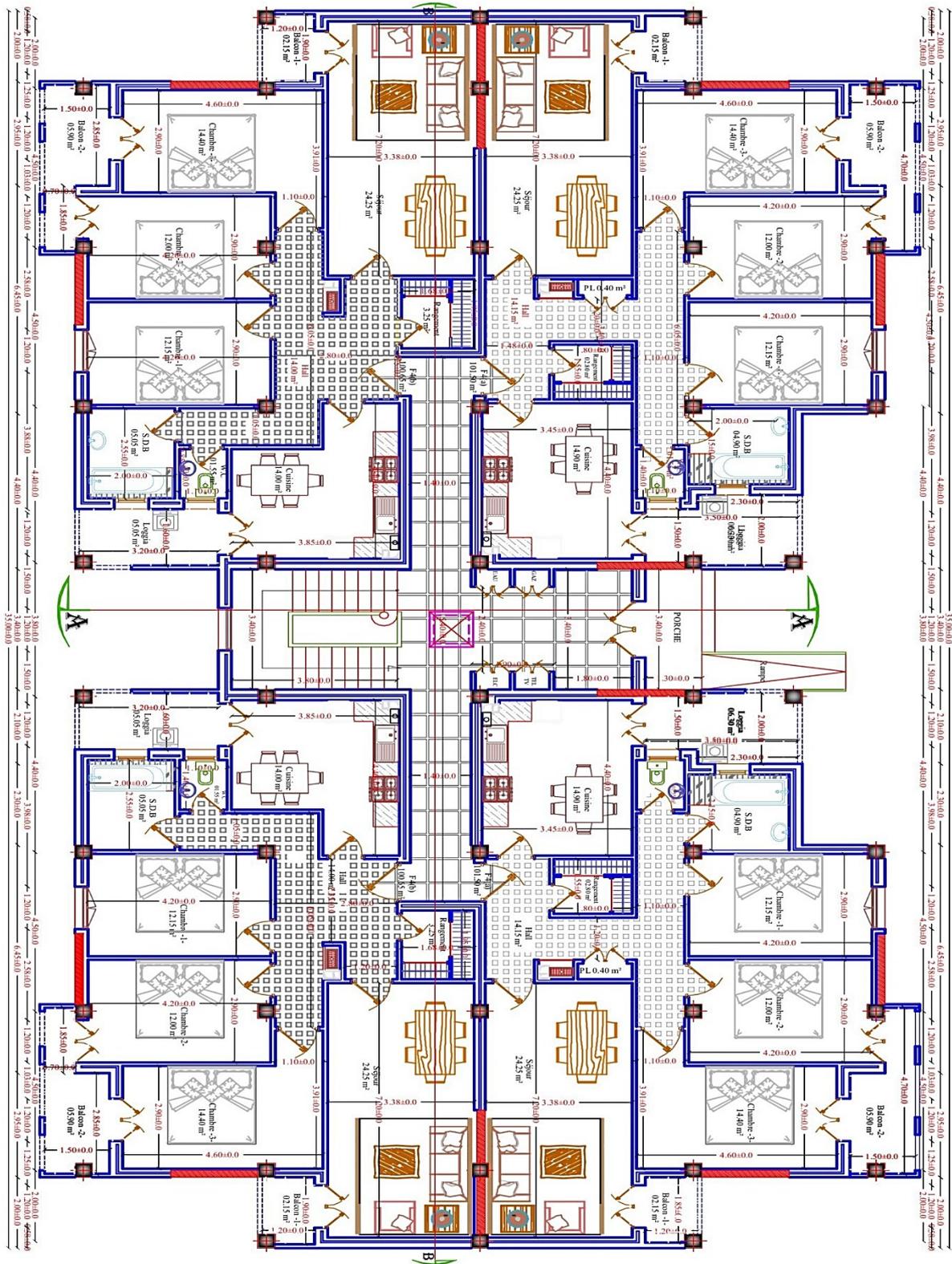


Figure I.1 : Vue en plan RDC.

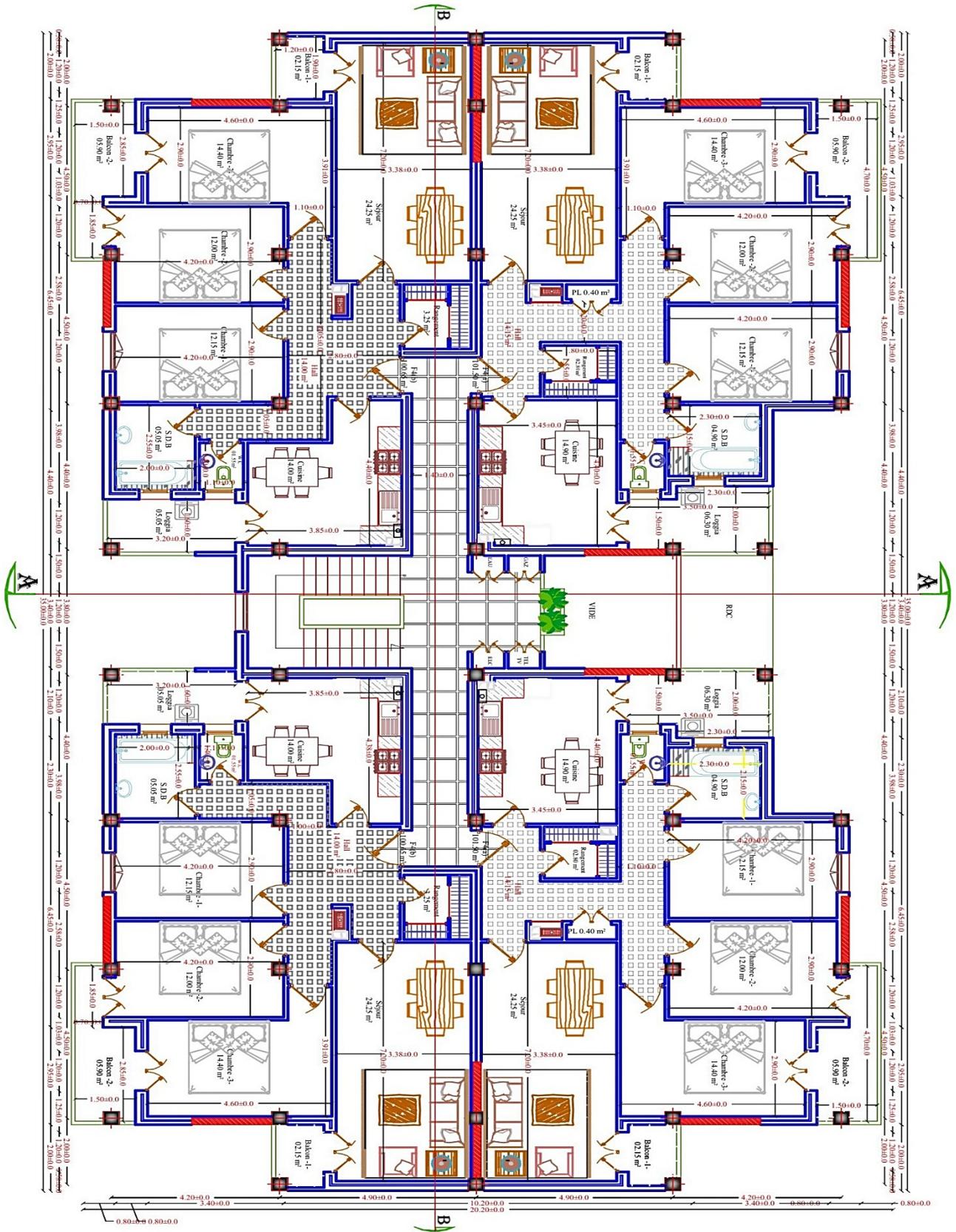


Figure I.2 : Vue en plan étage courant.

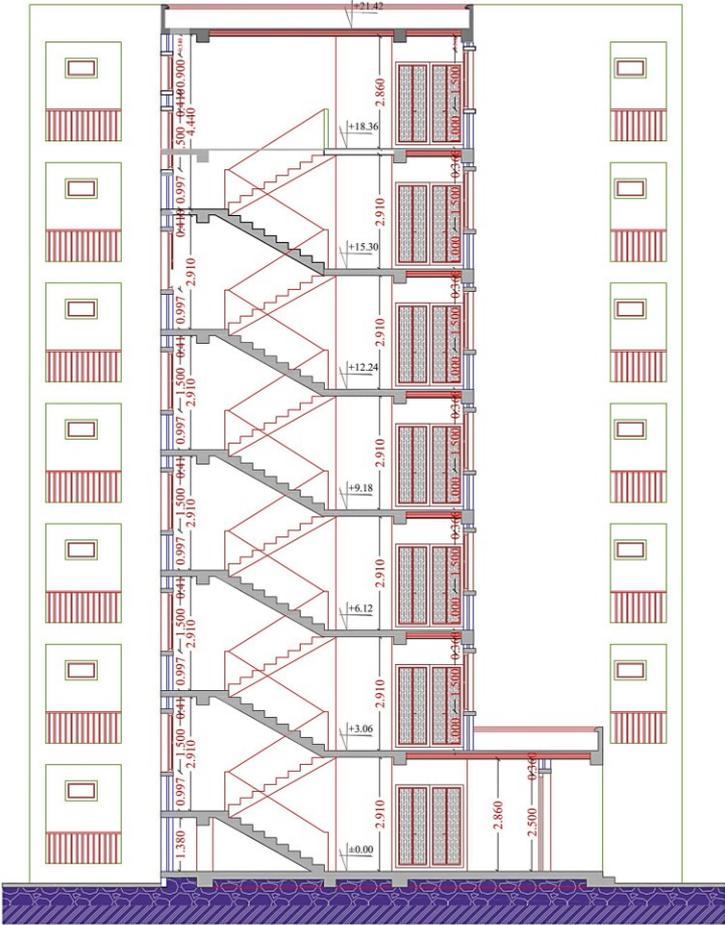


Figure I.3 : Coupe A-A.

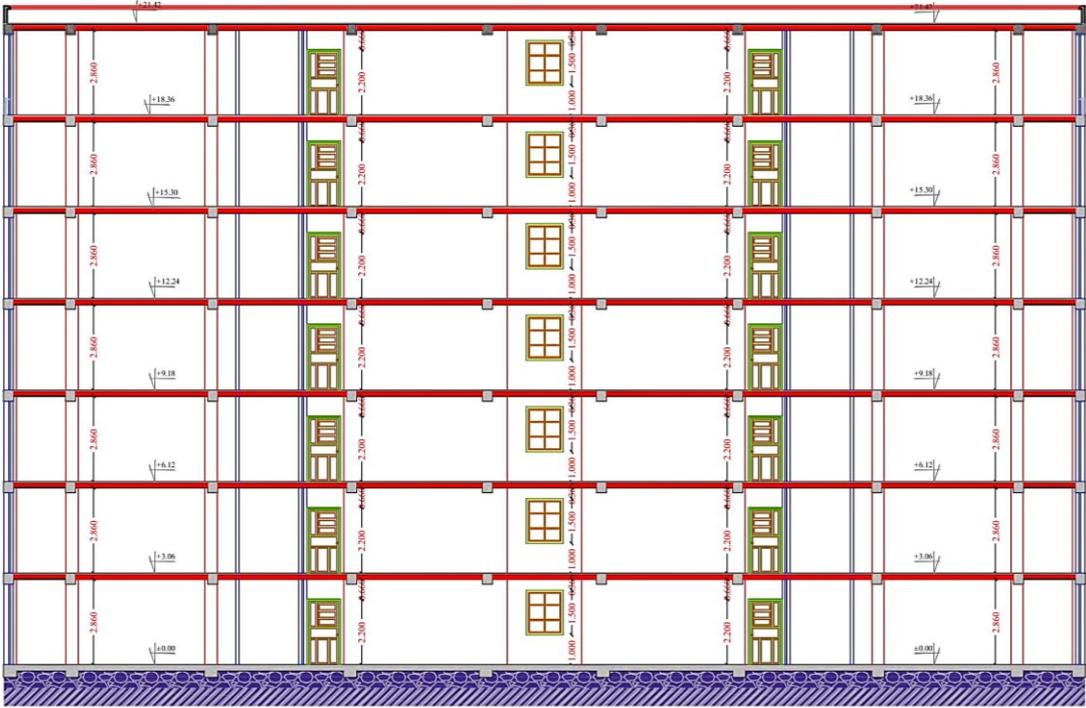


Figure I.4 : Coupe B-B.

#### **4. Caractéristiques géométriques du bâtiment :**

- Longueur de l'ouvrage : 35 m ;
- Largeur de l'ouvrage : 20,20 m ;
- Hauteur sans acrotère : 21,42 m ;
- Hauteur totale avec acrotère : 22,02 m ;
- Hauteur du rez-de-chaussée et des étages courants : 3,06 m ;
- Le bâtiment à une forme rectangulaire ;
- Le passage entre les différents étages se fait aux moyens d'escaliers de 2 volées.

#### **5. Caractéristique du sol d'assise :**

Les résultats de l'étude géotechnique réalisée par un laboratoire spécialisé en génie civil ont mis en évidence les caractéristiques suivantes :

- Une contrainte admissible du sol estimée à 1,6 bars.
- Le site est considéré comme un site meuble (S3).
- Le bâtiment est implanté dans une zone classée selon le RPA 99/ version 2003 comme une zone de sismicité moyenne (zone IIa).
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.
- Des fondations superficielles doivent être du type (radier).

#### **6. Description de la structure :**

##### **6.1. Ossature de l'ouvrage :**

Conformément aux règles parasismiques algériennes (RPA 99/V2003) nous prévoyons de concevoir le bâtiment par un système de contreventement assuré par des voiles porteurs en béton armé pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales (poids propre, la neige, les surcharges ... etc.), et horizontales (séisme, vent).

Les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales, on considère que les portiques ne reprennent que les charges verticales.

## 6.2. Les planchers :

Les Planchers sont des aires planes en général limitant les étages d'une construction, ils sont considérés comme des diaphragmes rigides permettant la transmission des efforts verticaux et horizontaux aux éléments porteurs. Dans notre construction on a deux types de planchers :

- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalle pleine.

### 6.2.1. Planchers corps creux :

Ce type de plancher (figure I.1), est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé ou bétonné sur place, de corps creux (hourdis 65 cm) et d'une table de compression en béton armé d'une épaisseur de 5 cm.

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

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

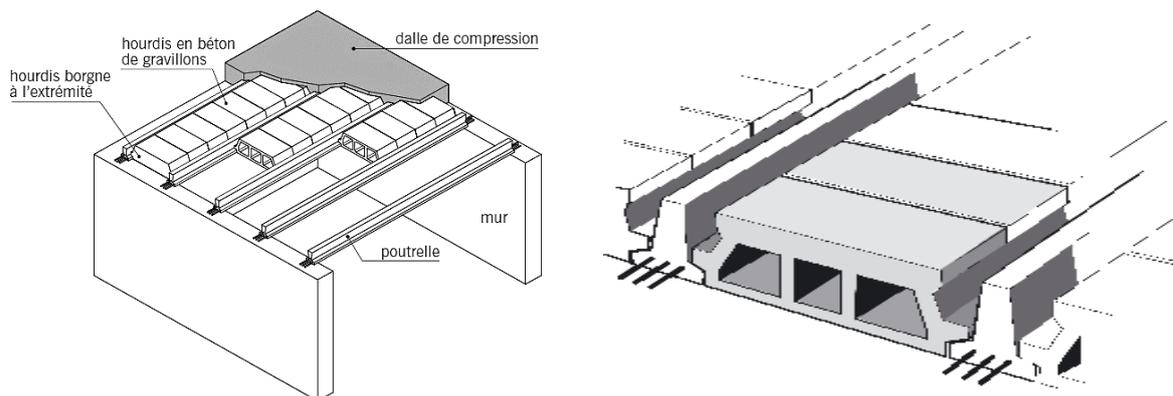
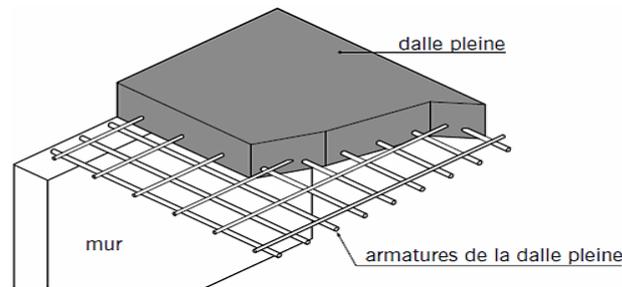


Figure I.5 : Plancher à corps creux.

### 6.2.2. Planchers en dalle pleine :

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



**Figure I.6 :** Plancher en dalle pleine.

### 6.3. Maçonnerie :

On distingue :

- ❖ Mur extérieur (double paroi).
- ❖ Mur intérieur (simple paroi).

La maçonnerie la plus utilisée est en briques creuses pour cet ouvrage nous avons deux types de murs :

#### ➤ Murs extérieurs :

Les murs extérieurs sont réalisés en briques creuses à doubles parois (celle de l'intérieur de 10 cm d'épaisseur et celle de l'extérieur de 15 cm d'épaisseur) séparées par une lame d'air d'épaisseur 5cm pour l'isolation thermique et phonique.

#### ➤ Murs intérieurs :

Sont en simples parois réalisés en briques de 10 cm d'épaisseur.



**Figure I.7 :** Brique creuse de 10 et 15 cm respectivement.

### 6.4. Escaliers :

Notre bâtiment comporte des escaliers qui servent à relier les différents niveaux afin d'assurer la bonne circulation des usagés.

Dans notre projet on a un seul type d'escalier en béton armé qui composé de deux volées d'escalier.

**6.5. Acrotères :**

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

**6.6. Terrasse :**

La terrasse est inaccessible, et l'étanchéité du plancher terrasse est assuré par une forme de pente et système en multicouches.

**6.7. Revêtement :**

- ✓ Enduit en plâtre pour les plafonds ;
- ✓ Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons ;
- ✓ Revêtement à carrelage pour les planchers et les escaliers ;
- ✓ Céramique pour la salle d'eau ;
- ✓ Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

**6.8. Isolation :**

L'isolation acoustique est assurée par le vide de corps creux et la masse du plancher, par contre au niveau de murs extérieurs l'isolation est assurée par le vide d'air entre les deux parois qui compose se dernier, et par la minimisation des ponts thermique en cour de réalisation.

A noter que l'isolation thermique est assurée par les couches de liège pour le plancher terrasse.

**6.9. Caractéristiques des matériaux de construction :**

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé CBA 93, le règlement du béton armé aux états limites à savoir le BAEL 91, ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA 99/2003.

**6.9.1. Principe du béton armé :**

Le béton armé se compose de béton et d'armatures. La présence des armatures est indispensable pour reprendre les charges horizontales mais aussi les efforts de traction et

cisaillement vu que le béton a une faible résistance vis-à-vis de ce type de sollicitation contrairement à sa résistance à la compression. Donc l'association de ces deux matériaux résulte en un matériau composite dans lequel chacun répond au mieux aux sollicitations auxquelles il est soumis.

### **6.9.2. Le béton :**

Le béton est le matériau de construction le plus utilisé en génie civil, notons qu'il est principalement constitué de granulats naturels (sables, gravillons), de liants normalisés (ciments artificiels), d'adjuvants éventuels et d'eau de mouillage.

#### **A. Principaux caractéristiques et avantages du béton :**

La réalisation d'un élément d'ouvrage en béton armé, comporte les 4 opérations :

- ✓ Exécution d'un coffrage (moule) en bois ou en métal ;
- ✓ La mise en place des armatures dans le coffrage ;
- ✓ Mise en place et « serrage » du béton dans le coffrage ;
- ✓ Décoffrage « ou démoulage » après durcissement suffisant du béton.

#### **➤ Les principaux avantages du béton armé :**

- **Economie** : le béton est plus économique que l'acier pour la transmission des efforts de compression, et son association avec les armatures en acier lui permet de résister à des efforts de traction ;
- **Souplesse des formes** : elle résulte de la mise en œuvre du béton dans des coffrages auxquels on peut donner toutes les sortes de formes ;
- **Résistance aux agents atmosphériques** : elle est assurée par un enrobage correct des armatures et une compacité convenable du béton ;
- **Résistance au feu** : le béton armé résiste dans les bonnes conditions aux effets des incendies.

#### **B. Les matériaux composants le béton :**

On appelle béton un matériau constitué par un mélange, dans des proportions convenables de ciment, de granulats (sable et pierrailles) et d'eau.

**❖ Ciment :**

Le ciment est un liant hydraulique qui présente sous la forme d'une poudre minérale fine. Le choix du dosage et la classe du ciment doivent être choisis en fonction de la nature et l'importance de l'ouvrage à construire, il doit tenir compte des exigences suivantes :

- Résistance mécanique.
- Imperméabilité à l'eau.

Les ciments sont classés en quatre catégories distinctes en fonction de leur résistance à la compression à 28 jours. Ces catégories sont définies comme suit : 35, 45, 55 et HP (haute performance). En outre, des sous-catégories sont définies pour prendre en compte la résistance à la compression à 28 jours, et sont désignées par R (prise rapide). Les principaux ciments sont :

- Le ciment Portland artificiel (CPA) ;
- Le ciment Portland composé (CPJ) ;
- Le ciment de haut-fourneau (CHF) ;
- Le ciment de laitier au clinker (CLK).

**❖ Granulat :**

Les granulats comprennent les sables et les graviers :

**✓ Sables :**

Les sables sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches. La grosseur de ses grains est généralement inférieure à 5mm. Un bon sable contient des grains de toutes tailles, mais doit avoir davantage de gros grains que de petits.

**✓ Graviers :**

Elles sont constituées par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25 à 30 mm. Elles doivent être dures, propres et non gélives. Elles peuvent être extraites du lit de rivière (matériaux roulés) ou obtenues par concassage de roches dures (matériaux concassés).

**❖ Eau de gâchage :**

Eau incorporée au mélange liant et granulat afin d'enclencher sa prise et de conférer un béton sa plasticité, qui facilite son écoulement et son moulage.

### ❖ Adjuvants :

Les adjuvants pour matériaux cimentaires sont des produits, sous forme de Liquides ou en poudre, ajoutés aux matériaux cimentaires tel que les coulis, les mortiers et les bétons de ciment pour modifier leurs caractéristiques soit à l'état frais ou à l'état durci. Les adjuvants sont incorporés lors du gâchage dans des proportions définies selon chaque produit, ils sont le plus souvent inférieurs à (5 %) en masse de ciment.

### C. Dosage du béton :

Le dosage du béton est lié au poids du liant employé pour réaliser un mètre cube de béton. Pour mener cette étude, le béton est dosé à 350 kg de ciment par m<sup>3</sup>. Ce dosage est destiné à offrir les garanties de résistance escomptées et à présenter une protection efficace de l'armature.

Dans un mètre cube de béton, on a les proportions suivantes :

- ✓ Ciment (CPA 325)                      350 kg
- ✓ Sable grossier                        0 < D<sub>g</sub> < 5mm : 400 L
- ✓ Gravier                                 15 < D<sub>g</sub> < 25mm : 800L
- ✓ Eau de gâchage                        175 L

Le béton obtenu aura une masse volumique qui varie entre 2200 Kg/m<sup>3</sup> et 2400 Kg/m<sup>3</sup>.

### D. Résistances mécaniques du béton :

#### ➤ Résistance à la compression :

Le béton est caractérisé par sa bonne résistance ( $f_{cj}$ ) à la compression, cette résistance est mesurée par la compression axiale des éprouvettes cylindriques après une conservation dans les conditions définies par les normes : âge aux 28 jours, les dimensions de 16 cm de diamètre et de 32 cm de hauteur et une température ambiante.

Les règles BAEL donnent les formules ou les expressions de variation de la contrainte du béton en fonction de son âge :

- ✓ Pour des résistances  $f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$  :

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} \quad \text{si } j < 28 \text{ jours.}$$

$$f_{cj} = 1,1 f_{c28} \quad \text{si } j > 28 \text{ jours.}$$

✓ Pour des résistances  $f_{c28} > 40 \text{ MPa}$  :

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 1,95j} f_{c28} \quad \text{si } j < 28 \text{ jours.}$$

$$f_{cj} = f_{c28} \quad \text{si } j > 28 \text{ jours.}$$

Pour notre étude on prend :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ . (Valeur minimale exigée).

### ➤ Résistance à la traction $f_{ij}$ :

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 un cylindre de béton placé horizontalement entre les plateaux d'une presse (essai Brésilien).
- ✓ **Traction par flexion** : à l'aide d'une éprouvette prismatique de cote ( $a=7\text{cm}$ ) et de longueur ( $4a=28\text{cm}$ ) reposant sur deux appuis horizontaux et soumise à la flexion.

La résistance à la traction du béton à « j » jour notée  $f_{ij}$  est définie selon le BAEL 91

► **Article [A.2.1.1.2]** ◀, par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa}$$

$$f_{tj} = 0,275 (f_{cj})^{\frac{2}{3}} \quad \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa}$$

$$\text{Pour : } j = 28 \text{ jours} \rightarrow f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

### 6.9.3. Déformation et contrainte de calcul :

#### A. Module de déformation longitudinale :

Ce module est connu sous le nom de module de Young ou de module d'élasticité longitudinal; il est défini sous l'action des contraintes normale à courte et à longue durée.

#### ➤ Module de déformation instantané :

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantané  $E_{ij}$  du béton âgé de « j » jours est égale à :

$$E_{ij}(\text{MPa}) = 11000 (f_{cj})^{\frac{1}{3}} \quad \text{BAEL 91} \quad \text{► Art [A.2.1.2]} \quad \text{◀}$$

$$\text{Pour : } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow \text{on trouve : } E_{i28} = 32164,20 \text{ MPa}$$

➤ **Module de déformation différé :**

Les déformations différées du béton comprennent le retrait et le fluage. On considère dans les calculs que les effets de ces deux phénomènes s'additionnent sans atténuation.

A défaut de mesures, on admet que sous contraintes de longue durée d'application, les déformations longitudinales complémentaires dues au fluage du béton sont doubles de celles dues aux mêmes contraintes supposées de courte durée et appliquées au même âge.

Alors le module de déformation longitudinale différé est donné par la formule :

$$E_{vj}(MPa) = 3700 (f_{cj})^{\frac{1}{3}} = \frac{E_{ij}}{3} \quad \text{BAEL 91} \blacktriangleright \text{Art [A.2.1.2]} \blacktriangleleft$$

$$\text{Pour : } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow \text{on trouve : } E_{v28} = 10721,40 \text{ MPa}$$

**B. Module de déformation transversale :**

➤ **Coefficient de poisson ( $\nu$ ) :**

L'allongement d'un objet quand il est soumis à une force de traction s'accompagne d'un rétrécissement de sa section. Le coefficient de poisson  $\nu$  est le rapport entre le rétrécissement dans une direction perpendiculaire à l'effort subi et l'allongement dans la direction de l'effort

$$\nu = (\Delta d / d) / (\Delta L / L)$$

Avec :

$(\Delta d / d)$  : Déformation relative transversale.

$(\Delta L / L)$  : Déformation relative longitudinale.

La valeur du module d'élasticité transversale G est donnée par :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad \text{Et en simplifiant : } G = 0,417.E$$

E : Module de Young,

$\nu$  : Coefficient de poisson.

Le coefficient de Poisson sera pris égal à :

- $\nu = 0$  pour un calcul des sollicitations à l'Etat Limite Ultime (ELU), béton fissuré.
- $\nu = 0,2$  pour un calcul de déformations à l'Etat Limite Service (ELS), béton non fissuré.

### C. Méthode de calcul :

La connaissance plus précise du comportement du matériau béton armé acquise à la suite de nombreux essais effectués dans les différents pays a permis une modification profonde des principes des méthodes de calcul et a conduit à la méthode de calcul aux états limites

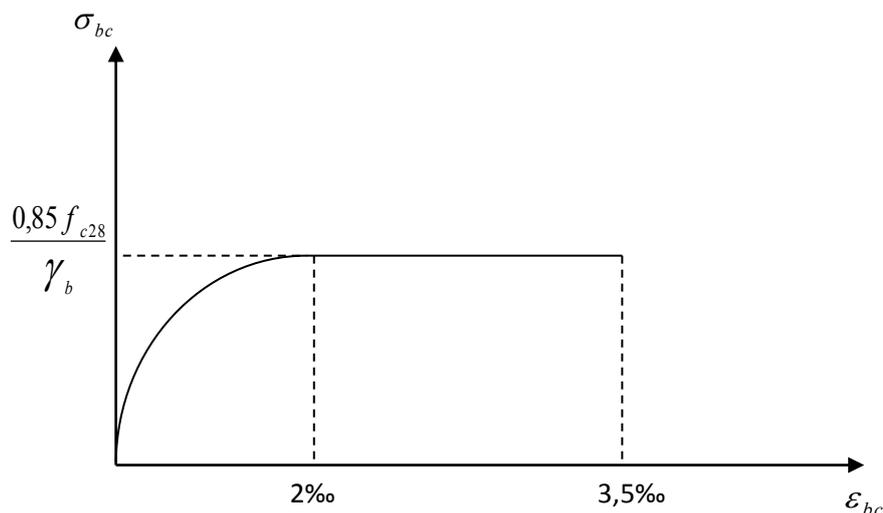
#### ➤ Définition des états limites :

Un état limite est un état particulier dans lequel une condition requise pour une construction (ou l'un de ses éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action. En d'autres termes, c'est un état qui satisfait strictement ces conditions par l'effet des actions revues sur la construction ou l'un de ces éléments.

#### ➤ Les états limites sont classés en deux catégories :

##### ▪ Etat limite ultime (ELU) :

Pour les calculs à ELU, le comportement réel du béton est modélisé par la loi Parabole-rectangle sur un diagramme contraintes-déformations donné sur la figure suivante :



**Figure I.8 :** Diagramme parabolé-rectangle des contraintes-déformations du béton.

La valeur de calcul de la résistance en compression de béton, notée  $f_{bu}$  est donnée selon le BAEL 91 ► Art [A.4.3.41] ◀ par :

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

$f_{bc}$  : contrainte de calcul pour  $2^0/00 \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5^0/00$

$f_{cj}$  : résistance caractéristique à la compression du béton à « j » jours.

$\varepsilon_{bc}$  : la déformation du béton à la compression.

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité qui tient compte d'éventuels défauts localisés dans le béton.

$$\gamma_b = 1,5 \quad \text{cas d'actions courantes.}$$

$$\gamma_b = 1,15 \quad \text{cas d'actions accidentelles}$$

$\theta$  : Coefficient dépendant de la durée d'application des actions.

$$\theta = \begin{cases} 1 & t > 24 \text{ heure.} \\ 0,90 & 1 \text{ heure} \leq t \leq 24 \text{ heures.} \\ 0,85 & t < 1 \text{ heure.} \end{cases}$$

D'où la contrainte  $\sigma_{bc}$  est en fonction de son raccourcissement.

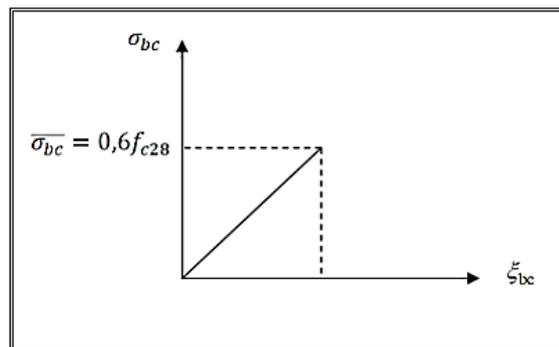
$$0 \leq \varepsilon \leq 2\text{‰} \rightarrow \sigma_{bc} = 0,25 f_{bc} \times 103 \varepsilon_{bc} (4 - 103 \times \varepsilon_{bc})$$

$$2\text{‰} \leq \varepsilon \leq 3,5\text{‰} \rightarrow \sigma_{bc} = f_{bc}$$

▪ **Etat Limite Service (E.L.S) :**

La contrainte de compression de béton à l'E.L.S est limitée par  $\overline{\sigma}_{bc}$  :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} \rightarrow \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$



**Figure I.9 :** Diagramme déformation-contrainte du béton à l'ELS.

▪ **Contrainte ultime de cisaillement :**

La contrainte ultime de cisaillement est donnée par :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} [MPa]$$

$V_u$  : Effort tranchant à L'ELU dans la section.

$b$  : Largeur de la section cisailée.

$d$  : Hauteur utile (0,9h position d'aciers tendus).

La contrainte limite de cisaillement est limitée par :  $\tau = \bar{\tau}$

- Fissuration peu nuisible :  $\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2f_{cj}}{\gamma_b}, 5MPa\right)$
- Fissuration préjudiciable ou très – préjudiciable :  $\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15f_{cj}}{\gamma_b}, 4MPa\right)$

Dans notre cas et pour :  $f_{c28} = 25 MPa$  :

- Fissuration peu nuisible  $\rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 MPa$
- Fissuration préjudiciable ou très – préjudiciable  $\rightarrow \bar{\tau}_u = 2,5 MPa$

#### 6.9.4. L'acier :

L'acier est un mélange de fer et de carbone en faible pourcentage, c'est un matériau caractérisé par sa bonne résistance aussi bien à la traction qu'à la compression. Le rôle des aciers est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent être repris par le béton.

#### A. Caractéristiques mécaniques de l'acier :

Les caractéristiques mécaniques des différentes nuances et les limites d'élasticité d'acier sont les suivantes :

- Les barres hautes adhérence de nuance FeE400 pour les armatures longitudinales.
- Les barres hautes adhérence de nuance FeE400 pour les armatures transversales.
- Le module de Young :  $E = 210\,000 MPa$ .
- Le coefficient de poisson :  $\nu = 0,3$ .
- Module de cisaillement :  $G = E/(2(1+\nu)) = 81\,000 MPa$ .

Les désignations conventionnelles, les nuances et les limites d'élasticité correspondantes sont données par le tableau suivant :

**Tableau. I.1.** La limite d'élasticité de l'acier.

Type	Nuance	$f_e$ (MPa)	Emploi
<b>Ronds lisses</b>	FeE22	215	Courant : épingles de levage des pièces préfabriquées.
	FeE24	235	
<b>Barres HA Type 1 et 2</b>	FeE40	400	Courant.
	FeE50	500	
<b>Fils tréfilés HA Type 3</b>	FeTE40	400	Sous forme de barres droites ou de treillis.
	FeTE50	500	
<b>Treillis soudés lisses Type 4</b>	TL50 $\Phi > 6mm$	500	Courant.
	TL50 $\Phi \leq 6mm$	520	

**B. Diagramme déformation contrainte de calcul :****❖ Contrainte limite ultime :**

La contrainte limite de traction des aciers en service n'est limitée qu'en cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

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

$f_e$  : limite élastique de l'acier

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité de l'acier dépendant de la nature des actions

$\gamma_s = 1,15$  Pour une situation courante

$\gamma_s = 1,00$  Pour une situation accidentelle

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

$$\varepsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s} \quad \text{Avec : } E_s = 200000 \text{ MPa.}$$

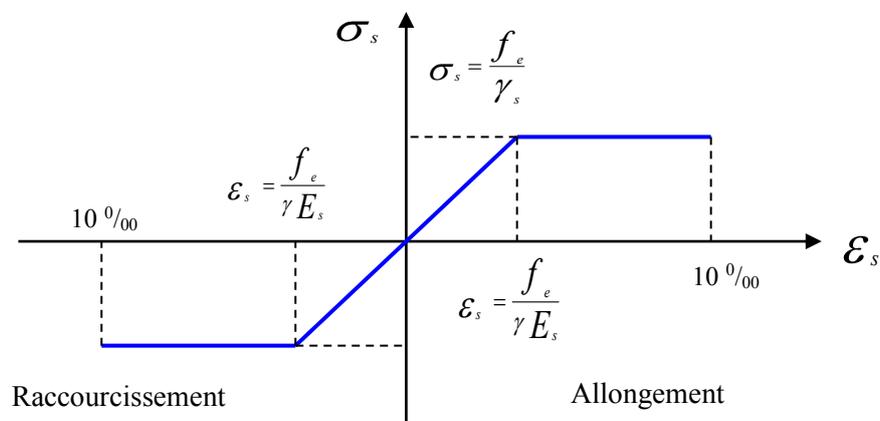
**❖ Contrainte limite de service :**

- **Fissuration peu nuisible** : aucune vérification n'est demandée dans ce cas, sauf qu'il faut vérifier la contrainte dans le béton.
- **Fissuration préjudiciable** :  $\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 150\eta\right)$  (MPa)
- **Fissuration très préjudiciable** :  $\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{1}{2}f_e; 110\eta\right)$  (MPa)

$\eta$  : Coefficient de fissuration

$\eta = 1,00$  Pour les aciers ronds lisses.

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



**Figure. I.10 :** Diagramme Contraintes-Déformations.

❖ **Le coefficient d'équivalence :**

Le coefficient d'équivalence noté « $n$ » est le rapport de :  $n = \frac{E_s}{E_b}$

$n$  : Coefficient d'équivalence.

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

$E_b$ : Module de déformation du béton.

Pour notre cas, on admet pour  $\sigma_s$  les valeurs suivantes :

- ✓ rond lisse  $\left\{ \begin{array}{l} \sigma_s = 204,34 \text{ MPa} \rightarrow \text{situation durable} \\ \sigma_s = 235 \text{ MPa} \rightarrow \text{situation accidentelle} \end{array} \right.$
- ✓ haute adhérence  $\left\{ \begin{array}{l} \sigma_s = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{situation durable} \\ \sigma_s = 400 \text{ MPa} \rightarrow \text{situation accidentelle} \end{array} \right.$

Allongement de rupture :  $\epsilon_s = 10\%$

❖ **Contrainte limite de traction des armatures :**

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

- Fissuration peu nuisible : pas de limitation.
- Fissuration préjudiciable :  $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min \left( \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right)$
- Fissuration très préjudiciable :  $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min \left( \frac{1}{2} f_e, 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right)$

$\eta$  : coefficient de fissuration

( $\eta = 1$  pour les Ronds Lisses (RL) ,  $\eta = 1,6$  pour les Hautes adhérences (HA)).

## 7. Hypothèses de calcul :

### A. Définition des états limites :

C'est un ensemble d'états pour lequel il convient de justifier la sécurité d'une construction, Au-delà des critères caractérisant ces états limites, la construction ou l'élément de structure considéré est jugé inapte à remplir sa fonction. On distingue des états limites ultimes et des états limites de service :

### B. Les types des états limites :

#### ➤ États limites ultimes (ELU) :

Leur dépassement entraînerait la ruine de l'ouvrage. Ils Correspondent à la limite :

- de l'équilibre statique de la construction (renversement).

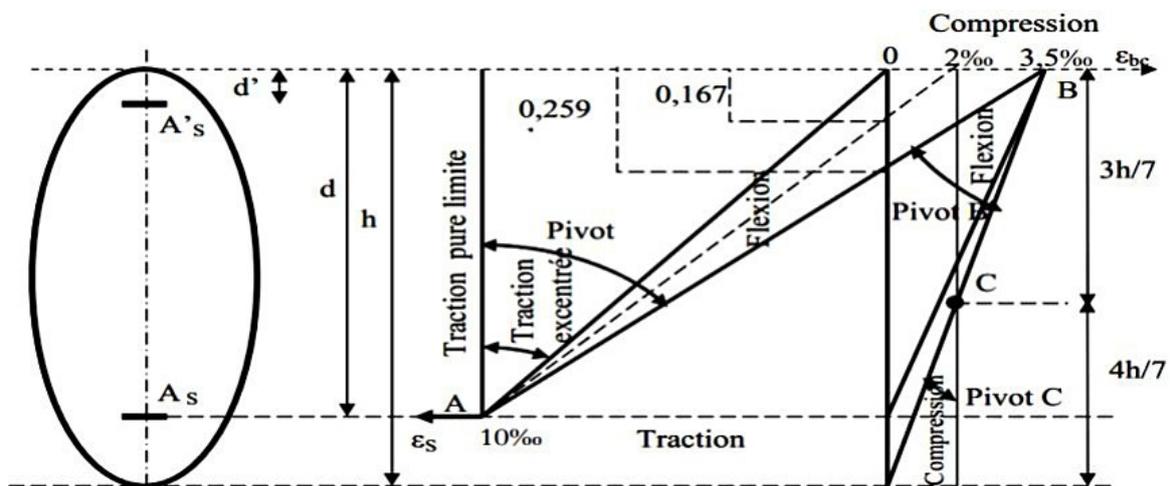
- de la résistance de chacun des matériaux (rupture).
- de la stabilité de forme (flambement).

✓ **Hypothèse de calcul à l'ELU :**

- Conservation des sections planes après déformation.
- Pas de déplacement relatif entre l'acier et le béton.
- La résistance à la traction du béton est limitée à 3,5‰ en flexion simple et 2 ‰ en compression simple.
- Les diagrammes linéaires de déformation passent par l'un des trois pivots.
- L'allongement ultime de l'acier est limité à 10‰.

Le dimensionnement à l'ELU est conduit en supposant que le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots A, B ou C :

- ✓ **Pivot A :** les pièces soumises à la flexion simple/composée ou à la traction simple.
- ✓ **Pivot B :** les pièces soumises à la flexion simple ou composée.
- ✓ **Pivot C :** les pièces soumises à la flexion composée ou à la compression simple.



**Figure I.11 :** Diagramme des déformations limites de la section : règle des trois pivots

➤ **Etats limites de service (ELS) :**

Ce sont des états dont le dépassement compromettrait le bon fonctionnement en service de la structure, ils correspondent à :

- ✓ la valeur limite de la compression du béton ou de traction des aciers.
- ✓ la valeur limite de l'ouverture des fissures pour la sécurité de l'ouvrage
- ✓ la valeur limite des déformations acceptables des éléments de la structure.

**✓ Hypothèses de calcul à l'ELS :**

- Les sections droites restent planes et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton en dehors du voisinage immédiat des fissures. Le béton tendu est négligé.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques.
- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est par convention 15 fois plus grand que celui du béton ( $E_s = 15E_b$  ;  $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$ ).

**n = 15** : coefficient d'équivalence.

**8. Actions et sollicitations :****❖ Actions :**

Les actions sont des forces et couples de forces dues aux charges appliquées (Permanent, climatiques, d'exploitations) et aux déformations imposées (Variations de température, tassements d'appuis).

On notera :

G : Charges permanentes (poids propre de la structure + les équipements fixes).

Q : Charges variables (charges d'exploitations + charges climatiques).

E : Action accidentelles (séisme, effet de choc « explosion »).

**❖ Sollicitations :**

Les sollicitations sont des efforts (efforts normaux, efforts tranchants) et des moments (moments de flexion, moments de torsion) calculés à partir des actions. Sollicitations de calcul.

**❖ Les combinaisons utilisées dans notre étude :**

À l'état limite ultime ELU :

➤  $1,35 G + 1,5 Q$

À l'état Limite de Service ELS :

➤  $G + Q$

**❖ Sollicitations sismiques :**

Les combinaisons sismiques utilisées dans notre étude selon le RPA 99 Version 2003 :

➤  $G + Q \pm E$

➤  $0,8 G \pm E$

# ***Chapitre II***

## *Prédimensionnement des éléments et descente des charges*

---

**Chapitre II : Prédimensionnement des éléments et descente des charges****1. Introduction :**

Le pré-dimensionnement des éléments structurels est une étape cruciale dans la conception d'un ouvrage de construction. Cette étape repose sur des principes empiriques issus de l'expérience et constitue la base de la justification de la résistance et de la durabilité de l'ouvrage. Pour cela, nous nous référons aux recommandations des normes et réglementations en vigueur, telles que le CBA 93, le BAEL 91 (version 99) et le RPA 99 (version 2003).

Le pré-dimensionnement consiste à déterminer les dimensions optimales des différents éléments structurels, tels que les planchers, les poutres et les poteaux, afin d'assurer la stabilité de l'ouvrage et de résister aux sollicitations suivantes :

- Les sollicitations verticales dues aux charges permanentes et aux surcharges ;
- Les sollicitations horizontales dues au séisme.

Il est important de noter que les résultats obtenus à cette étape ne sont pas définitifs et peuvent être ajustés après les vérifications effectuées lors de la phase de dimensionnement.

**2. Pré-dimensionnement des éléments :****2.1. Les poutres :**

Ce sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé. Elles sont destinées à supporter les charges verticales (charges permanentes (G) et des surcharges (Q)) venant du plancher dont elle constitue une partie et transmettent ensuite l'ensemble les charges aux poteaux sous forme des réactions des appuis.

**A. Les poutres principales (longitudinales) :****➤ La hauteur de la poutre principale :**

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$$

L : la plus grande portée :  $L_{max} = 4,50$  m

$$\frac{450}{15} \leq h \leq \frac{450}{10} \quad \rightarrow \quad 30 \leq h \leq 45$$

Donc on prend : **h = 40 cm**

➤ **La largeur de la poutre principale :**

$$0,3 h \leq b \leq 0,8 h \quad \rightarrow \quad 0,3 \times 40 \leq b \leq 0,8 \times 40$$

$$12 \leq b \leq 32$$

Donc on prend : **b = 30 cm**

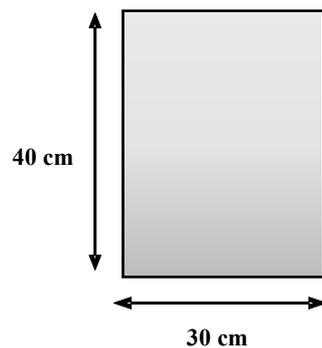
➤ **Vérification selon le RPA 99/2003 :**

$$b \geq 20 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \quad \rightarrow \quad \frac{40}{30} = 1,3 < 4 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

La section de la poutre principale est : **(30×40) cm<sup>2</sup>**.



**Figure II.1 :** Section de la poutre principale.

**B. Les poutres secondaires (transversales) :**

➤ **La hauteur de la poutre secondaire :**

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$$

L : la plus grande portée :  $L_{max} = 4,10 \text{ m}$

$$\frac{410}{15} \leq h \leq \frac{410}{10} \quad \rightarrow \quad 27,33 \leq h \leq 41$$

Donc on prend : **h = 35 cm**

➤ **La largeur de la poutre secondaire :**

$$0,3 h \leq b \leq 0,8 h \quad \rightarrow \quad 0,3 \times 35 \leq b \leq 0,8 \times 35$$

$$10,5 \leq b \leq 28$$

Donc on prend : **b = 30 cm**

## ➤ Vérification selon le RPA 99/2003 :

$$b \geq 20 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad h = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \quad \rightarrow \quad \frac{35}{30} = 1,16 < 4 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

La section de la poutre secondaire est :  $(30 \times 35) \text{ cm}^2$ .

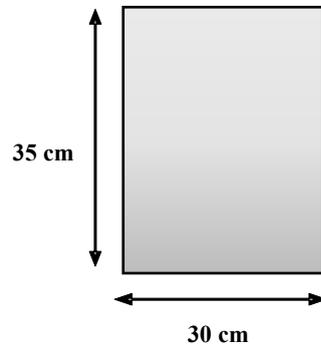


Figure II.2 : Section de la poutre secondaire.

## C. La poutre palière :

## ➤ La hauteur de la poutre palière :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

Nous avons :  $L = 3,40 \text{ m}$

$$\frac{340}{15} \leq h \leq \frac{340}{10} \quad \rightarrow \quad 22,66 \leq h \leq 34$$

Donc on prend :  $h = 30 \text{ cm}$

## ➤ La largeur de la poutre palière :

$$0,3 h \leq b \leq 0,8 h \quad \rightarrow \quad 0,3 \times 30 \leq b \leq 0,8 \times 30$$

$$9 \leq b \leq 24$$

Donc on prend :  $b = 30 \text{ cm}$

## ➤ Vérification selon le RPA 99/2003 :

$$b \geq 20 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad h = 30 \text{ cm} = 30 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \quad \rightarrow \quad \frac{30}{30} = 1 < 4 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

La section de la poutre palière est :  $(30 \times 30) \text{ cm}^2$ .

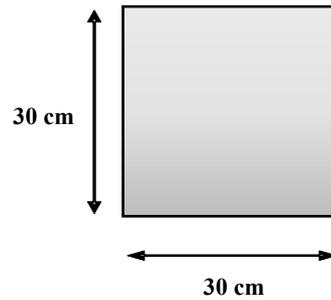


Figure II.3 : Section de la poutre palière.

## 2.2. Les planchers :

Dans notre structure on distingue deux types de planchers :

- Plancher à corps creux
- Plancher à dalle pleine

### A. Plancher à corps creux :

Les planchers sont constitués de poutrelles en béton armé placées suivant le sens de la plus petite portée associées aux corps creux avec une dalle de compression mince en béton armé ferrillée par treillis soudés.

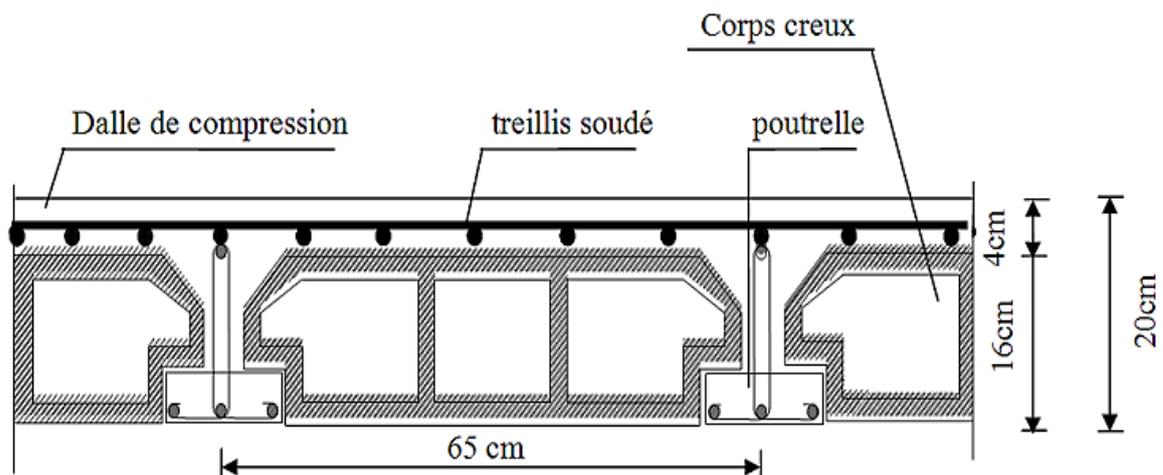


Figure II.4 : Coupe verticale d'un plancher courant.

Pour le dimensionnement de ce type de dalle, on doit satisfaire simultanément aux conditions suivantes :

➤ **Résistance au feu :**

- $e = 7 \text{ cm}$  pour une heure de coupe-feu.
- $e = 11 \text{ cm}$  pour deux heures de coupe-feu.
- $e = 17,5 \text{ cm}$  pour un coupe-feu de quatre heures.

On admet que :  $e = 18 \text{ cm}$

➤ **Condition de flèche :**

Les planchers sont constitués de poutrelles coulées sur place associées aux corps creux.

D'après le BAEL 91 (article 6.8.4.2.4) l'épaisseur de plancher est conditionnée par :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5}$$

$L$  : la longueur max d'une travée de la poutrelle entre nus des appuis ;

$h_t$  : hauteur total du plancher ;

$$L_{\max} = 450 - 40 = 410 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{410}{22,5} \rightarrow h_t \geq 18,22 \text{ cm}$$

Donc on adopte un plancher d'une épaisseur de :  **$h_t = 20 \text{ cm (16 +4)}$**  tel que :

- 16 cm l'épaisseur du corps creux.
- 4 cm l'épaisseur de la dalle de compression.

➤ **Isolation phonique :**

Selon les règles techniques «CBA93» en vigueur en Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

On limite donc notre épaisseur à :  $e = 16 \text{ cm}$ .

❖ **Conclusion :**

$$h_t = \max \{16 ; 18 ; 20\} \text{ cm.}$$

$$h_t = (16+4) \text{ cm} \rightarrow h_t = 20 \text{ cm}$$

**a) Dimensions des poutrelles (nervures) :**

Les poutrelles sont des sections en T, en béton armé servant à transmettre les charges réparties ou concentrées vers les poutres principales. Elles sont calculées en flexion simple en respectant les critères suivants :

- ✓ Sont disposées parallèlement à la plus petite portée (sens porteur, le plancher travaillant dans un seul sens).
- ✓ Si les poutres dans les deux sens sont égales alors on choisit le sens ou on a plus d'appuis (critère de continuité) car les appuis soulagent les moments en travée et diminuent la flèche.

➤ **Prédimensionnement :**

Dans le pré dimensionnement du plancher, on a adopté un plancher à corps creux telle que :

$$h_t = 20 \text{ cm (16+4)}$$

➤ **Détermination de la largeur de la table de compression :**

$$b_0 \geq (0,3 h_t ; 0,4 h_t) \rightarrow b_0 \geq (6 ; 8) \text{ en adopte } \rightarrow \mathbf{b_0 = 10 \text{ cm}}$$

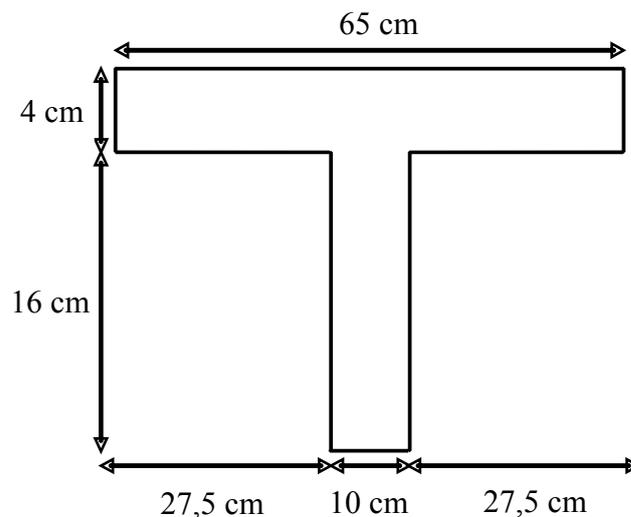
La largeur de la table de compression est déterminée à partir des conditions suivantes :

$$L_{\max} = 410 \text{ cm} ; L = b - b_0 = 65 - 10 \text{ cm} = 55 \text{ cm}$$

$$\min \begin{cases} b_1 \leq \frac{L}{2} \\ b_1 \leq \frac{L_{\max}}{2} \\ 6 h_0 \leq b_1 \leq 8 h_0 \end{cases} \rightarrow \min \begin{cases} b_1 \leq \frac{55}{2} \\ b_1 \leq \frac{410}{2} \\ 24 \text{ cm} \leq b_1 \leq 32 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{on adopte } \rightarrow \mathbf{b_1 = 27,5 \text{ cm}}$$

$$b = 2b_1 + b_0 = (2 \times 27,5) + 10 = 65 \text{ cm}$$



**Figure II.5 :** Dimensions des poutrelles (nervures).

**B. Plancher à dalle pleine (balcon) :**

Ce sont des plaques minces coulées sur un coffrage plat dont l'épaisseur est moins importante comparé aux autres dimensions. Elles reposent sur 1, 2, 3, ou 4 appuis constitués par des poutres en béton armé.

➤ **Résistance au feu :**

- $e = 7 \text{ cm}$  pour une heure de coupe-feu.
- $e = 11 \text{ cm}$  pour deux heures de coupe-feu.
- $e = 17,5 \text{ cm}$  pour un coupe-feu de quatre heures.

On admet que :  $e = 11 \text{ cm}$

➤ **Résistance à la flexion :**

Le calcul se fait en considérant la dalle la plus défavorable selon les formules ci-dessous :

- ✓ Dalles reposant sur deux cotés:  $\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$
- ✓ Dalles reposant sur trois ou quatre cotés:  $e \geq \frac{L_x}{20} + 7 \text{ cm}$

Avec :  $L_x$  : est la petite portée du panneau le plus sollicité (cas défavorable)

Dans notre plan, on distingue 4 balcons identiques par étage d'où :  $L_x = 80 \text{ cm}$

Nous avons une dalle reposant sur trois appuis donc :

$$e \geq \frac{L_x}{20} + 7 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad e \geq \frac{80}{20} + 7 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad e \geq 11 \text{ cm}$$

On adoptera :  $e = 15 \text{ cm}$

❖ **Conclusion :**

$e = \max \{11 ; 15\} \text{ cm}$  Alors on adopte :  $e = 15 \text{ cm}$

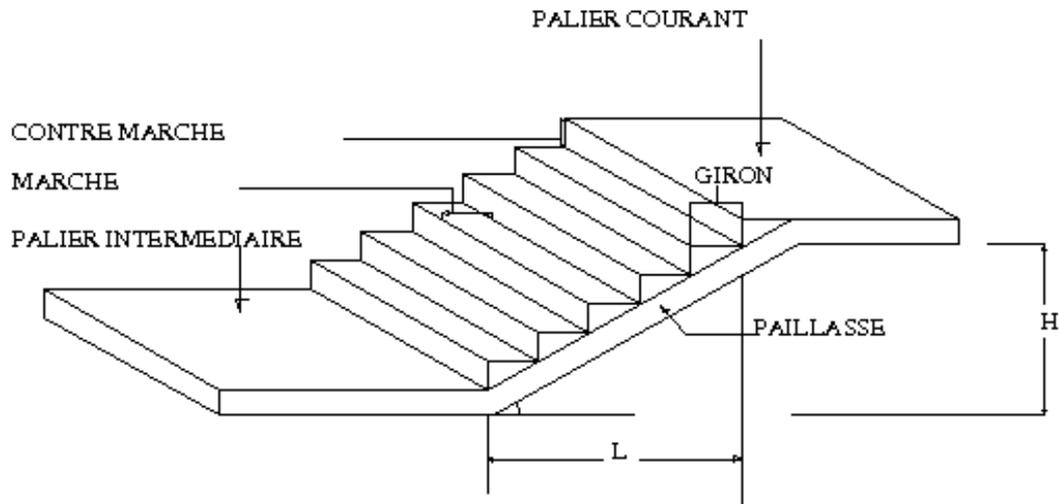
**2.3. Les escaliers :**

Les escaliers sont des éléments composés d'une succession de marches permettant le Passage d'un niveau à un autre.

Un escalier se compose d'un nombre de marches, on appelle emmarchement la longueur de ces marches, la largeur d'une marche "g" s'appelle le giron, est la hauteur d'une marche "h", le mur qui limite l'escalier s'appelle le mur déchièvre.

Le plafond qui monte sous les marches s'appelle paillasse, la partie verticale d'une marche

s'appelle la contre marche, la cage est le volume se situe l'escalier, les marches peuvent prendre appui sur une poutre droite ou courbe dans lequel qu'on appelle le limon. La projection horizontale d'un escalier laisse au milieu un espace appelé jour.



Représentation d'un escalier

Figure II.6 : Schéma d'escaliers.

➤ **Dimensionnement des escaliers :**

Pour les dimensions des marches « g » et contre marches « h », on utilise généralement la formule de BLONDEL :

$$59 \text{ cm} < 2h + g < 66 \text{ cm}$$

$$h : \text{hauteur de contre marche} \quad 14 \text{ cm} < h < 20 \text{ cm}$$

$$g : \text{largeur de marche (giron)} \quad 25 \text{ cm} < g < 32 \text{ cm}$$

On prend : **h = 17 cm**

$$59 - 2 \times 17 < g < 66 - 2 \times 17$$

$$25 \text{ cm} \leq g \leq 32 \text{ cm}$$

On prend : **g = 30 cm**

Hauteur de RDC et des étages courants : H = 3,06 m

➤ **Nombre de contre marche :**

$N_c$  : nombre de contre marches

$$N_c = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} = 18$$

Il y a deux volées, on aura 18 contre marche entre chaque étage, Donc : il y a 9 contre marches dans chaque volée.

➤ **Nombre des marches dans chaque volée :**

$$N = N_c - 1 = 9 - 1 = 8 \text{ marches}$$

Donc il y a 8 marches par demi hauteur.

➤ **Palier :**

Palier de départ :  $L = 1,70 \text{ m}$

Palier de repos :  $L = 1,70 \text{ m}$

➤ **Paillasse :**

Détermination de l'épaisseur de la paillasse :

$$\text{Tg } \alpha = \frac{H'}{L'}$$

La hauteur monter dans chaque volé ( $H'$ ) :

$$H' = N_c \times h = 9 \times 17 \rightarrow H' = 1,53 \text{ m}$$

La longueur projetée de la paillasse ( $L'$ ) :

$$L' = (N_c - 1) \times g \rightarrow L' = (9 - 1) \times 30 \rightarrow L' = 2,40 \text{ m}$$

Donc :  $\text{Tg } \alpha = \frac{H'}{L'} \rightarrow \text{Tg } \alpha = \frac{1,53}{2,40} \rightarrow \text{Tg } \alpha = 0,6375$

$$\rightarrow \alpha = 32,51^\circ$$

La longueur de la paillasse ( $L$ ) est :

$$L = \left( \frac{H'}{\sin \alpha} \right) = \left( \frac{1,53}{\sin \alpha} \right) \rightarrow L = 2,84 \text{ m}$$

L'épaisseur de la paillasse est :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \rightarrow \frac{284}{30} \leq e \leq \frac{284}{20}$$

$$9,46 \leq e \leq 14,20 \rightarrow \text{on adopte : } e = 15 \text{ cm}$$

L'épaisseur du palier est la même que celle de la paillasse.

#### 2.4. L'acrotère :

L'acrotère est assimilée à une console vertical encastrée à sa base dans le plancher terrasse, son rôle est d'assurer essentiellement la fonction d'étanchéité et la protection des personnes contre la chute.

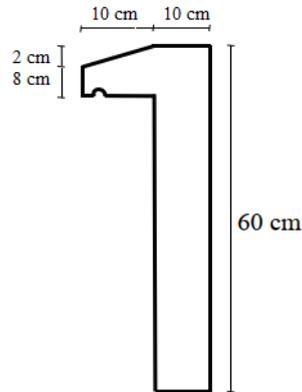


Figure II.7 : Schéma d'acrotère.

#### 2.5. Les voiles :

Les voiles ou murs de contreventement peuvent être généralement définis comme des éléments verticaux à deux dimensions réalisés en béton armé. Ils présentent une grande résistance et une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales : essentiellement le vent et les forces d'origine sismique. Par contre, dans la direction perpendiculaire à leur plan, ils offrent très peu de résistance vis-à-vis des forces horizontales et ils doivent être contreventés par d'autres murs ou par des portiques

Ils sont disposés transversalement aux bâtiments de forme rectangulaire allongée. Ces éléments, refends pleins ou avec ouvertures, portiques, noyau central, transmettent également les charges verticales aux fondations.

Les voiles sont dimensionnés en respectant les conditions du règlement parasismique algérien :

➤ **D'après le RPA99 version 2003 article 7.7.1 :**

-  $L \geq 4 e$

- L'épaisseur minimale  $e_{\min} = 15 \text{ cm}$ .

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage ( $h_e$ ) et des conditions de rigidité aux extrémités comme indique la figure ci-dessous ; c'est-à-dire :

$$e \geq \max\left(\frac{h_e}{25}; \frac{h_e}{22}; \frac{h_e}{20}\right) \text{ selon le cas qui se présente.}$$

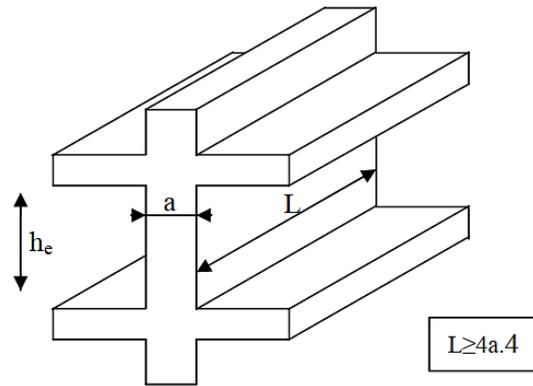


Figure II.8 : Coupe de voile en élévation.

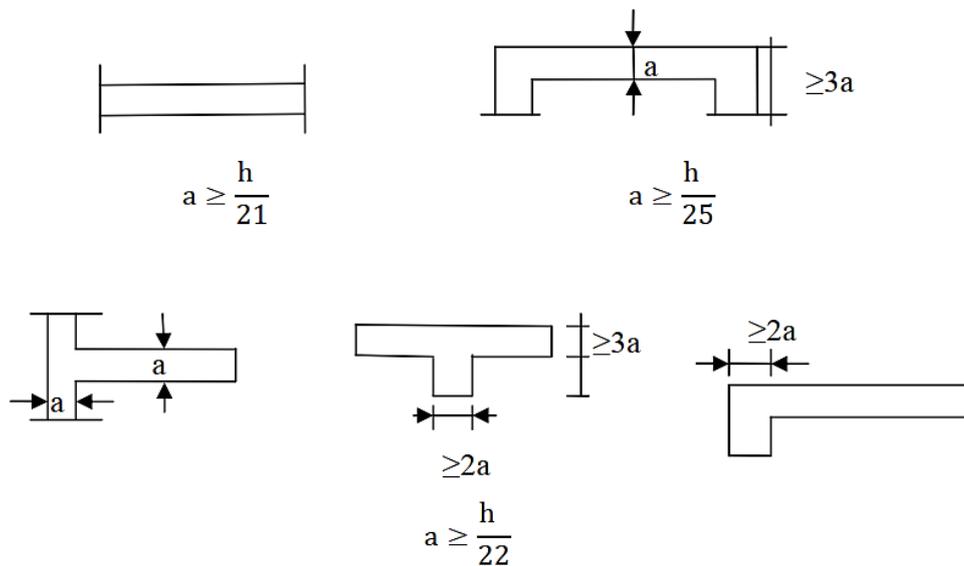


Figure II.9 : Coupes de voiles en plan.

❖ Niveau RDC et étage courant :

La hauteur libre de l'étage :  $h_e = 3,06 - 0,20 = 2,86$  m.

- $e > \frac{h_e}{25} \Rightarrow e > 11,44$  cm
- $e > \frac{h_e}{22} \Rightarrow e > 13$  cm
- $e > \frac{h_e}{20} \Rightarrow e > 15,50$  cm

$$e > \max \left( e_{\min}, \frac{h_e}{25}, \frac{h_e}{22}, \frac{h_e}{20} \right)$$

$e > \max (15; 11,44; 13; 14,3) \rightarrow e > 15$  cm  $\Rightarrow$  on adopte : **e = 16 cm.**

### 3. Evaluation des charges et surcharges :

L'évaluation des charges et surcharges consiste à calculer successivement pour chaque élément porteur de la structure, la charge qui lui revient à chaque plancher et ce jusqu'à la fondation. Les différents charges et surcharges existantes sont :

- Les charges permanentes (G).
- Les surcharges d'exploitation (Q)

#### A. Plancher terrasse inaccessible :

Tableau II.1 : Évaluation des charges de plancher terrasse inaccessible.

Matériaux	Epaisseur (cm)	d (Kg/m <sup>3</sup> )	G (Kg/m <sup>2</sup> )
1-Protection en gravillons roulés	5	1600	80
2-Etanchéité multicouches	5	200	10
3-Forme de pente 1%	10	2200	220
4-Isolation thermique en liège	4	400	16
5-Plancher en corps creux	16+4	1400	280
6-Enduit plâtre	2	1000	20
7-Couche de papier kraft	/	/	1
8-couche de par vapeur	0,8	1200	10
<b>G = 637 Kg/m<sup>2</sup></b>			

La charge permanente **G = 637 Kg/m<sup>2</sup>**

La charge d'exploitation (terrasse inaccessible) **Q =100 Kg/m<sup>2</sup>**.

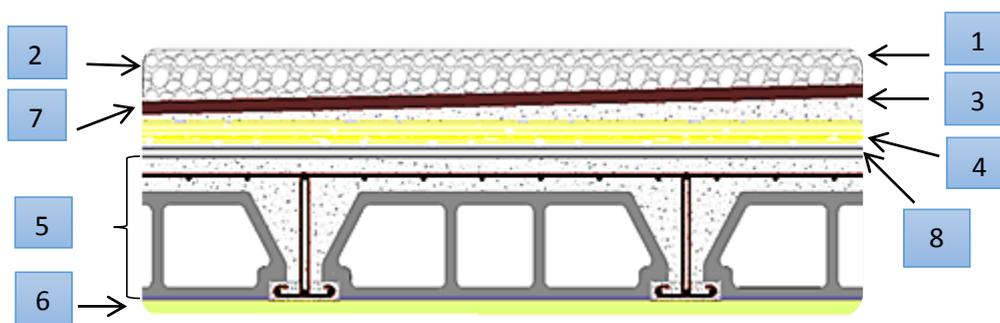


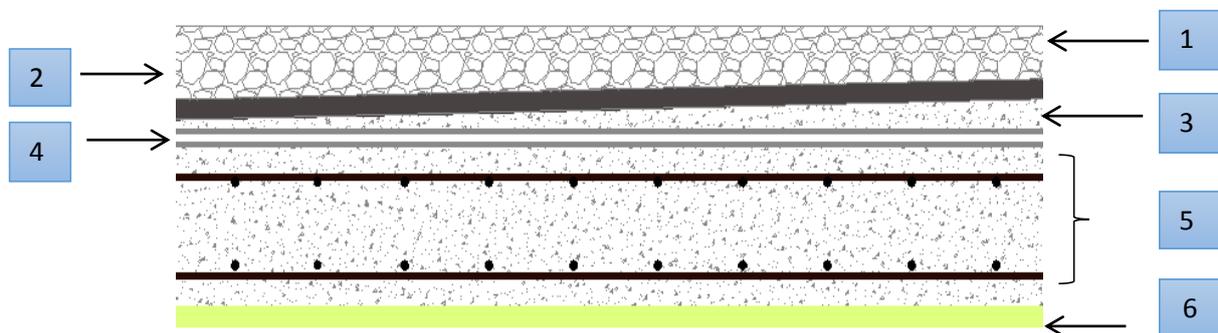
Figure II.10 : Composants d'un plancher terrasse en corps creux.

**B. Plancher terrasse en dalle pleine :****Tableau II.2 :** Evaluations des charges de plancher terrasse en dalle pleine.

Matériaux	Epaisseur (cm)	d (Kg/m <sup>3</sup> )	G (Kg/m <sup>2</sup> )
1-Protection en gravillons roulés	5	1600	80
2-Etanchéité multicouches	5	200	10
3-Forme de pente 1%	10	2200	220
4-Isolation thermique en liège	4	400	16
5-Dalle pleine	15	2500	375
6-Enduit plâtre	2	1000	20
<b>G = 721 Kg/m<sup>2</sup></b>			

La charge permanente **G = 721 Kg/m<sup>2</sup>**

La charge d'exploitation (terrasse inaccessible) **Q =100 Kg/m<sup>2</sup>**

**Figure II.11 :** Composants d'un plancher terrasse en dalle pleine.**C. Plancher étage courant et RDC :**

Les plancher des étages courant sont en corps creux.

**Tableau II.3 :** Evaluations des charges de plancher étage courant et RDC.

Matériaux	Epaisseur (cm)	d (Kg/m <sup>3</sup> )	G (Kg/m <sup>2</sup> )
1-Revêtement en carrelage	2	2200	44
2-Mortier de pose	2	2000	40
3-Lit de sable	2	1800	54
4-Plancher en corps creux	16+4	1400	280
5-Enduit plâtre	2	1000	20
6-Cloisons légères	2	1000	100
<b>G = 538 Kg/m<sup>2</sup></b>			

La charge permanente  $G = 538 \text{ Kg/m}^2$

D'après le DTR BC 2.2, la charge d'exploitation est :

- $Q = 150 \text{ Kg/m}^2$  pour les chambres.
- $Q = 250 \text{ Kg/m}^2$  pour le hall de circulation.
- $Q = 350 \text{ Kg/m}^2$  pour les balcons.

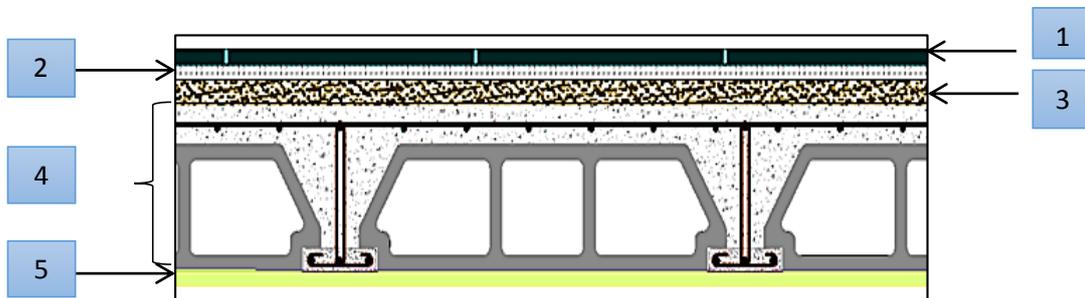


Figure II.12 : Coupe plancher étage courant.

**D. Balcon :**

Tableau II.4: Evaluations des charges de balcon.

Matériaux	Epaisseur (cm)	d (Kg/m <sup>3</sup> )	G (Kg/m <sup>2</sup> )
1-Revêtement en carrelage	2	2200	44
2-Mortier de pose	2	2000	40
3-Lit de sable	2	1800	54
4-Dalle pleine	15	2500	375
5-Enduit plâtre	2	2000	40
<b>G = 553 Kg/m<sup>2</sup></b>			

La charge permanente  $G = 553 \text{ Kg/m}^2$

La charge d'exploitation  $Q = 350 \text{ Kg/m}^2$

**E. L'acrotère :**

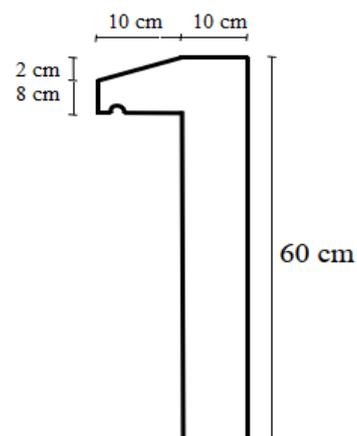
$$S = 0,6 \times 0,1 + 0,08 \times 0,1 + \frac{0,02 \times 0,1}{2} = 0,069 \text{ m}^2$$

$$P = S \times 2500 = 0,069 \times 2500 = 172,5 \text{ Kg/ml}$$

$$\text{Enduit : } e_p \text{ 2 cm} = 55 \text{ Kg/ml}$$

$$\text{Charge permanente } G = 172,5 + 55 = 227,5 \text{ Kg/ml}$$

$$\text{Charge d'exploitation } Q = 100 \text{ Kg/ml}$$



## F. Mur extérieur (double cloison) :

Tableau II.5 : Charge permanente totale sur un mur extérieur.

Matériaux	Epaisseur (cm)	d (Kg/m <sup>3</sup> )	G (Kg/m <sup>2</sup> )
1-Brique creux	25	1400	350
2-Enduit plâtre	2	1200	24
3-Enduit ciment	2	2000	40
<b>G = 414 Kg/m<sup>2</sup></b>			

La charge permanente :  $G = 414 \times (3,06 - 0,40) = 1088,82 \text{ Kg/ml.}$

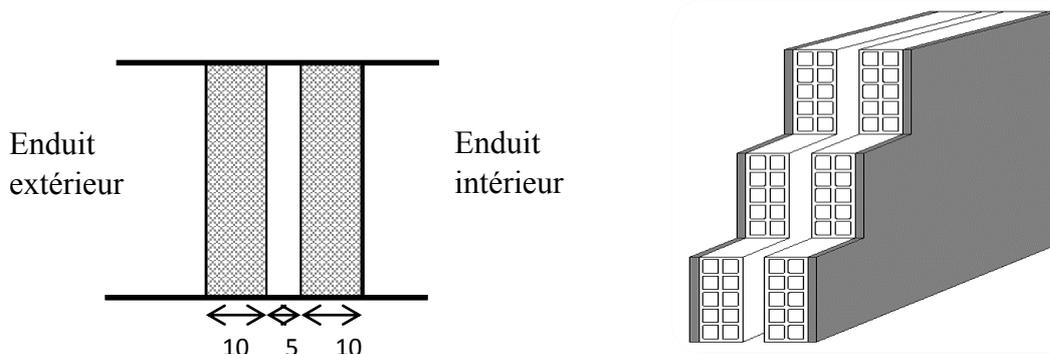


Figure II.13 : Schéma de mur extérieur.

## G. Escalier :

## ➤ Palier :

Tableau II.6 : Évaluations des charges de Palier.

Matériaux	Epaisseur (cm)	d (Kg/m <sup>3</sup> )	G (Kg/m <sup>2</sup> )
1-Revêtement en carrelage	2	2200	44
2-Mortier de pose	2	2000	40
3-Lit de sable	2	1800	54
4-Dalle pleine	15	2500	375
5-Enduit plâtre	2	2000	40
<b>G = 553 Kg/m<sup>2</sup></b>			

La charge permanente  $G = 553 \text{ Kg/m}^2$

La charge d'exploitation  $Q = 250 \text{ Kg/m}^2$

## ➤ Paillasse :

Tableau II.7 : Évaluations des charges de Paillasse.

Matériaux	Epaisseur (cm)	d (Kg/m <sup>3</sup> )	G (Kg/m <sup>2</sup> )
1-Revêtement en carrelage	2	2200	44
2-Mortier de pose	2	2000	40
3-Lit de sable	2	1800	54
4-Marche	17	2200	$2200 \times 0,17/2 = 187$
5-Paillasse	15	2500	$(2500 \times 0,15)/\cos(32,51) = 444,68$
6-Enduit ciment	2	2000	40
7-Gardes corps	2	1000	20
<b>G = 829,68 Kg/m<sup>2</sup></b>			

La charge permanente  $G = 829,68 \text{ Kg/m}^2$

La surcharge d'exploitation  $Q = 250 \text{ Kg/m}^2$

#### 4. Pré-dimensionnement des poteaux :

##### A. Définition :

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appuis, pour transmettre les charges aux fondations, dont la forme est généralement carrée, rectangulaire ou circulaire.

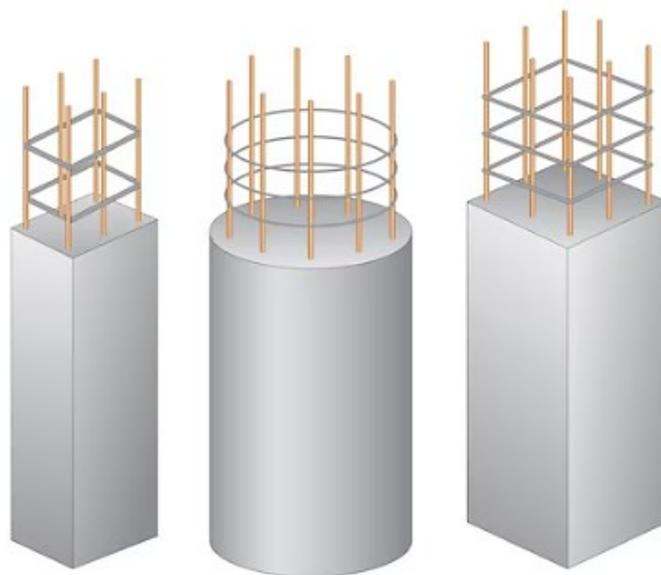


Figure II.14 : Différentes sections de poteaux.

**B. Principe :**

Les poteaux sont pré dimensionnés en compression simple en choisissant les poteaux les plus sollicités de la structure. C'est-à-dire, un poteau central, un poteau de rive et un poteau d'angle.

Chaque type de poteau est affecté de la surface du plancher chargé lui revenant,

On dimensionne les poteaux, en utilisant un calcul basé sur la descente des charges permanentes et des surcharges d'exploitation à l'état limite ultime ( $N_u = 1,35G + 1,5Q$ ), cette charge peut être majorée de 10% pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas des Tour comportant au moins trois travées, donc dans ce cas cette charge devienne : ( $N_u = 1,1N_u$ )

**C. Etapes de Pré dimensionnement :**

- ✓ Choix du poteau le plus sollicité.
- ✓ Dimensionnements des poteaux.
- ✓ Calcul de la surface reprise par le poteau.
- ✓ Détermination des charges permanentes et d'exploitation revenant à ce poteau.
- ✓ Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent répondre aux conditions du RPA 99 / version 2003. (art 7.4.1) en zone IIa.
  - $\text{Min}(a, b) \geq 25 \text{ cm}$
  - $\text{Min}(a, b) \geq \frac{h_e}{20}$
  - $\frac{1}{4} < \left(\frac{a}{b}\right) < 4$

**D. Pré dimensionnement des poteaux centraux :****a) Dimensions des poteaux :**

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectué la descente de charge, tout en vérifiant les recommandations du RPA99 (version 2003) citées ci-dessus.

On adopte préalablement la section des poteaux comme suit :

**Tableau II.8 :** Pré dimensionnement des poteaux.

Niveau d'étage		6 <sup>ème</sup>	5 <sup>ème</sup>	4 <sup>ème</sup>	3 <sup>ème</sup>	2 <sup>ème</sup>	1 <sup>er</sup>	RDC
Dimension du poteau	a (cm)	40	40	40	40	50	50	50
	b (cm)	40	40	40	40	50	50	50

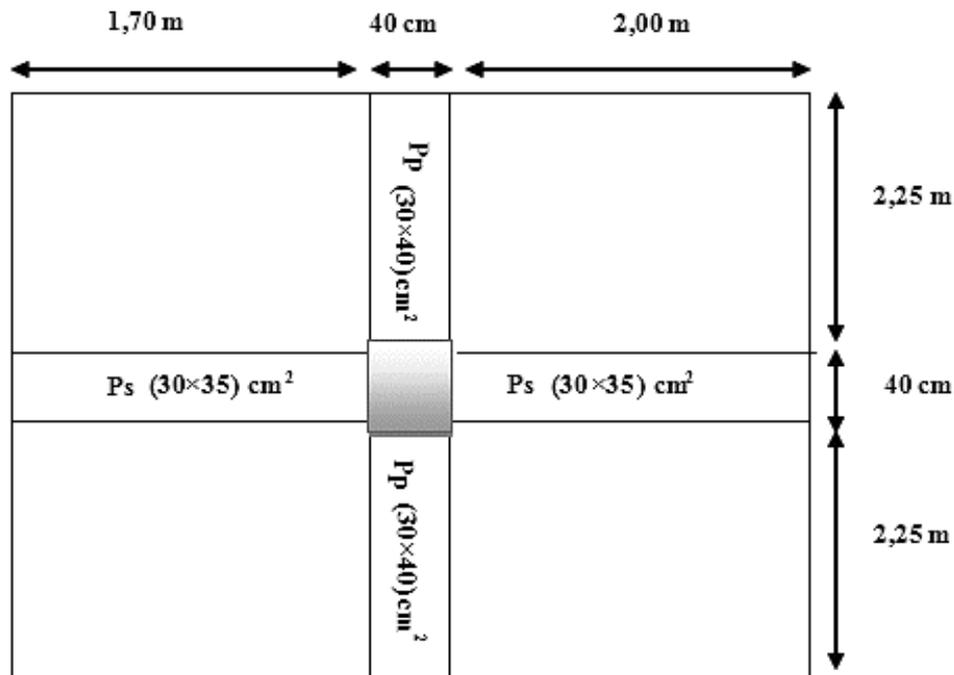
## b) Choix du poteau le plus sollicité :

Dans notre structure, le poteau le plus sollicité est le poteau de centre

La surface reprise par le poteau :

$$3^{\text{ème}}, 4^{\text{ème}}, 5^{\text{ème}} \text{ et } 6^{\text{ème}} \text{ étage : } S = (1,70 \times 2,25) \times 2 + (2 \times 2,25) \times 2 = 16,65 \text{ m}^2$$

$$\text{RDC} + 1^{\text{er}} \text{ et } 2^{\text{ème}} \text{ étage : } S = (1,60 \times 2,15) \times 2 + (1,90 \times 2,15) \times 2 = 15,05 \text{ m}^2$$

c) Calcul de la longueur de flambement  $L_f$  :

Le règlement CBA93 définit la longueur de flambement  $L_f$  comme suit :

- $0,7 \times L_0$  : si le poteau est à ses extrémités :
  - Soit encastré dans un massif de fondation.
  - Soit assemblé à des poutres de plancher ayant au moins la même raideur que lui dans le sens considéré et le traversant de part en part.
- $L_0$  : dans les autres cas.

Pour notre cas, on prend :  $L_f = 0,7 L_0$  (poteau avec des extrémités encastrés jusqu'à fondation).

**RDC et étage courant :**  $L_f = 0,7 \times 3,06 = 2,142 \text{ m}$ .

d) Calcul de l'effort normal admissible  $\bar{N}_u$  :

$$\bar{N}_u = \alpha \cdot \left( B_r \cdot \frac{f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} + A_s \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \quad \text{BAEL (article B.8.4.1)}$$

$\bar{N}_u$  : Effort normal admissible à l'ELU

$A_s$  : Section d'armatures dans le poteau prise égale à 0,2% de la section réelle du poteau.

$f_e$  : limite d'élasticité de l'acier utilisé  $f_e = 400$  MPa

$f_{c28}$  : résistance à la compression de béton  $f_{c28} = 25$  MPa

$B_r$  : La section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie tel que :

$$B_r = (a - 2)(b - 2) \text{ cm}^2$$

$\gamma_b = 1,50$  pour les cas courants.

$\gamma_s = 1,15$  pour les cas accidentels.

$\alpha$  : coefficient réducteur tenant compte de la stabilité ( $\alpha = f(\lambda)$ ). Pour un chargement appliqué à 90 jours.

$$\text{- Si } \lambda \leq 50 \quad : \quad \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad \text{BAEL (article B.8.4.1)}$$

$$\text{- Si } 50 \leq \lambda \leq 70 \quad : \quad \alpha = 0,6 \left( \frac{50}{\lambda} \right)^2$$

$$\text{- Avec :} \quad \lambda : \text{Elancement d'EULER} \quad \lambda = \frac{l_f}{i}$$

$l_f$  : Longueur de flambement    Et     $i$  : Rayon de giration     $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

$I$  : Moment d'inertie d'une section carré par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement

$$I = \frac{hb^3}{12}$$

$B$  : surface de la section du béton

$\alpha$  est à diviser par:

- 1,10 si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours;
- 1,20 si la majeure partie des charges est appliquée avant 28 jours avec utilisation de  $f_{cj}$  au lieu de  $f_{c28}$ .

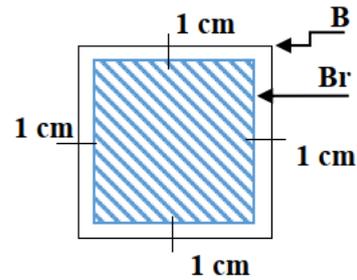


Tableau II.9 : Calcul de l'effort normal admissible  $\bar{N}_u$  des poteaux.

Niveaux	Dimension (cm <sup>2</sup> )	Br (cm <sup>2</sup> )	L <sub>r</sub> (m)	$\lambda$	$\alpha$	As (mm <sup>2</sup> )	$\bar{N}_u$ (KN)
6 <sup>ème</sup> étage	40×40	1444	2,142	18,55	0,804	320	2239,44
5 <sup>ème</sup> étage	40×40	1444	2,142	18,55	0,804	320	2239,44
4 <sup>ème</sup> étage	40×40	1444	2,142	18,55	0,804	320	2239,44
3 <sup>ème</sup> étage	40×40	1444	2,142	18,55	0,804	320	2239,44
2 <sup>ème</sup> étage	50×50	2500	2,142	14,84	0,820	500	3938,90
1 <sup>er</sup> étage	50×50	2500	2,142	14,84	0,820	500	3938,90
RDC	50×50	2500	2,142	14,84	0,820	500	3938,90

### 5. Descente des charges :

La descente des charges désigne l'opération consistant à calculer les efforts normaux résultant de l'effet des charges verticales sur les divers éléments porteurs verticaux (poteaux ou murs) ainsi que les fondations, afin de pouvoir procéder à leur dimensionnement.

Toute charge agissant sur une dalle a tendance à être reportée par celle-ci sur les porteurs verticaux les plus proches.

#### A. 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 maximale, on réduit les charges transmises aux fondations.

#### B. Loi de dégression : (DTR B.C.2.2) :

Soit  $Q_0$  la charge d'exploitation sur le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment,  $Q_1, Q_2, Q_3 \dots Q_n$  les charges d'exploitation respectives des planchers des étages 1,2,3...n, numérotés à partir du sommet du bâtiment.

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour, leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5Q.

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$$

Avec :

- ✓ n : Nombre d'étage on démarre de haut en bas (le premier étage est "0").
- ✓  $Q_0$  : La charge d'exploitation sur la terrasse.
- ✓  $Q_1, Q_2, \dots, Q_n$  : Les charges d'exploitations des planchers respectifs.

On utilise le  $\frac{3+n}{2n}$  à partir du cinquième étage

En tenant compte de la dégression des surcharges de la façon suivante :

- ✓  $Q = Q_0$
- ✓  $Q = Q_0 + Q_1$
- ✓  $Q = Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$
- ✓  $Q = Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$
- ✓  $Q = Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$
- ✓  $Q = Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$
- ✓  $Q = Q_0 + 0,75 (Q_1 + \dots + Q_6)$

### C. Calcul des charges et surcharges revenant au poteau :

#### 1) Charges d'exploitations :

Tableau II.10 : Détermination des charges d'exploitations.

Niveaux	Q (KN/m <sup>2</sup> )		S (m <sup>2</sup> )	Q = q × S (KN)		$\frac{3+n}{2n}$	Q <sub>cum</sub> (kN)
	1	2		Q <sub>0</sub>	Q <sub>1</sub>		
6 <sup>ème</sup> étage	1	1	16,65	Q <sub>0</sub>	16,65	1	16,25
5 <sup>ème</sup> étage	1,5	2,5	16,65	Q <sub>1</sub>	33,30	1	49,95
4 <sup>ème</sup> étage	1,5	2,5	16,65	Q <sub>2</sub>	33,30	0,95	79,92
3 <sup>ème</sup> étage	1,5	2,5	16,65	Q <sub>3</sub>	33,30	0,90	106,56
2 <sup>ème</sup> étage	1,5	2,5	15,05	Q <sub>4</sub>	30,10	0,85	127,15
1 <sup>er</sup> étage	1,5	2,5	15,05	Q <sub>5</sub>	30,10	0,80	144,73
RDC	1,5	2,5	15,05	Q <sub>6</sub>	30,10	0,75	159,30

**1. Charges permanentes :****➤ Niveau terrasse :**

$$\text{Plancher} \quad \mathbf{G_1 = 6,37 \times 16,65 = 106,061 \text{ KN}}$$

$$\text{Poutres transversales} \quad \mathbf{G_2 = (1,70 + 2) \times 0,30 \times 0,35 \times 25 = 9,713 \text{ KN}}$$

$$\text{Poutres longitudinales} \quad \mathbf{G_3 = (2,25 + 2,25) \times 0,30 \times 0,40 \times 25 = 13,50 \text{ KN}}$$

$$\text{Poteau} \quad \mathbf{G_4 = 0,40 \times 0,40 \times 3,06 \times 25 = 12,24 \text{ KN}}$$

$$\mathbf{G_{total} = G_1 + G_2 + G_3 + G_4 = 106,061 + 9,713 + 13,5 + 12,24 = 141,514 \text{ KN}}$$

**➤ Niveau 5<sup>ème</sup>, 4<sup>ème</sup> et 3<sup>ème</sup> étage :**

$$\text{Plancher} \quad \mathbf{G_1 = 5,38 \times 16,65 = 87,425 \text{ KN}}$$

$$\text{Poutres transversales} \quad \mathbf{G_2 = (1,70 + 2) \times 0,30 \times 0,35 \times 25 = 9,713 \text{ KN}}$$

$$\text{Poutres longitudinales} \quad \mathbf{G_3 = (2,25 + 2,25) \times 0,30 \times 0,40 \times 25 = 13,50 \text{ KN}}$$

$$\text{Poteau} \quad \mathbf{G_4 = 0,40 \times 0,40 \times 3,06 \times 25 = 12,24 \text{ KN}}$$

$$\text{Mur extérieur} \quad \mathbf{G_5 = (2,25 + 2) \times 10,89 = 46,275 \text{ KN}}$$

$$\mathbf{G_{total} = G_1 + G_2 + G_3 + G_4 + G_5 = 87,425 + 9,713 + 13,50 + 12,24 + 46,275}$$

$$\mathbf{G_{total} = 169,153 \text{ KN}}$$

**➤ Niveau 2<sup>ème</sup>, 1<sup>er</sup> étage et RDC :**

$$\text{Plancher} \quad \mathbf{G_1 = 5,38 \times 15,05 = 80,969 \text{ KN}}$$

$$\text{Poutres transversales} \quad \mathbf{G_2 = (1,60 + 1,90) \times 0,30 \times 0,35 \times 25 = 9,188 \text{ KN}}$$

$$\text{Poutres longitudinales} \quad \mathbf{G_3 = (2,15 + 2,15) \times 0,30 \times 0,40 \times 25 = 12,90 \text{ KN}}$$

$$\text{Poteau} \quad \mathbf{G_4 = 0,50 \times 0,50 \times 3,06 \times 25 = 19,125 \text{ KN}}$$

$$\text{Mur extérieur} \quad \mathbf{G_5 = (2,15 + 1,90) \times 10,89 = 44,105 \text{ KN}}$$

$$\mathbf{G_{total} = G_1 + G_2 + G_3 + G_4 + G_5 = 80,969 + 9,188 + 12,90 + 19,125 + 44,105}$$

$$\mathbf{G_{total} = 166,287 \text{ KN}}$$

**D. Vérifications selon le BAEL91 révisées 99 :****➤ Vérifications de l'effort normal des poteaux  $1,1N_u \leq \overline{N_u}$  :**

Selon le BAEL91 révisées 99, l'effort de compression ultime  $N_u$  doivent être majorées :

- de 15 % pour les poteaux centraux dans le cas de bâtiments à deux travées.

- de 10 % pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées.

Donc dans notre cas on va prendre 10 % de majoration des charges verticales.

Telle que :  $N_u = 1,1(1,35G + 1,5Q)$

**Tableau II.11** : Détermination de l'effort normale des poteaux  $N_u$ .

Niveaux	G (KN)	G <sub>cum</sub> (KN)	Q (KN)	Q <sub>cum</sub> (KN)	ELU Nu=1,35G+1,5Q (KN)	ELS Ns=G+Q (KN)
6 <sup>ème</sup> étage	141,514	141,514	16,65	16,25	215,419	157,764
5 <sup>ème</sup> étage	169,153	310,667	33,30	49,95	494,325	360,617
4 <sup>ème</sup> étage	169,153	479,820	33,30	79,92	767,637	559,74
3 <sup>ème</sup> étage	169,153	648,973	33,30	106,56	1035,954	755,533
2 <sup>ème</sup> étage	166,287	815,260	30,10	127,15	1291,326	942,41
1 <sup>er</sup> étage	166,287	981,547	30,10	144,73	1542,183	1126,277
RDC	166,287	1147,834	30,10	159,30	1788,526	1307,134

**Tableau II.12** : Vérification de l'effort normale des poteaux  $1,1N_u \leq \bar{N}_u$ .

N <sub>u</sub> (KN)	1,1N <sub>u</sub> (KN)	$\bar{N}_u$ (KN)	$1,1N_u \leq \bar{N}_u$
215,419	236,961	2239,44	Condition vérifiée
494,325	543,758	2239,44	Condition vérifiée
767,637	844,401	2239,44	Condition vérifiée
1035,954	1139,549	2239,44	Condition vérifiée
1291,326	1420,459	3938,90	Condition vérifiée
1542,183	1696,402	3938,90	Condition vérifiée
1788,526	1967,378	3938,90	Condition vérifiée

➤ **Vérifications de la contrainte du béton :**

Vérification à la résistance (compression simple) du poteau le plus sollicité. Où, on doit

vérifier la condition suivante :  $(1,1N_u/B) \leq \bar{\sigma}_{bc} = \frac{0,85.f_{c28}}{\gamma_b}$

**Tableau II.13** : vérifications de la contrainte du béton  $(N_u/B) \leq \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$  des poteaux.

Niveaux	B (cm <sup>2</sup> )	1,1N <sub>u</sub> (KN)	1,1N <sub>u</sub> /B (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$(1,1N_u/B) \leq \bar{\sigma}_{bc}$
6 <sup>ème</sup> étage	40×40	236,961	1,48	14,17	Condition vérifiée
5 <sup>ème</sup> étage	40×40	543,758	3,40	14,17	Condition vérifiée
4 <sup>ème</sup> étage	40×40	844,401	5,28	14,17	Condition vérifiée
3 <sup>ème</sup> étage	40×40	1139,549	7,12	14,17	Condition vérifiée
2 <sup>ème</sup> étage	50×50	1420,459	5,68	14,17	Condition vérifiée
1 <sup>er</sup> étage	50×50	1696,402	6,79	14,17	Condition vérifiée
RDC	50×50	1967,378	7,87	14,17	Condition vérifiée

➤ **Vérification des poteaux selon le RPA 99 version 2003 :**

✓ **Vérification des dimensions :**

D'après le RPA 99 / version 2003, les clauses suivantes doivent être vérifiées :

❖ **Coffrage :**

**Tableau II.14** : 1<sup>er</sup> Vérification selon le RPA 99 / version 2003 des dimensions des poteaux.

condition à vérifier	Application de condition	Vérification
Min (b, h) ≥ 25cm	Min (b, h) = 40 cm ≥ 25cm	Condition vérifiée
	Min (b, h) = 50 cm ≥ 25cm	
Min (b, h) ≥ he/20	Min(b, h) = 40 cm ≥ (he/20)=(306)/20 =15,3 cm	Condition vérifiée
	Min(b, h) = 50 cm ≥ (he/20)=(306)/20 =15,3 cm	
0,25 ≤ (b/h) ≤ 4	0,25 ≤ (40/40) =1 ≤ 4	Condition vérifiée
	0,25 ≤ (50/50) =1 ≤ 4	

❖ **Vérification spécifique selon le RPA 99/version 2003 : (Art 7.4.3.1) :**

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A 93 et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'emblée dues à séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0,3$$

Avec : N<sub>d</sub> = désigne l'effort normal de calcul s'exerçât sur une section de béton.

Tableau II.15 : 2<sup>ème</sup> Vérification selon le RPA 99 / version 2003 des dimensions des poteaux.

Niveaux	B (cm <sup>2</sup> )	N <sub>d</sub> (KN)	f <sub>c28</sub> (MPa)	$v = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0,3$	Observation
6 <sup>ème</sup> étage	40×40	215,419	25	0,05	Condition vérifiée
5 <sup>ème</sup> étage	40×40	494,325	25	0,12	Condition vérifiée
4 <sup>ème</sup> étage	40×40	767,637	25	0,19	Condition vérifiée
3 <sup>ème</sup> étage	40×40	1035,954	25	0,26	Condition vérifiée
2 <sup>ème</sup> étage	50×50	1291,326	25	0,21	Condition vérifiée
1 <sup>er</sup> étage	50×50	1542,183	25	0,25	Condition vérifiée
RDC	50×50	1788,526	25	0,29	Condition vérifiée

➤ Vérifications au flambement :

Il faut vérifier que l'élanement  $\lambda$  des poteaux est :  $\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50$

Avec :  $L_f$  : Longueur de flambement ( $L_f=0.7L_0$ )

$L_0$  : Hauteur libre du poteau 306 cm.

$L_f = 0,7 \times 306 = 214,2$  cm

$i$  : Rayon de giration  $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$  Avec :  $I = \frac{hb^3}{12}$

Tableau II.16 : Vérifications au flambement.

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	L <sub>f</sub> (cm)	Inertie (cm <sup>4</sup> )	$i$	$\lambda$	$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50$
6 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup> étage	40×40	214,2	213333,33	11,55	18,55	Condition vérifiée
2 <sup>ème</sup> , 1 <sup>er</sup> étage et RDC	50×50	214,2	520833,33	14,43	14,84	Condition vérifiée

# ***Chapitre III***

## *Calcul des éléments secondaires*

## Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

### 1. Introduction :

Dans toutes structures on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent aux contreventements directement.
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas au contreventement directement.

Ainsi l'escalier, l'acrotère les planchers et enfin le balcon sont considérés comme des éléments secondaires dont l'étude est indépendante de l'action sismique (puisque'ils ne contribuent pas directement à la reprise de ces efforts), mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

Le calcul de ces éléments s'effectue suivant le règlement « BAEL 91 modifié 99 » en respectant le règlement parasismique Algérien « RPA 99 version 2003 ».

### 2. Acrotère :

L'acrotère est un élément de sécurité contournant le bâtiment au niveau de la terrasse. Il forme une paroi contre toute chute, il est considéré comme une console encastree à sa base soumise à son poids propre et a une surcharge horizontale et réalise en béton armé. Le calcul se fera en flexion composée au niveau de la section d'encastrement qui se trouve à la base, pour une bande de 1m linéaire L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable dans ce cas le calcul se fera à l'ELU, il doit être vérifié à l'ELS. Il a pour rôle de : protection d'étanchéité, servant comme garde-corps et l'entretien des façades.

#### 2.1. Dimensions et modélisation de l'acrotère :

Les dimensions de l'acrotère sont données dans la figure (III.1) :

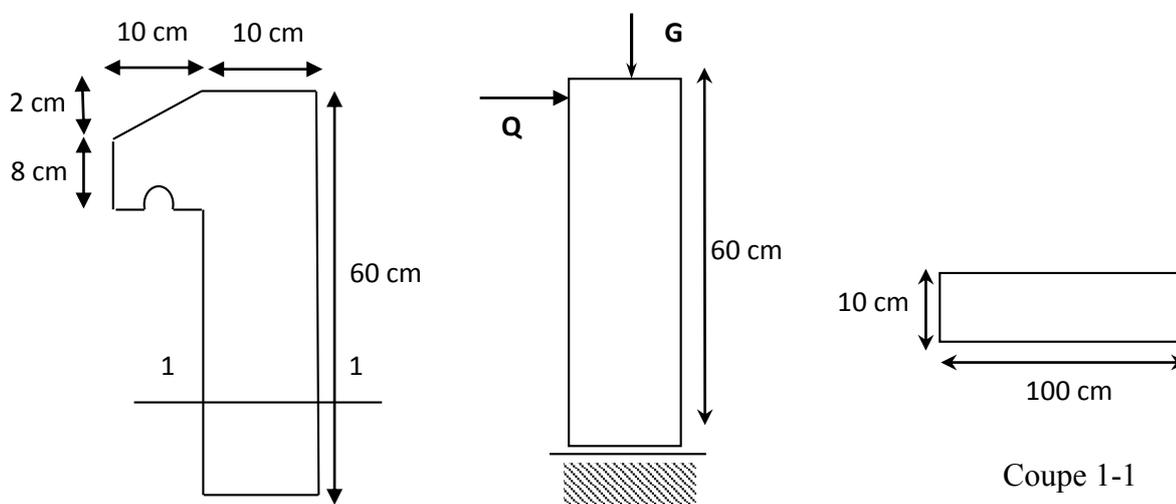
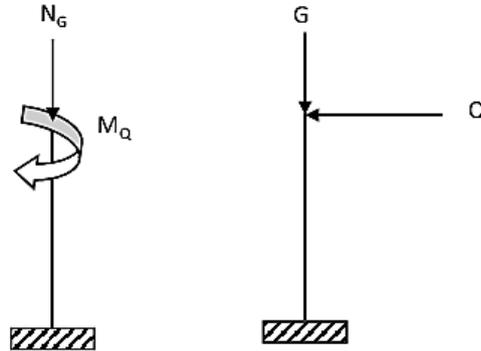


Figure III.1 : Schéma d'acrotère.

## 2.2. Détermination des sollicitations :

D'après les actions montrées sur la figure l'acrotère sera calculé en flexion composée, cette sollicitation est due à l'effort normal (N) qui présente le poids propre de l'acrotère et un moment qui est provoqué par l'application d'une action due à la main courante (Q).

Avec :  $Q = 1 \text{ KN/ml}$



### ➤ Charge permanente :

$$\text{Surface : } S = 0,6 \times 0,1 + 0,08 \times 0,1 + \frac{0,02 \times 0,1}{2} = 0,069 \text{ m}^2$$

$$\text{Poids propre : } P = S \times 25 = 0,069 \times 25 = 1,725 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Enduit de ciment : } e = 2 \text{ cm} = 0,55 \text{ KN/ml}$$

$$\mathbf{G = 2,275 \text{ KN/ml}}$$

### ➤ Charge d'exploitation :

Il s'agit d'un effort normal Q due à la main courante d'une personne :  $\mathbf{Q = 1 \text{ KN/ml}}$ .

### ➤ La force $F_p$ due au séisme :

$$F_p = 4.A.C_p.W_p$$

A : coefficient d'accélération de la zone  $A = 0,15$

$C_p$  : facteur de force horizontale  $C_p = 0,8$

$$W_p = 2,275 \text{ KN/ml}$$

$$F_p = 4.A.C_p.W_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2,275 = 1,092 \text{ KN/ml}$$

$$F_p = 1,092 < 1,5 Q = 1,50 \text{ KN/ml} \rightarrow \mathbf{\text{Condition vérifiée.}}$$

### ➤ Effort tranchant :

$$T = Q \times 1 \text{ ml} = 1 \text{ KN}$$

### ➤ Moment fléchissant max dû à la surcharge Q :

$$M_Q = T \times h = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul à l'ELU :**

$$N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 2,275 = 3,071 \text{ KN}$$

$$M_u = 1,5 \times M_Q = 1,5 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul à l'ELS :**

$$N_s = G = 2,275 \text{ KN}$$

$$M_s = Q \times h = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul de l'excentricité :**

➤ **Etat limite ultime (ELU) :**

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{3,071} = 0,293 \text{ m}$$

$$e_0 = 0,293 \text{ m} > \frac{h}{2} = \frac{0,1}{2} = 0,05 \text{ m}$$

$e_0 > \frac{h}{2}$  donc la section est a priori partiellement comprimée car le centre de pression se trouve en dehors de la section.

❖ **Etat limite de service (ELS) :**

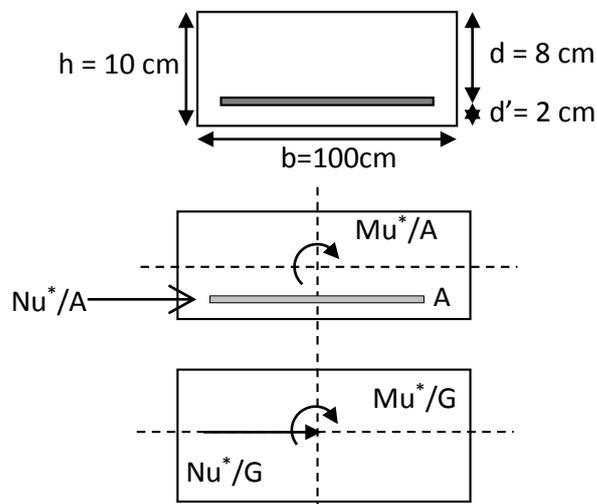
$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,6}{2,275} = 0,264 \text{ m}$$

$$e_0 = 0,264 \text{ m} > \frac{h}{2} = \frac{0,1}{2} = 0,05 \text{ m}$$

$e_0 > \frac{h}{2}$  donc la section est partiellement comprimée.

**2.3. Le ferrailage de l'acrotère :**

**A. Calcul à l'ELU :**



**Figure III.2 :** Coupes transversales de l'acrotère.

Le travail consiste à étudier une section rectangulaire soumise à la flexion composée

Soit :  $b = 100 \text{ cm}$  et  $d = 8 \text{ cm}$  ; fissuration préjudiciable.

$e$  : L'excentricité de l'effort normal par rapport au centre de gravité de la section considérée.

$M_f$  : Moment fictif calculé par rapport au centre de gravité des armatures tendues.

La section sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif «  $M_f$  », puis on se ramènera à la flexion composée ou la section d'armatures qui sera déterminée est fonction de celle déjà calculée. Le moment fictif  $M_f$  : est donné par :

$$M_f = M_u + N_u \left( d - \frac{h}{2} \right) = 0,9 + 3,071 \times \left( 0,08 - \frac{0,10}{2} \right) = 0,992 \text{ KN.m}$$

$$f_{bu} = 14,2 \text{ MPa} ; \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_f}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{0,992 \times 10^6}{1000 \times 80^2 \times 14,2} = 0,0109$$

$$\mu_{bu} = 0,0109 < \mu_{lim} = 0,392 \text{ d'où : } A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 1,25 \times \left( 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0109} \right) = 0,0137$$

$$z_b = d(1 - 0,4\alpha) = 0,08 \times (1 - 0,4 \times 0,0137) = 0,0795 \text{ m}$$

$$A_f = \frac{M_f}{Z_b \times \sigma_s} = \frac{98,93 \times 10^4}{79,5 \times 348} = 35,71 \text{ mm}^2 \approx 36 \text{ mm}^2 = 0,36 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} = 36 - \frac{3,071 \times 10^3}{348} = 27,18 \text{ mm}^2 \rightarrow A_s = 0,27 \text{ cm}^2$$

#### 2.4. Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times (b \times d) \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times (1000 \times 80) \times \frac{2,1}{400} = 96,6 \text{ mm}^2$$

$$\text{On trouve : } A_{\min} \geq A_s \rightarrow A_s = A_{\min} = 0,966 \text{ cm}^2$$

#### 2.5. Vérification à l'Etat de service (ELS) :

$$M_{\text{ser}} = N_{\text{ser}} \left( d - \frac{h}{2} \right) + M_{\text{ser}}$$

$$M_{\text{ser}} = 2,275 \times \left( 0,08 - \frac{0,1}{2} \right) + 0,6 = 0,668 \text{ KN.m}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_s = \min \begin{cases} \frac{2}{3} f_e \\ 110 \times \sqrt{nf_{t28}} \end{cases} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$y_1 = \frac{n \cdot \overline{\sigma}_{bc}}{(n \cdot \overline{\sigma}_{bc} + \overline{\sigma}_s)} \cdot d = \frac{15 \times 15}{(15 \times 15 + 201,63)} \times 80 = 0,0424 \text{ m} = 4,24 \text{ cm}$$

$$Z_1 = d - y_1/3 = 6,6 \text{ cm}$$

$$M_1 = \overline{\sigma}_{bc} \times b \times y_1 \times Z_1 \times 0,5 = 20,99 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} < M_1 \quad \text{d'où : } A'_{ser} = 0$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z_1 \times \overline{\sigma}_s} = \frac{0,668 \times 10^6}{66 \times 201,63} = 50,20 \text{ mm}^2 = 0,502 \text{ cm}^2$$

## 2.6. Choix d'armature longitudinale :

$$A_s = \max (A_{ser}, A_{min}, A_u) = 0,966 \text{ cm}^2$$

La section minimale d'armature longitudinale doit satisfaire la condition

$$A \geq 0,0025 \times b \times h = 0,0025 \times 100 \times 10 = 2,5 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit : } 5HA8 \rightarrow A = 2,51 \text{ cm}^2$$

## 2.7. Armature de répartition :

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} = \frac{2,51}{4} = 0,6275 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{soit : } 4HA6 = 1,13 \text{ cm}^2$$

## 2.8. Espacement :

$$S_t > \min (0,9 d ; 40 \text{ cm}) = 13,77 \text{ cm}$$

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

## 2.9. Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T}{b \cdot d} = \frac{1 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0,0125 \text{ MPa}$$

$$\tau_{adm} = 0,15 \left( \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

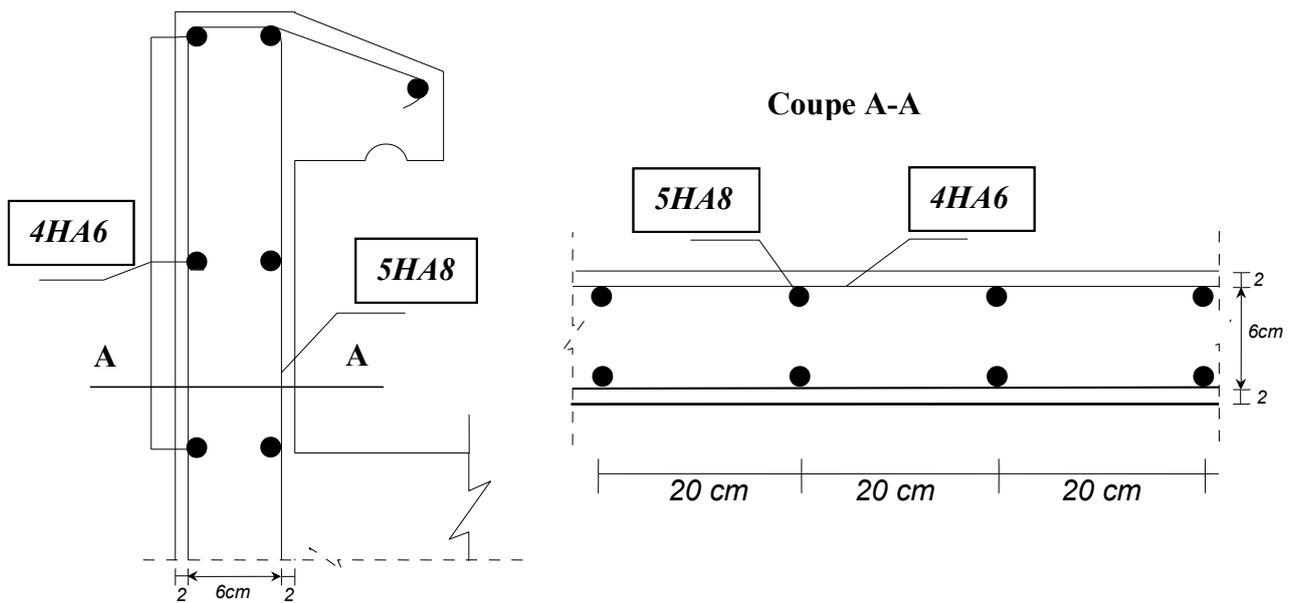


Figure III.3 : Ferrailage de l'acrotère.

### 3. Les escaliers :

Les escaliers servent à relier par des gradins successifs, les divers niveaux d'une construction. Notre bâtiment comporte un seul type d'escaliers de deux volées composées d'une paillasse en béton armé et de marches rectangulaires.

#### 3.1. Prédimensionnement :

- ✓ hauteur de l'étage  $h_e = 3,06$  m
- ✓ hauteur de marche  $h = 17$  cm
- ✓ nombre des contres marches :  $N_c = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} = 18$  contre marche
- ✓ largeur de la marche  $g = 30$  cm
- ✓ La hauteur monter dans chaque volé ( $H'$ ) :  $H' = N_c \times h = 9 \times 17 \rightarrow H' = 1,53$  m
- ✓ Inclinaison de la paillasse :  $\alpha = 32,51^\circ$
- ✓ La longueur projetée de la paillasse  $L' = 2,40$  m.
- ✓ La longueur de la paillasse  $L = 2,84$  m.
- ✓ L'épaisseur de la paillasse :  $e = 14$  cm.

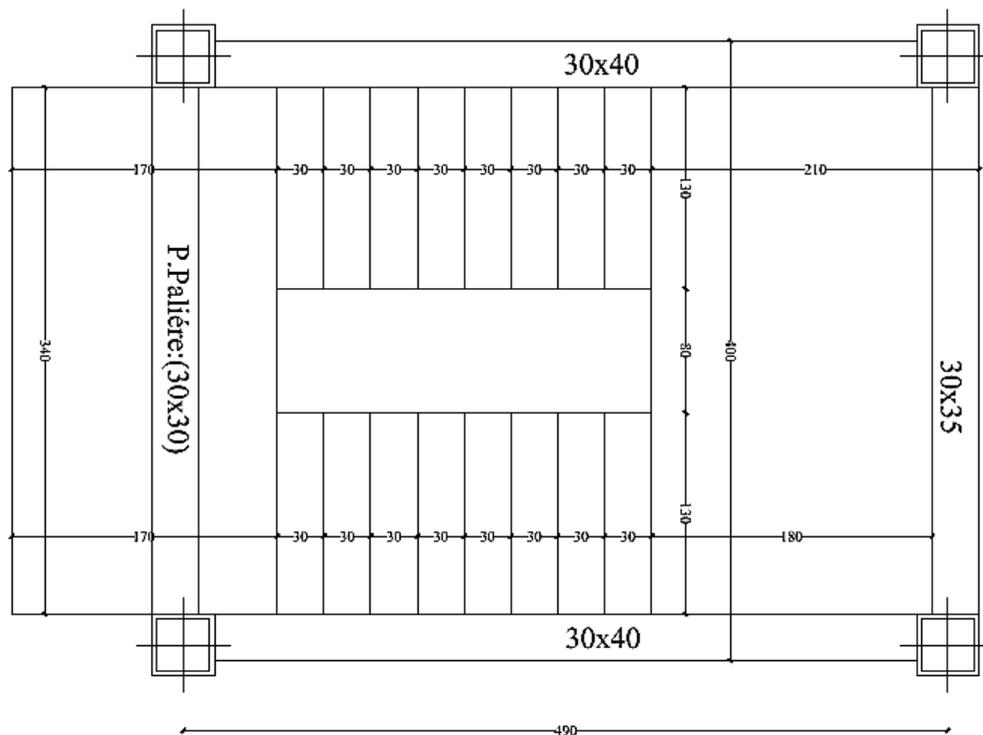


Figure III.4 : Vue en plan d'escalier.

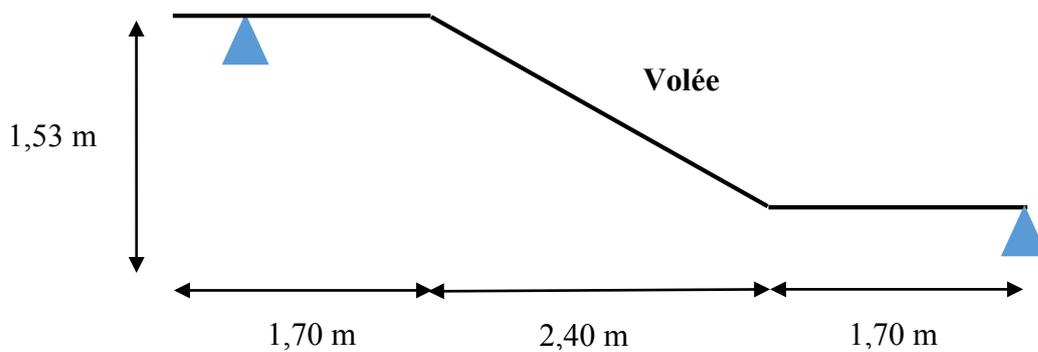


Figure III.5 : Schéma d'escalier.

### 3.2. Évaluation des charges :

#### ➤ Charges sur le palier :

La charge permanente  $G = 5,53 \text{ KN/m}^2$

La charge d'exploitation  $Q = 2,50 \text{ KN/m}^2$

#### ➤ Charges sur la volée (paillasse) :

La charge permanente  $G = 8,00 \text{ KN/m}^2$

La charge d'exploitation  $Q = 2,50 \text{ KN/m}^2$

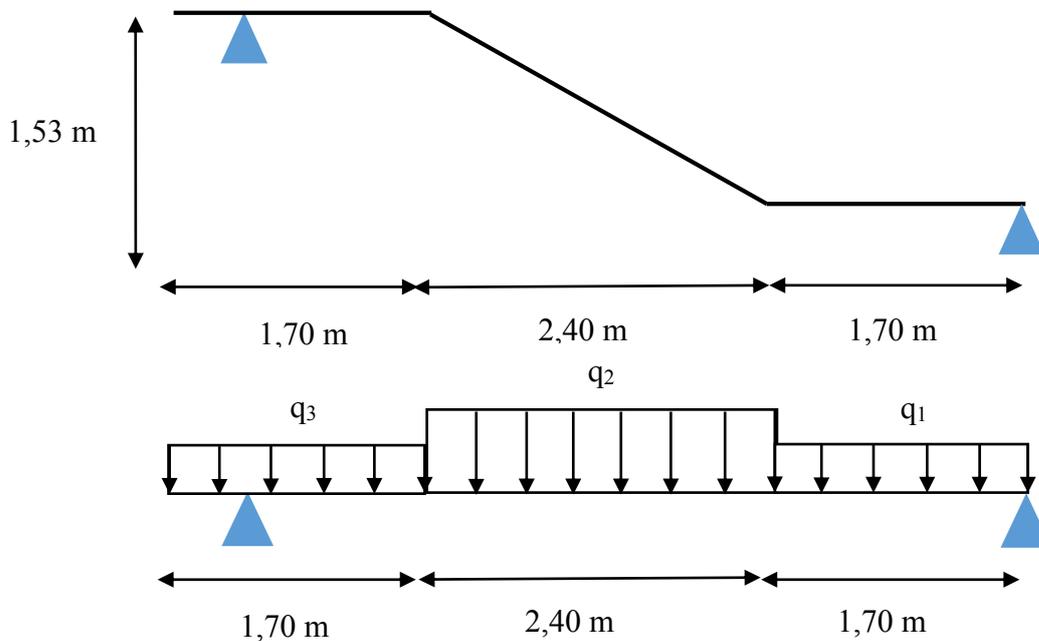
➤ **Combinaisons d'actions :**

- Etat limite ultime : **1,35G + 1,5Q**
- Etat limite de service : **G + Q**

Le tableau suivant présente les charges de calcul des escaliers l'état limite ultime et de service.

**Tableau III.1 :** Charges sur les éléments de l'escalier.

Section	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	ELU 1,35G + 1,5Q	ELS G + Q
<b>Paillasse</b>	8,297	2,50	14,951	10,797
<b>Palier</b>	5,53	2,50	11,216	8,03



**Figure III.6 :** Schéma statique d'escalier.

**3.3. Calcul de la charge équivalente :**

La notion de charge équivalente permet de faciliter uniquement les calculs. Elle se déduit de l'expression suivante :

$$q_e = \frac{\sum_{i=1}^n q_i \times l_i}{\sum_{i=1}^n l_i} = \frac{q_1 \cdot l_1 + q_2 \cdot l_2 + q_3 \cdot l_3}{l_1 + l_2 + l_3}$$

Ce qui donne les 2 charges équivalentes suivantes :

$$\text{ELU : } q_{eu} = \frac{11,216 \times 1,70 + 14,951 \times 2,40 + 11,216 \times 1,70}{1,70 + 2,40 + 1,70} = 12,761 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_{es} = \frac{8,03 \times 1,70 + 10,797 \times 2,40 + 8,03 \times 1,70}{1,70 + 2,40 + 1,70} = 9,175 \text{ KN/ml}$$

### 3.4. Calcul des moments max et efforts tranchants max :

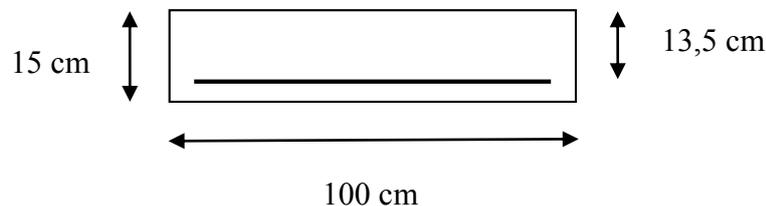
- ✓ Le moment isostatique :  $M_0 = \frac{q_e \cdot L^2}{8}$
- ✓ Le moment en appui :  $M_a = 0,2M_0$
- ✓ Le moment en travée :  $M_t = 0,85M_0$
- ✓ L'effort tranchant :  $T_{max} = \frac{q_e \cdot L}{2}$

**Tableau III.2 :** Les moments et les efforts tranchants à ELU et ELS.

Etat	$q_e$ (KN/m)	$M_0$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$M_a$ (KN.m)	$T_{max}$ (KN)
ELU	12,761	53,660	45,611	10,732	37,007
ELS	9,175	38,581	32,793	7,716	26,607

### 3.5. Calcul du ferrailage :

On considère une bande de 1m



Le calcul de ferrailage se fait en flexion simple, la fissuration est considérée comme peu préjudiciable, le calcul des armatures se fera uniquement à l'état limite ultime.

**Tableau III.3 :** Caractéristique du béton et de l'acier.

$b$ (mm)	$d$ (mm)	$f_{c28}$ (MPa)	$f_{t28}$ (MPa)	$f_{bu}$ (MPa)	$\gamma_b$	$\gamma_s$	$f_e$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
1000	135	25	2,1	14,17	1,5	1,15	400	348

**A. Ferrailage longitudinal :****❖ Ferrailage en appui :**

$$M_{\text{appui}} = 10,732 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{10,732 \times 10^6}{1000 \times (135)^2 \times 14,17} = 0,0416 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

(Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0531$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = (1 - 0,4 \times 0,0531) = 0,979$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{10,732 \times 10^6}{0,979 \times 135 \times 348} = 233,34 \text{ mm}^2 = 2,33 \text{ cm}^2$$

**➤ Condition de non fragilité :**

On doit également vérifier la condition de non fragilité qui donne une section minimale de :

$$A_{\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1000 \times 135 \times \frac{2,1}{400} = 163,01 \text{ mm}^2 = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{\min} ; A_u) = 2,33 \text{ cm}^2$$

**Choix : 5HA8/ml → A = 2,51 cm<sup>2</sup>/ml**

**❖ Ferrailage en travée :**

$$M_{\text{travée}} = 45,611 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{45,611 \times 10^6}{1000 \times (135)^2 \times 14,17} = 0,177 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

(Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,245$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = (1 - 0,4 \times 0,245) = 0,902$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{45,611 \times 10^6}{0,902 \times 135 \times 348} = 1076,35 \text{ mm}^2 = 10,76 \text{ cm}^2$$

Donc :  $A_u = 10,76 \text{ cm}^2/\text{ml}$  → on adopte : **10HA12/ml = 11,31 cm<sup>2</sup>/ml.**

➤ **Condition de non fragilité :**

On doit également vérifier la condition de non fragilité qui donne une section minimale de:

$$A_{min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1000 \times 135 \times \frac{2,1}{400} = 163 \text{ mm}^2 = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_{min} ; A_u) = 10,76 \text{ cm}^2$$

**Choix : 10HA12/ml.  $\rightarrow A_s = 11,31 \text{ cm}^2$**

➤ **Armatures de répartitions :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{11,31}{4} = 2,83 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{soit : } 6\text{HA8/ml} \rightarrow A_s = 3,02 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Calcul de l'espacement :**

$$S_t > S_{t\max} = \min(0,9d ; 40\text{cm}) = \min(12,15 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}) = 12,15 \text{ cm}$$

On prend :  $S_t = 20 \text{ cm}$

**B. Ferrailage transversal :**

Effort tranchant maximal :  $V_u = 37,007 \text{ KN}$

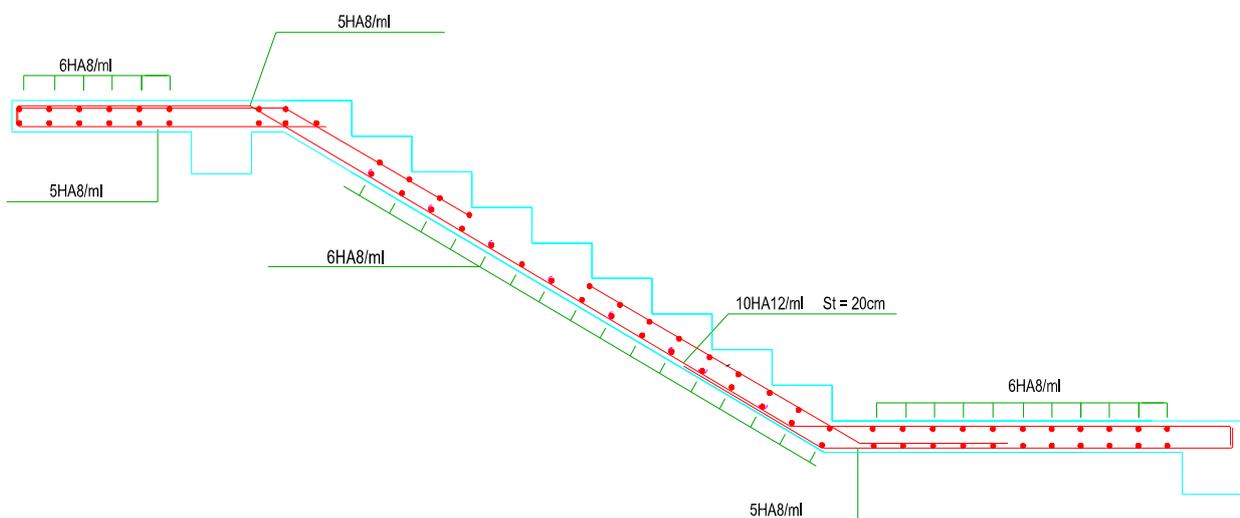
La contrainte de cisaillement maximale est de :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{37,007 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,274 \text{ MPa}$$

La fissuration étant peu nuisible, il faudra vérifier que:

$$\tau_u = 0,274 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée et les armatures transversales ne sont donc pas nécessaires.



**Figure III.7 : Schéma de ferrailage d'escalier.**

#### 4. Poutre palière :

La poutre palière est considérée partiellement encastree sur ses deux extremités, soumise aux sollicitations dues à son poids propre, le poids du mur, et aussi à la charge qui lui revient des escaliers (la réaction venant de l'escalier), sollicitée à la flexion simple

##### 4.1. Evaluation des charges :

- ✓ Poids propre :  $(0,30 \times 0,30 \times 25) = 2,25$  KN/ml.
- ✓ Poids propre du mur :  $\frac{(3,06 - 0,4) - 0,3}{2} \times 4,14 = 4,885$  KN/ml.
- ✓ Réaction de la paillasse et de palier :
  - À l'ELU :  $R_b = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{12,761 \times 5,80}{2} = 37,007$  KN/ml
  - À l'ELS :  $R_b = \frac{q_s \cdot l}{2} = \frac{9,175 \times 5,80}{2} = 26,607$  KN/ml

##### 4.2. Calcul des Moments :

➤ à l'ELU :

$$q_u = 1,35 \times (2,25 + 4,885) + R_b = 46,639 \text{ KN/ml.}$$

$$M_0 = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{46,639 \times (3,4)^2}{8} = 67,394 \text{ KN.m}$$

- Moment en travée :  $M_t = 0,85M_0 = 57,285$  KN.m
- Moment en appui :  $M_a = 0,30M_0 = 20,218$  KN.m

➤ à l'ELS :

$$q_s = 2,25 + 4,885 + R_b = 34,144 \text{ KN/ml.}$$

$$M_0 = \frac{q_s \cdot L^2}{8} = \frac{33,742 \times (3,4)^2}{8} = 48,758 \text{ KN.m}$$

- Moment en travée :  $M_t = 0,85M_0 = 41,444$  KN.m
- Moment en appui :  $M_a = 0,30M_0 = 14,627$  KN.m

##### 4.3. Calcul du ferrailage à l'ELU :

###### A. Ferrailage longitudinal :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} \quad ; \quad A_{min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \quad ; \quad f_{t28} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{min} = \frac{0,23 \times 30 \times 27,5 \times 2,1}{400} \rightarrow A_{min} = 0,99 \text{ cm}^2$$

Tableau III.4 : Résultats de ferrailage en travée et appuis.

Section	$M_u$ (KN.m)	b (cm)	d (cm)	$\mu$	$\alpha$	$\beta$	$A_{calculée}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adoptée}$ (cm <sup>2</sup> )
Travée	57,285	30	27,5	0,178	0,247	0,901	6,64	0,99	6HA12= 6,79
Appui	20,218	30	27,5	0,063	0,081	0,967	2,18	0,99	3HA12= 3,39

**B. Ferrailage transversal :**❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement selon le CBA/93 :**

$$V_u = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{46,639 \times 3,40}{2} = 79,288 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{79,288 \times 10^3}{300 \times 275} = 0,961 \text{ MPa}$$

Contrainte de cisaillement admissible dans le cas d'une fissuration peu nuisibles :

$$\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,961 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Diamètre des armatures transversales :**

Les armatures transversales seront des armatures droites. Le diamètre des barres transversales est directement lié au diamètre des barres longitudinales selon l'expression:

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{12}{3} = 4 \text{ mm.} \quad \text{Soit : } \phi_t = \mathbf{8 \text{ mm.}}$$

Les armatures transversales seront constituées par des cadres HA8+ un étrier.

$$\text{Soit : } A_t = 2,01 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul de l'espacement :**

$$S_t \leq \min (15 \phi_l ; 40 \text{ cm ; } a+10 \text{ cm}) = \min (15 \times 1,2 \text{ cm ; } 40 \text{ cm ; } 30+10 \text{ cm}) = 18 \text{ cm.}$$

$$S_t \leq \min (0,9 d ; 40 \text{ cm}) = \min (0,9 \times 27,5 ; 40 \text{ cm}) = 24,75 \text{ cm.}$$

Soit :  $S_t = \mathbf{15 \text{ cm}}$ , la section choisie est acceptable si la condition au-dessous est vérifiée :

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq \max \left( \frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right) \rightarrow 1,786 > 0,4 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérifications Selon RPA/2003 :**

✓ **En zone nodale :**

$$St \leq \min (12 \varnothing_1 ; h/4) = \min (12 \times 1,2 ; 30/4) = \min (14,4 ; 7,5) = 7,5 \text{ cm.}$$

Soit un espacement choisis de :  $S_t = 7 \text{ cm}$

La longueur de la zone nodale :  $2 \times h = 60 \text{ cm}$

✓ **En zone courante :**

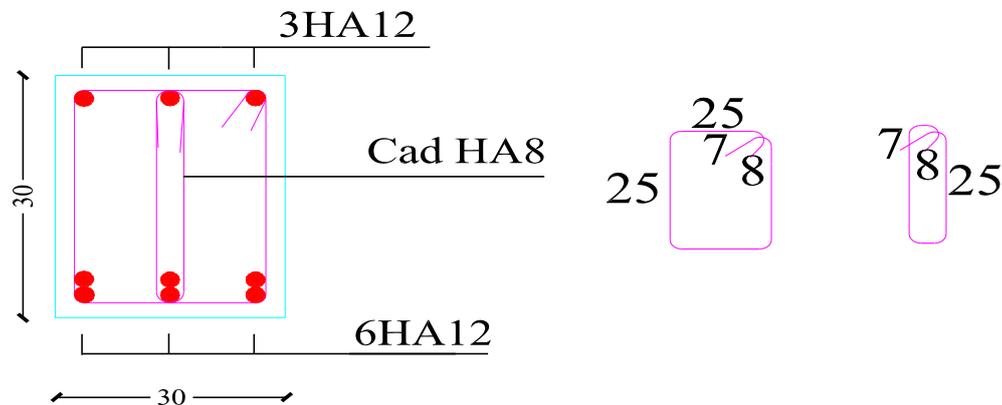
$$St \leq h/2 = 30/2 = 15 \text{ cm.}$$

Soit un espacement choisis de :  $S_t = 15 \text{ cm}$

On doit vérifier la condition suivante :

$$A_t = 0,003 \times S \times b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2.$$

$$A_t(\text{adoptée}) = 2,01 \text{ cm}^2 > 1,35 \text{ cm}^2$$



**Figure III.8 :** Schéma de ferrailage de poutre palière.

## 5. Les planchers :

Les planchers ont un rôle très important dans la structure. Ils supportent les charges verticales puis les transmettent aux éléments porteurs et aussi ils isolent les différents étages du point de vue thermique et acoustique. On distingue :

- plancher à corps creux.
- plancher à dalle pleine.

Dans notre projet, nous avons que des planchers à corps creux. Ce type de plancher est constitué par des éléments porteurs (poutrelle), et par des éléments de remplissage (corps creux) de dimensions  $(16 \times 20 \times 55) \text{ cm}^3$ , avec une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur. La nervure est calculée comme une section en T soumise à la flexion simple.

### 5.1. Prédimensionnement des poutrelles :

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé, servant à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales, elles sont calculées en flexion simple.

Les poutrelles sont disposés perpendiculaire au sens porteur et espacées de 65cm et sur

Lesquelles vient s'appuyer l'hourdis sachant que :

$$b_0 = 10 \text{ cm} ; b = 65 \text{ cm} ; h_t = 20 \text{ cm (16+4)}$$

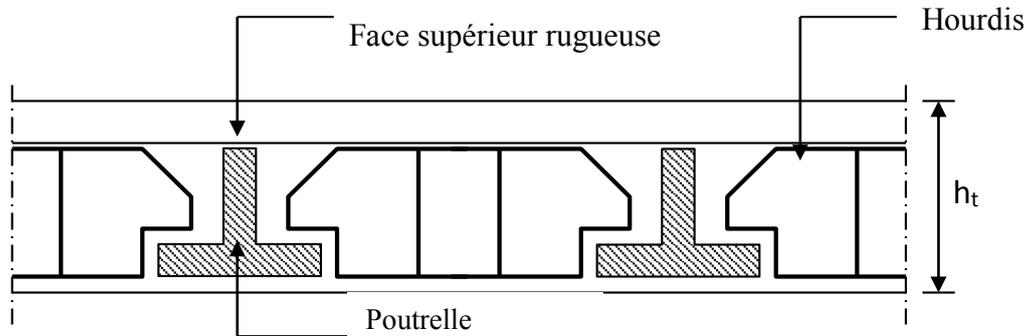


Figure III.9 : Coupe verticale du plancher à corps creux.

### 5.2. Méthode de calcul des poutrelles :

Les méthodes utilisées pour le calcul des poutrelles en béton armé sont :

- **La méthode forfaitaire** : applicable aux planchers soumis à des Charges d'exploitations modérées.
- **La méthode de CAQUOT** : applicable aux planchers soumis à des charges d'exploitation relativement élevée.

#### A. La méthode forfaitaire :

Le BAEL91 (Article.III,4) propose une méthode simplifiée dite méthode forfaitaire. Elle est applicable que si les 4 conditions suivantes sont vérifiées :

- ✓ Plancher à surcharge modérée :  $Q \leq (2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$ .
- ✓ Le rapport des portées successives  $\frac{L_i}{L_{i+1}}$  est compris entre **0,8** et **1,25**.

$$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$$

Avec :  $L_i$  ,  $L_{i+1}$ : longueur entre axe d'appui de deux portées successive.

- ✓ Le moment d'inertie est considéré constant dans toutes les travées.
- ✓ La fissuration est considérée peu nuisible (FPN) et ne comprend pas la tenue du béton armée ni celle de revêtement

❖ **Principe de la méthode :**

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée et sur appui, à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment ( $M_0$ ) dans la travée dite de comparaison (travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux mêmes charges que la travée considérée).

❖ **Etapas à suivre :**

- $\alpha = \frac{Q_B}{(G+Q_B)}$  : le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation en valeurs non pondérées.
- ✓  $M_0 = \frac{p.l_i^2}{8}$  : la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison,
- ✓  $M_w$  et  $M_e$  : les valeurs absolues des moments sur appui de gauche (w) et de droite (e) dans la travée considérée.
- ✓  $M_t$  : moment maximale en travée dans la travée considérée.

Les trois moments  $M_0$ ,  $M_w$  et  $M_e$  doivent vérifier les conditions suivantes :

$$1) M_t \geq \max\{(1,05M_0; (1 + 0,3\alpha)M_0\} - \left(\frac{M_w + M_e}{2}\right)$$

$$2) M_t \geq (1 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2} \rightarrow \text{travée intermédiaire}$$

$$3) M_t \geq (1,2 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2} \rightarrow \text{travée de rive}$$

La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire être au moins égale à :

- ✓  $0.6M_0$  → poutre à 2 travées.
- ✓  $0.5M_0$  → pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de 2 travées.
- ✓  $0.4M_0$  → pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de 3 travées.

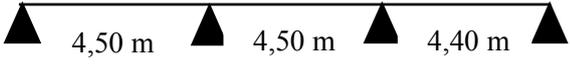
En pratique, on calcule le moment isostatique équivalent  $M_0$  pour chaque travée, déterminé pour chaque console en fonction du coefficient appliqué à sa position (0.4, 0.5, 0.6), puis on multiplie le moment sur la console par ce facteur, celui qui est le plus grand des deux moments  $M_0$  en travée autour de cet appui ; enfin, le moment de travée  $M_t$  est calculé en appliquant les conditions 1 et 2 ci-dessus.

### 5.3. Les différents types des poutrelles :

#### ❖ Niveau Terrasse + Etage Courant :

Dans notre projet, on distingue 4 types des poutrelles :

**Tableau III.5 :** Les différents types des poutrelles.

Type de poutrelle	Schéma
1	
2	
3	

### 5.4. Evaluation des charges appliquées à chaque nervure :

#### a) Plancher terrasse : (terrasse inaccessible) :

$$G_{\text{terrasse}} = 6,37 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q_{\text{terrasse}} = 1,00 \text{ KN/m}^2.$$

$$\rightarrow g = G \times 0,65 = 6,37 \times 0,65 = 4,141 \text{ KN/m}^2.$$

$$\rightarrow q = Q \times 0,65 = 1,00 \times 0,65 = 0,65 \text{ KN/m}^2.$$

#### b) Plancher étage courant :

$$G_{\text{étage courant}} = 5,38 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q_{\text{étage courant}} = 1,50 \text{ KN/m}^2.$$

$$\rightarrow g = G \times 0,65 = 5,38 \times 0,65 = 3,497 \text{ KN/m}^2.$$

$$\rightarrow q = Q \times 0,65 = 1,50 \times 0,65 = 0,975 \text{ KN/m}^2.$$

### 5.5 Les combinaisons d'action :

$$\checkmark \text{ E.L.U : } P_u = 1,35g + 1,5q$$

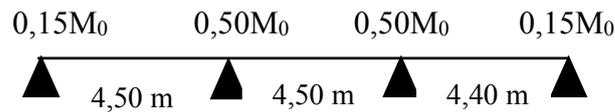
$$\checkmark \text{ E.L.S : } P_{\text{ser}} = g + q$$

Tableau III.6 : Evaluations des charges et surcharges dans les différents étages.

	g (KN/m <sup>2</sup> )	q (KN/m <sup>2</sup> )	P <sub>u</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	P <sub>ser</sub> (KN/m <sup>2</sup> )
Terrasse inaccessible	4,141	0,65	6,565	4,791
Etage courant (chambre)	3,497	0,975	6,184	4,472

### 5.6. Etude des poutrelles :

#### A. Poutrelle type 1 :



#### ❖ Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

##### ❖ Pour le plancher terrasse :

$$Q \leq \max(2G ; 5) \text{ kN/m}^2$$

$$1 \leq \max(2 \times 6,37 ; 5) \quad 1 \leq \max(12,74 ; 5) \quad 1 < 12,74 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

##### ❖ Pour le plancher étage courant et RDC :

$$Q \leq \max(2G ; 5) \text{ kN/m}^2$$

$$1,50 \leq \max(2 \times 5,38 ; 5) \quad 1,50 \leq \max(10,76 ; 5) \quad 1,50 < 10,76 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité, donc cette condition est vérifiée.

$$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25 \quad \rightarrow \quad 0,8 \leq \frac{4,50}{4,50} = 1 \leq 1,25 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La fissuration est peut préjudiciable  $\rightarrow$  **Condition vérifiée**

On peut utiliser la méthode forfaitaire, car les 4 conditions sont vérifiées

#### ➤ Au niveau terrasse :

##### ❖ Les moments isostatiques : $M_0 = \frac{P_u \times l^2}{8}$

$$\text{Travée A-B : } M_0 = \frac{P_u \times l_{AB}^2}{8} = \frac{6,565 \times 4,50^2}{8} = 16,617 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée B-C : } M_0 = \frac{P_u \times l_{BC}^2}{8} = \frac{6,565 \times 4,50^2}{8} = 16,617 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée C-D : } M_0 = \frac{P_u \times l_{CD}^2}{8} = \frac{6,565 \times 4,40^2}{8} = 15,887 \text{ KN.m}$$

❖ **Moments en appuis :**

Sur les appuis de rive, le moment est nul, mais il faut toujours mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment égal à  $0,15M_0$ . Donc :

$$M_A = 0,15 M_0^{AB} = 0,15 \times 16,617 = 2,493 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,15 M_0^{CD} = 0,15 \times 15,887 = 2,383 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,5 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = 8,309 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,5 \times \max(M_0^{BC}, M_0^{CD}) = 8,309 \text{ KN.m}$$

❖ **Moments en travées :**

$$\alpha = \frac{1}{1+6,37} = 0,136 \quad ; \quad (1+0,3 \times \alpha) = 1,041 \quad ; \quad \frac{1,2+0,3 \times \alpha}{2} = 0,620 \quad ; \quad \frac{1+0,3 \times \alpha}{2} = 0,520$$

**Travée A-B :** C'est une travée de rive les vérifications à faire les suivantes :

$$1) M_t \geq \max\{(1,05M_0; (1 + 0,3\alpha)M_0\} - \left(\frac{M_A+M_B}{2}\right)$$

$$2) M_t \geq (1,2 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2}$$

$$\text{Avec : } M_A = 2,493 \text{ KN.m} ; M_B = 8,309 \text{ KN.m} ; M_0 = 16,617 \text{ KN.m}$$

$$\text{Max} \left\{ \begin{array}{l} (1 + 0,3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1,05M_0 \end{array} \right. = \max(1,041; 1,05)M_0 = 1,05 M_0$$

$$M_t \geq \max\{(1,05M_0; (1 + 0,3\alpha)M_0\} - \left(\frac{M_A+M_B}{2}\right) \rightarrow M_t \geq 12,047 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1,2+0,3 \times \alpha}{2} \times M_0 \rightarrow M_t \geq 5,151 \text{ KN.m}$$

$$M_t = \max(M_t(1); M_t(2)) \rightarrow M_t = 12,047 \text{ KN.m}$$

**Travée B-C :** C'est une travée intermédiaire les vérifications à faire les suivantes :

$$\text{Avec : } M_B = M_C = 8,309 \text{ KN.m} ; M_0 = 16,617 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \max\{(1,05M_0; (1 + 0,3\alpha)M_0\} - \left(\frac{M_B+M_C}{2}\right) \rightarrow M_t \geq 9,139 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1+0,3 \times \alpha}{2} \times M_0 \rightarrow M_t \geq 8,641 \text{ KN.m}$$

$$M_t = \max(M_t(1); M_t(2)) \rightarrow M_t = 9,139 \text{ KN.m}$$

**Travée C-D :** C'est une travée de rive les vérifications à faire les suivantes :

$$1) M_t \geq \max\{(1,05M_0; (1 + 0,3\alpha)M_0\} - \left(\frac{M_C + M_D}{2}\right)$$

$$2) M_t \geq (1,2 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2}$$

Avec :  $M_C = 8,309 \text{ KN.m}$  ;  $M_D = 2,383 \text{ KN.m}$  ;  $M_0 = 15,887 \text{ KN.m}$

$$\text{Max} \begin{cases} (1 + 0,3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1,05M_0 \end{cases} = \max(1,041; 1,05)M_0 = 1,05 M_0$$

$$M_t \geq \max\{(1,05M_0; (1 + 0,3\alpha)M_0\} - \left(\frac{M_C+M_D}{2}\right) \rightarrow M_t \geq 11,335 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1,2+0,3 \times \alpha}{2} \times M_0 \rightarrow M_t \geq 9,849 \text{ KN.m}$$

$$M_t = \max(M_t(1); M_t(2)) \rightarrow M_t = 11,335 \text{ KN.m}$$

❖ **Les efforts tranchants :**

$$\text{Travée A-B : } V_{AB} = \frac{P_u \times L}{2} + \frac{M_e - M_w}{L} \Rightarrow V_{AB} = 16,063 \text{ KN}$$

$$\text{Travée B-C : } V_{BC} = \frac{P_u \times L}{2} + \frac{M_e - M_w}{L} \Rightarrow V_{BC} = 14,771 \text{ KN}$$

$$\text{Travée C-D : } V_{CD} = \frac{P_u \times L}{2} + \frac{M_e - M_w}{L} \Rightarrow V_{CD} = 13,096 \text{ KN}$$

**Tableau III.7 :** Moments et Efforts tranchant de la poutrelle (type1).

Niveau terrasse					
Moment isostatique (KN.m)	Moment en appui		Moment en travée		Effort tranchant
	Appui	M <sub>au</sub> (KN.m)	Travée	M <sub>tu</sub> (KN.m)	V <sub>u</sub> (KN)
16,617	A	2,493	AB	12,047	16,063
16,617	B=C	8,309	BC	9,139	14,771
15,887	D	2,383	CD	11,335	13,096
Niveau RDC+EC					
Moment isostatique (KN.m)	Moment en appui		Moment en travée		Effort tranchant
	Appui	M <sub>au</sub> (KN.m)	Travée	M <sub>tu</sub> (KN.m)	V <sub>u</sub> (KN)
15,652	A	2,348	AB	11,583	15,130
15,652	B=C	7,826	BC	8,843	13,913
14,964	D	2,245	CD	10,902	12,335

## B. Poutrelle type 2 :

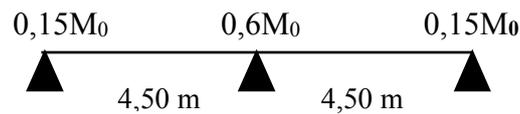
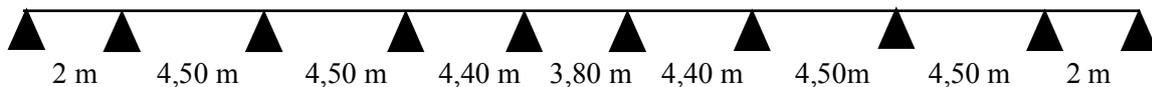


Tableau III.8 : Moments et Efforts tranchant de la poutrelle (type2).

Niveau terrasse					
Moment isostatique (KN.m)	Moment en appui		Moment en travée		Effort tranchant
	Appui	$M_{au}$ (KN.m)	Travée	$M_{tu}$ (KN.m)	$V_u$ (KN)
16,617	A=C	2,493	AB	11,216	16,432
16,617	B	9,970	BC	11,216	13,109
Niveau RDC+EC					
Moment isostatique (KN.m)	Moment en appui		Moment en travée		Effort tranchant
	Appui	$M_{au}$ (KN.m)	Travée	$M_{tu}$ (KN.m)	$V_u$ (KN)
15,652	A=C	2,348	AB	10,799	15,478
15,652	B	9,391	BC	10,799	12,348

## C. Poutrelle type 3 :



## ➤ Condition d'application de la méthode forfaitaire :

C1 → Plancher à surcharge d'exploitation modérée :  $Q \leq \max(2G; 5\text{KN/m}^2)$ .

$$Q = 1,00 \text{ KN/m}^2 \leq \max(2 \times 6,37; 5\text{KN/m}^2) = 12,74 \text{ KN/m}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

C2 → Les moments d'inertie dans les sections transversales, sont les mêmes dans les différentes travées en continuité → **Condition vérifiée.**

C3 → Les rapports des portées successives doivent être compris entre 0,8 et 1,25.

$$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25 \rightarrow \frac{2}{4,50} = 0,44 < 0,8 \rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

Donc on utilise la **méthode de Caquot**.

➤ **Rappel sur Méthode de Caquot :**

On adopte des longueurs de portées fictives  $l_i$ , telle que :

$l'_i = l \rightarrow$  Pour les deux travées de rive.

$l'_i = 0,8l \rightarrow$  Pour les travées intermédiaires.

❖ **Le moment isostatique :**  $M_0 = \frac{q \cdot l^2}{8}$

❖ **Les moments en appui :**  $M_i = \frac{q_w l_w^3 + q_e l_e^3}{8,5(l'_w + l'_e)}$

$$M_A = M_J = 0$$

$$M_B = M_I = \frac{6,565 \times (2)^3 + 6,565 \times (4,5 \times 0,8)^3}{8,5(2 + (4,5 \times 0,8))} = 7,538 \text{ KN.m}$$

$$M_C = M_H = \frac{6,565 \times (4,50 \times 0,8)^3 + 6,565 \times (4,50 \times 0,8)^3}{8,5((4,50 + 4,50) \times 0,8)} = 10,009 \text{ KN.m}$$

$$M_D = M_G = \frac{6,565 \times (4,50 \times 0,8)^3 + 6,565 \times (4,40 \times 0,8)^3}{8,5((4,50 + 4,40) \times 0,8)} = 9,021 \text{ KN.m}$$

$$M_E = M_F = \frac{6,565 \times (4,40 \times 0,8)^3 + 6,565 \times (3,80 \times 0,8)^3}{8,5((4,40 + 3,80) \times 0,8)} = 7,533 \text{ KN.m}$$

**Tableau III.9 :** Moments en appuis de la poutrelle (type3).

Appui	Au niveau terrasse	Au niveau étage courant
	$M_{Au}$ (KN.m)	$M_{Au}$ (KN.m)
A	0	0
B	7,538	7,100
C	10,009	9,428
D	9,021	8,497
E	7,533	7,096
F	7,533	7,096
G	9,021	8,497
H	10,009	9,428
I	7,538	7,100
J	0	0

❖ **Les moments en travée :**

$$M_t = T_w \cdot x - \frac{qx^2}{2} - M_w \quad \text{Avec :} \quad T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{L} \quad ; \quad x = \frac{T_w}{q}$$

❖ **L'effort tranchant :**  $T_e = \frac{ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{L}$

## ➤ Au niveau terrasse :

**Tableau III.10 :** Moments en travées et Efforts tranchant de la poutrelle (type3)  
au niveau terrasse.

Travée	M <sub>0</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	q	L	Tw	Te	x	M <sub>t</sub>
AB	3,282	0,000	7,538	6,565	2	2,796	10,331	0,43	0,595
BC	16,617	7,538	10,009	6,565	4,50	14,221	15,320	2,17	7,866
CD	1,617	10,009	9,021	6,565	4,50	14,990	14,551	2,28	7,106
DE	15,887	9,021	7,533	6,565	4,40	14,781	14,104	2,25	7,619
EF	11,849	7,533	7,533	6,565	3,80	12,473	12,473	1,90	4,316
FG	15,887	7,533	9,021	6,565	4,40	14,104	14,781	2,15	7,619
GH	16,617	9,021	10,009	6,565	4,50	14,551	14,990	2,22	7,106
HI	16,617	10,009	7,538	6,565	4,50	15,320	14,221	2,33	7,866
IJ	3,282	7,538	0,000	6,565	2	10,334	2,796	1,57	0,595

## ➤ Au niveau RDC+EC :

**Tableau III.11 :** Moments en travées et Efforts tranchant de la poutrelle (type3)  
au niveau RDC+EC.

Travée	M <sub>0</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	q	L	Tw	Te	x	M <sub>t</sub>
AB	3,092	0,000	7,100	6,184	2	2,633	9,734	0,43	0,561
BC	15,652	7,100	9,428	6,184	4,50	13,396	14,430	2,17	7,410
CD	15,652	9,428	8,497	6,184	4,50	14,120	13,706	2,28	6,693
DE	14,964	8,497	7,096	6,184	4,40	13,922	13,285	2,25	7,176
EF	11,161	7,096	7,096	6,184	3,80	11,749	11,749	1,90	4,066
FG	14,964	7,096	8,497	6,184	4,40	13,285	13,922	2,15	7,176
GH	15,652	8,497	9,428	6,184	4,50	13,706	14,120	2,22	6,693
HI	15,652	9,428	7,100	6,184	4,50	14,430	13,396	2,33	7,410
IJ	3,092	7,100	0,000	6,184	2	9,734	2,633	1,57	0,561

### 5.7. Ferrailage des poutrelles :

**Remarque :** dans notre projet on a plusieurs types des poutrelles, donc on prend **le type 1** comme un exemple de calcul au niveau **Terrasse** et on pose les résultats trouvés pour les autres types dans un tableau.

Type 1 Au niveau terrasse	$M_t = 12,047 \text{ KN.m}$	$M_a = 8,309 \text{ KN.m}$	$T_u = 16,063 \text{ KN}$
------------------------------	-----------------------------	----------------------------	---------------------------

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  ;  $FeE400$  ; Fissuration peu préjudiciable.

$$M_{but} = f_{bc} \times b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 14,2 \times 650 \times 4 \times \left(180 - \frac{4}{2}\right) = 59,072 \text{ KN.m}$$

$M_{tb} > M_t \rightarrow$  C'est -à-dire on conduit le calcul comme si la section était rectangulaire de largeur constante égale à la largeur de la table ( $b = 0,65 \text{ m}$ ).

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad ; \quad \alpha_u = 1,25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}\right) \quad ; \quad \beta = (1 - 0,4 \times \alpha_u)$$

$$A_{ut} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad ; \quad A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad ; \quad f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A = \max(A_{min}; A_{ut})$$

**Tableau III.12 :** Tableau de ferrailage de la poutrelle (type1) au niveau terrasse.

Section	M (KN.m)	b, b <sub>0</sub> (cm)	d (cm)	$\mu$	$\alpha$	$\beta$	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix (cm <sup>2</sup> )
Appui	8,309	10	18	0,180	0,250	0,900	1,47	0,26	1HA12+1HA10 =1,92 cm <sup>2</sup>
Travée	12,047	65	18	0,041	0,052	0,979	1,96	1,41	3HA10 = 2,36 cm <sup>2</sup>

### 5.8. Vérification de l'effort tranchant :

Effort tranchant ultime :  $T_u = 16,063 \text{ KN}$ .

$$\text{La contrainte de cisaillement ultime : } \tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{16,063 \times 10^3}{100 \times 180} = 0,89 \text{ MPa}$$

Lorsque la fissuration est jugée peu préjudiciable, la contrainte  $\tau_u$  doit être au plus égale à la plus base des 2 valeurs:

$$\bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,89 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### 5.9. Armatures transversales :

Le diamètre doit respecter une autre condition suivante :

$$\phi_t \leq \min\left\{\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_l\right\} = \left\{\frac{20}{35}, \frac{10}{10}, 12\right\} = \{0,571; 1; 1,2\} \text{ cm}$$

On adopte un cadre de  $\phi 6$  Avec :  $A_t = 0,57 \text{ cm}^2$

### 5.10. Calcul de l'espacement :

$$S_t \leq \min(0,9 d; 40) = 16,2 \text{ cm}$$

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

Le premier cadre sera  $S_t/2 = 7,5 \text{ cm}$ .

### 5.11. Calcul de la longueur de recouvrement :

Acier en FeE400 ;  $L_r = 40 \phi_l = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm}$

Les résultats de ferrailage des différents types des poutrelles niveau (Terrasse et RDC+EC) sont traités dans les tableaux dans suivant :

**Tableau III.13 :** Les différentes sollicitations sur les poutrelles.

Les types	Niveaux	Moment en travée (KN.m)	Moment en appui (KN.m)	Effort tranchant (KN)
Type 1	Terrasse	12,047	8,309	16,063
	RDC+EC	11,583	7,482	15,130
Type 2	Terrasse	11,216	9,970	16,432
	RDC+EC	10,800	9,391	15,478
Type 3	Terrasse	7,866	10,009	15,320
	RDC+EC	7,410	9,428	14,430

Tableau III.14 : Tableau de ferrailage de différent type des poutrelles.

Les types		Ferrailage longitudinal					Ferrailage transversal	
		Ferrailage en travée			Ferrailage en appui			
		$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix (cm <sup>2</sup> )	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix (cm <sup>2</sup> )	Choix (cm <sup>2</sup> )
1	Terrasse	1,96	1,41	3HA10 = 2,36 cm <sup>2</sup>	1,47	0,26	1HA12+1HA10 = 1,92 cm <sup>2</sup>	Épingle Φ6 = 0,57
	RDC+EC	1,89	1,41	3HA10 = 2,36 cm <sup>2</sup>	1,30	0,26	1HA12+1HA10 = 1,92 cm <sup>2</sup>	Épingle Φ6 = 0,57
2	Terrasse	1,83	1,41	3HA10 = 2,36 cm <sup>2</sup>	1,60	0,26	1HA12+1HA10 = 1,92 cm <sup>2</sup>	Épingle Φ6 = 0,57
	RDC+EC	1,76	1,41	3HA10 = 2,36 cm <sup>2</sup>	1,51	0,26	1HA12+1HA10 = 1,92 cm <sup>2</sup>	Épingle Φ6 = 0,57
3	Terrasse	1,27	1,41	3HA10 = 2,36 cm <sup>2</sup>	1,82	0,26	1HA12+1HA10 = 1,92 cm <sup>2</sup>	Épingle Φ6 = 0,57
	RDC+EC	1,20	1,41	3HA10 = 2,36 cm <sup>2</sup>	1,70	0,26	1HA12+1HA10 = 1,92 cm <sup>2</sup>	Épingle Φ6 = 0,57

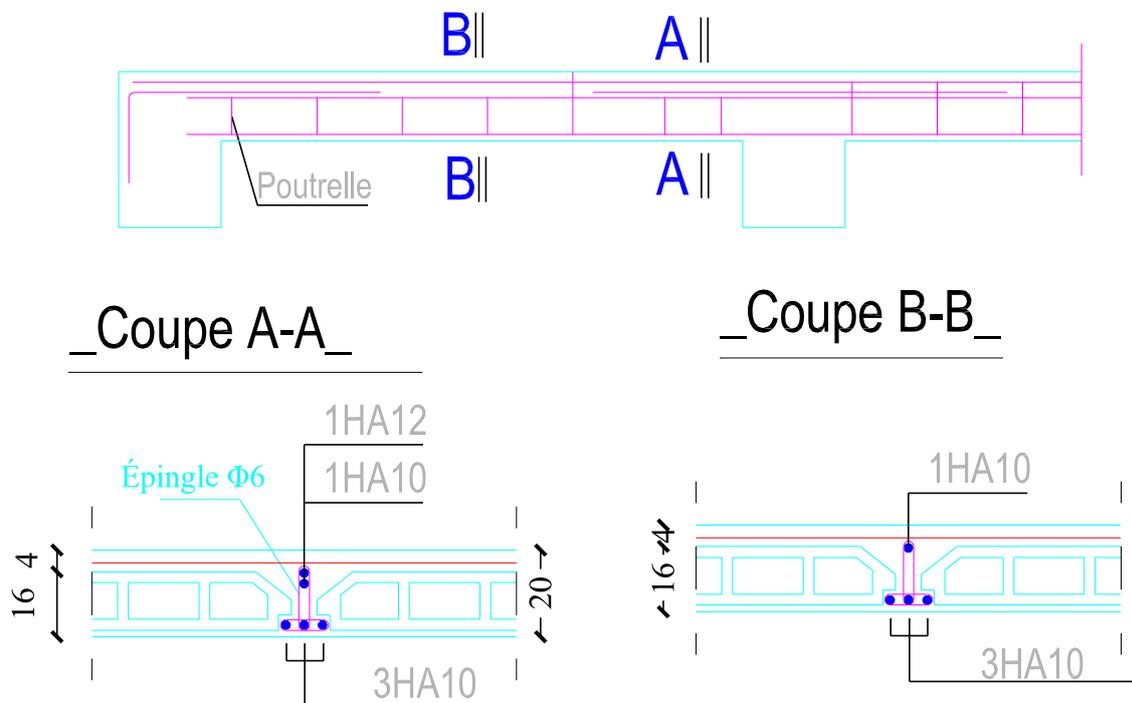


Figure III.10 : Schéma de ferrailage des poutrelles à corps creux.

5.12. Ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression d'épaisseur 5 cm doit être armée d'un quadrillage des barres dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépassé :

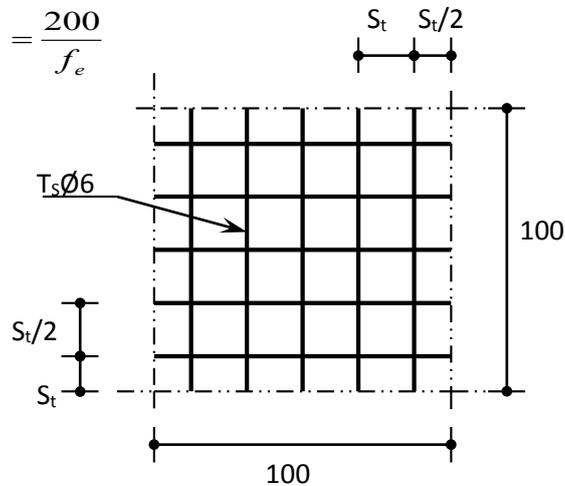
✓ **20cm (5 par mètre)** pour les barres perpendiculaires aux poutrelles.

✓ **33cm (3 par mètre)** pour les barres parallèle aux poutrelles.

Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$50 \leq L_1 \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow A_1 = 4 \cdot \frac{L_1}{f_e} \quad \text{avec : } (L_1 \text{ en cm}).$$

$$L_1 \leq 50 \text{ cm} \Rightarrow A_1 = \frac{200}{f_e}$$



**Figure III.11** : Disposition constructive des armatures de la dalle de compression.

Avec :

$L_1$  : distance entre l'axe des poutrelles ( $L_1=65 \text{ cm}$ ).

$A_1$  : diamètre perpendiculaire aux poutrelles (A.P).

$A_2$  : diamètre parallèle aux poutrelles

$$A_2 = A_1 / 2$$

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

On a:  $L_1 = 65 \text{ cm}$

$$\Rightarrow A_1 = 4 \times \frac{65}{400} = 0,65 \text{ cm}^2 / m_l$$

$$\text{Soit } \Rightarrow A_1 = 5 \text{ HA6} \Rightarrow A_1 = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

$$A_2 = A_1 / 2 = 0,325 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Soit } A_2 = 5 \text{ HA6} = 1,41 \text{ cm}^2$$

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis soudés de diamètre  $\phi 6$  dont la dimension des mailles est égale à 20cm suivant les deux sens.

## 6. Etude des balcons :

Les balcons sont des dalles pleines qui sont supposées des plaques horizontales minces en béton armé, dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions, qui est comprise entre 8 et 15 cm. Cette plaque repose sur deux ou plusieurs appuis, comme elle peut porter dans une ou deux directions.

Dans notre cas le balcon est réalisé en dalle pleine d'épaisseur 15 cm. Selon les dimensions et les surcharges, il est considéré comme une porte à faux (console), on fait son calcul comme une poutre encastree d'une seule extrémité, Le calcul se fait pour une bande de 1m.

- ✓  $L_x : 0,8 \text{ m}$  ;
- ✓  $L_y : 4,50 \text{ m}$  ;
- ✓ **Épaisseur** : 15 cm ;
- ✓ **Enrobage** :  $c = 2\text{cm}$  ;
- ✓  $d = 13 \text{ cm}$ .

### 6.1. Evaluations des charges :

- ✓ La charge permanente  $G = 5,53 \text{ KN/m}^2$ .
- ✓ La charge d'exploitation  $Q = 3,50 \text{ KN/m}^2$ .
- ✓ La charge concentrée due au poids de garde-corps :  $P = 1,00 \text{ KN/ml}$ .

### 6.2. Combinaisons des charges :

#### ❖ À l'ELU :

$$q_u = 1,35G + 1,5 Q = (1,35 \times 5,53) + (1,5 \times 3,50) = 12,716 \text{ KN/ml}$$

$$P_u = 1,35 \times P = 1,35 \times 1,00 = 1,35 \text{ KN/ml}$$

#### ❖ À l'ELS :

$$q_{ser} = G + Q = 5,53 + 3,50 = 9,03 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = 1,00 \text{ KN/ml}$$

### 6.3. Calcul des moments et des efforts tranchants :

#### ➤ À l'ELU :

$$M_u = \frac{q_u \cdot L^2}{2} + (P_u \cdot L) = \frac{12,716 \times (0,8)^2}{2} + (1,35 \times 0,80) = 5,419 \text{ KN.m/ml}$$

$$V_u = q_u \cdot L + P_u = (12,716 \times 0,8) + 1,35 = 11,522 \text{ KN}$$

#### ➤ À l'ELS :

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} \cdot L^2}{2} + (P_{ser} \cdot L) = \frac{9,03 \times (0,8)^2}{2} + (1,00 \times 0,8) = 3,689 \text{ KN.m/ml}$$

$$V_{ser} = q_{ser} \cdot L + P_{ser} = (9,03 \times 0,8) + 1,00 = 8,224 \text{ KN}$$

#### 6.4. Calcul du ferrailage des balcons :

##### A. Ferrailage longitudinal :

Le balcon étant exposé aux différentes intempéries, la fissuration est donc préjudiciable. Le balcon est un élément travaillant en flexion simple. Considérons une bande de 1m de largeur.

$b = 1 \text{ m}$  ;  $h = 15 \text{ cm}$  ;  $d = 13 \text{ cm}$  ;  $\sigma_{sc} = 348 \text{ MPa}$  ;  $f_{bc} = 14,20 \text{ MPa}$  ;  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ .

##### ➤ À ELU :

$M_u = 5,419 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{5,419 \times 10^6}{1000 \times (130)^2 \times 14,17} = 0,023 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

(Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,029$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = (1 - 0,4 \times 0,029) = 0,988$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{5,419 \times 10^6}{0,988 \times 130 \times 348} = 121,24 \text{ mm}^2 = 1,21 \text{ cm}^2$$

##### ➤ À ELS :

$M_s = 368,96 \text{ kg.m}$

La fissuration est considérée comme préjudiciable d'où :

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right) \text{ MPa} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{30 \cdot M_s}{b \cdot d^2 \cdot \bar{\sigma}_s} = \frac{30 \times 3,689 \times 10^6}{1000 \times (130)^2 \times 201,63} = 0,032 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

(Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

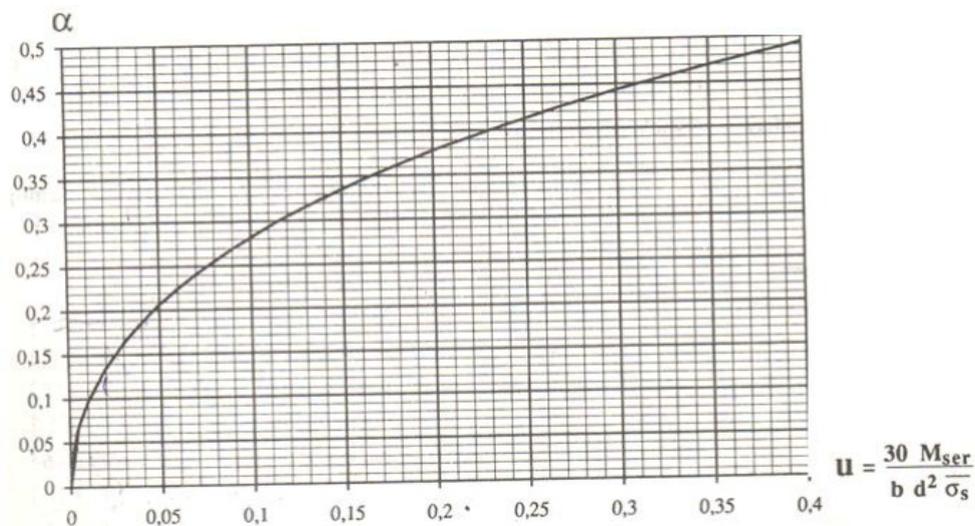


Figure III.12 : Courbe  $\alpha = f(\mu)$ .

Pour une valeur de  $\mu = 0,032 \rightarrow \alpha = 0,17$

$$A_s = \frac{b \cdot d \cdot \alpha^2}{30(1 - \alpha)} = \frac{1000 \times 130 \times 0,17^2}{30(1 - 0,17)} = 150,88 \text{ mm}^2 = 1,51 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2,1}{400} = 1,57 \text{ cm}^2$$

➤ **Section minimale selon le CBA 93 :**

$$A = \frac{0,5 \cdot b \cdot h}{100} = \frac{0,5 \times 100 \times 15}{100} = 7,5 \text{ cm}^2$$

✓ **La section d'armatures du balcon :**

$$A = \text{Max}(A_u ; A_{ser} ; A_{min} ; A) = (1,21 ; 1,51 ; 1,57 ; 7,5) = 7,5 \text{ cm}^2$$

Choix de la section des armatures principales : **7 HA 12/ml**  $\Rightarrow 7,92 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Soit un espacement de 14 cm.

➤ **Les armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{7,92}{4} = 1,98 \text{ cm}^2 \text{ soit : } \mathbf{5HA8} = 2,51 \text{ cm}^2 \text{ avec: } S_t = 15 \text{ cm}$$

**B. Ferrailage transversal :**

➤ **Vérification de l'effort tranchant :**

On doit vérifier :  $\tau_u < \bar{\tau}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{11,522 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,089 \text{ MPa.}$$

La contrainte de cisaillement admissible dans le cas d'une fissuration préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,089 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa.} \rightarrow \mathbf{\text{Condition vérifiée.}}$$

Donc pas de risque de cisaillement.

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

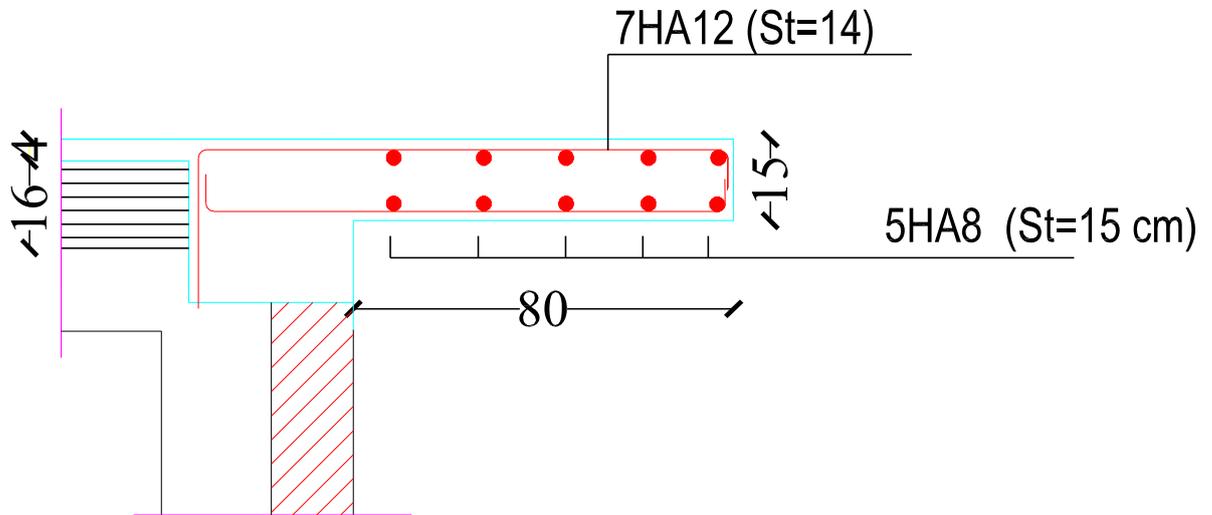
➤ **Conditions à respecter :**

**Diamètre minimal :** la fissuration étant préjudiciable, on doit avoir un diamètre minimal supérieur à 6 mm  $\rightarrow$  **Condition vérifiée.**

➤ **Espacement minimal :**

En présence de charges concentrées, l'espacement des barres longitudinales doit respecter la condition suivante :

$$S_t = 14 \text{ cm} \leq \text{Min} \{2h, 25\text{cm}\} = 25\text{cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$



**Figure III.13 :** Schéma de ferrailage du balcon.

***Chapitre IV***  
*Calcul sismique*

---

## Chapitre IV : Calcul sismique

### 1. Introduction :

Un séisme ou tremblement de terre est le risque naturel majeur le plus dangereux et qui cause plus de dégâts, ce phénomène est l'une des manifestations inévitables de la tectonique des plaques qui expose certaines parties de la planète à un risque potentiel permanent. Il est le résultat de la libération brusque d'énergie accumulée par les contraintes exercées sur les roches. Le calcul parasismique a pour but l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants.

Les forces d'origine sismique agissant sur la structure pendant un séisme constituent le problème majeur de génie parasismique, connaissant l'intensité et la loi de variation dans le temps de ces forces, le concepteur pourrait dimensionner les ouvrages en leur assurant une rigidité et une résistance suffisante pour limiter les dommages par un comportement essentiellement plastique de la structure face à un séisme modéré, relativement fréquent, avec une ductilité permettant de limiter les dommages et sans effondrement.

### 2. Objectif de l'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Une telle étude pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse. La résolution de l'équation du mouvement d'une structure en vibrations libres ne peut se faire manuellement à cause du volume de calcul. L'utilisation d'un logiciel préétabli en se basant sur la méthode des éléments finis par exemple « Autodesk ROBOT » avec une modélisation adéquate de la structure, peut aboutir à une meilleure définition des caractéristiques dynamiques propres d'une structure donnée. Dans cette étude nous allons utiliser le logiciel Autodesk ROBOT du présente plus de facilité d'exécution.

### 3. Méthode de calcul :

Selon le RPA99/2003, l'article 4.1.1, le calcul des forces sismiques sur un bâtiment peut être mené suivant trois méthodes :

- La méthode statique équivalente (MSE).
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

### 3.1. La méthode statique équivalente (MSE) :

Le principe consiste à remplacer l'action dynamique d'origine sismique par une charge statique dite équivalente, censée provoquer les mêmes effets ;

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

a) Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zone I et II et a 30m en zone III.

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

- **Zone I :** tous groupes.

- **Zone II-a :**

Groupe d'usage 3.

Groupe d'usage 2 : si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.

Groupe d'usage 1.B : si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17 m.

Groupe d'usage 1.A : si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m..

- **Zone II-b et III :**

Groupe d'usage 3 et 2 : si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17 m.

Groupe d'usage 1.B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.

Groupe d'usage 1.A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 8 m.

### 3.2. La méthode d'analyse modale spectrale :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise. Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle-ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

### 3.3. La méthode d'analyse dynamique par accélerogramme :

Le même principe que la méthode d'analyse spectrale sauf que pour ce procédé, au lieu d'utiliser un spectre de réponse de forme universellement admise, on utilise des accélerogrammes réels.

Cette méthode repose sur la détermination des lois de comportement et la méthode d'interpolation des résultats. Elle s'applique au cas par cas pour les structures stratégique par un personnel qualifié.

### 4. Présentation du logiciel de calcul :

La recherche pour ce projet est basée sur les résultats d'une modélisation 3D Utiliser le logiciel le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014. Ce logiciel destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents éléments structuraux. Nous avons utilisé ceci pur tout calcul de nos structures (modélisation, vérification, sollicitations, ferrailage...). Le système est basé sur la méthode des éléments finis, Le CDG et CDI se calcul automatiquement ainsi que le poids total de la structure, l'instruction "vérifier la structure" qui détermine l'erreur et précise son emplacement. Il permet d'obtenir des résultats dans des tableaux et des graphiques aussi détaillés que possible force interne (moment fléchissant M, efforts tranchants T, efforts normal N, contraintes normale...).

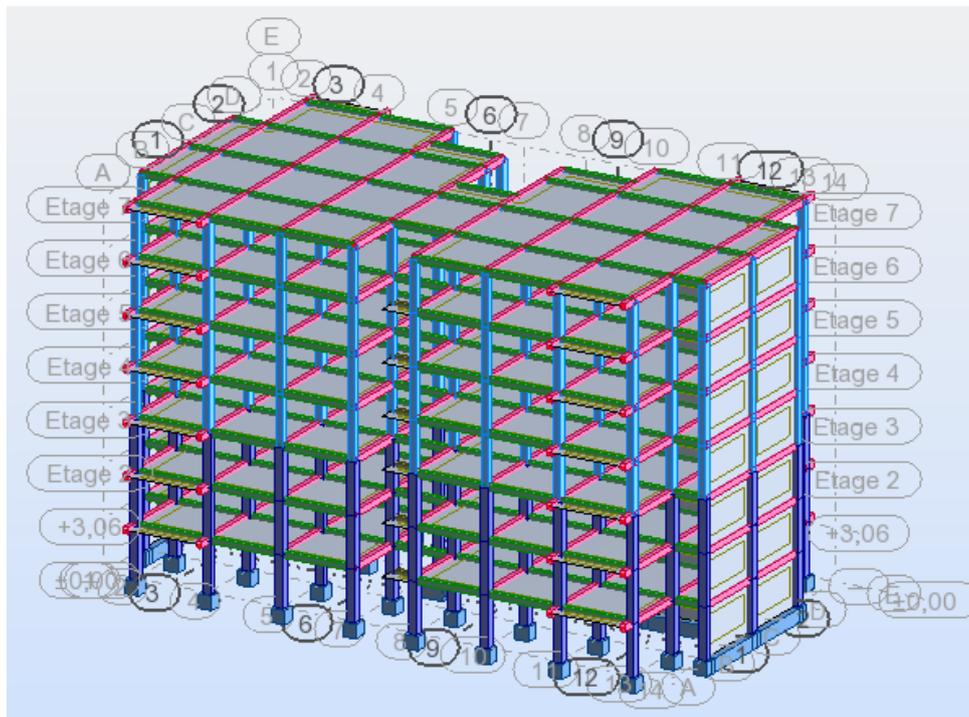
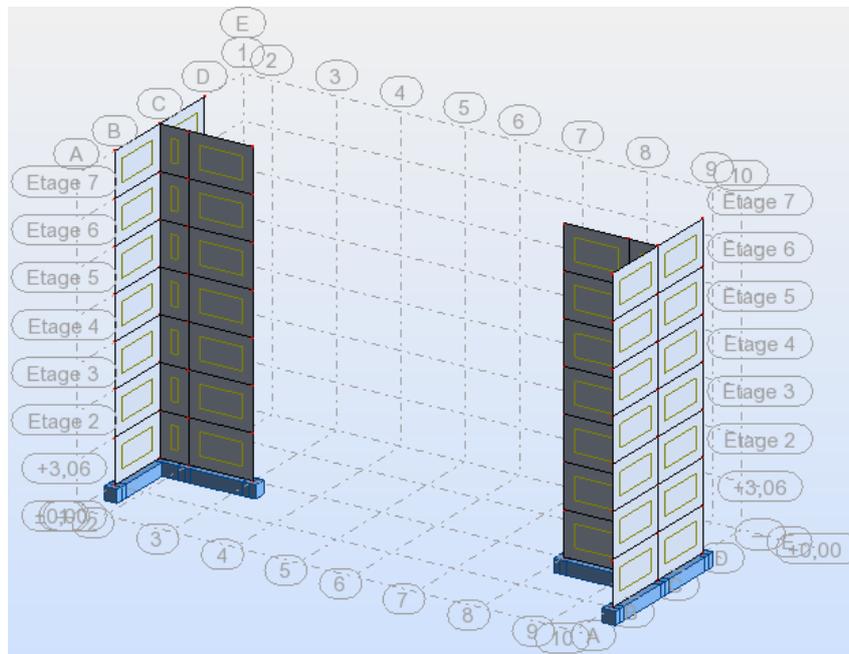


Figure IV.1 : Vue en 3D du modèle de la structure.

#### 4.1. Le choix du positionnement des voiles :

En effet le choix du positionnement des voiles doit satisfaire un certain nombre de conditions :

- Le nombre doit être suffisamment important pour assurer une rigidité suffisante tout en restant dans le domaine économique et facilement réalisable.
- La position de ces voiles doit éviter des efforts de torsion préjudiciable pour la structure.
- En respectant l'architecture et en suivant les critères ci-dessus on a opté pour la distribution suivante :



**Figure IV.2 :** Vue en 3D de la disposition des voiles.



**Figure IV.3 :** Vue en plan de la disposition des voiles au niveau 00.

#### 4.2. Nombre de modes considérer :

D'après le RPA99/version2003 (article 4.3.4 -a) :

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

- ✓ La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.
- ✓ Où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- ✓ Le minimum de modes à retenir est de trois dans chacune des directions considérées.

**Tableau IV.1** : Périodes et facteurs de participation modale (Résultats Robot 2010).

Mode	Fréquence (Hz)	Période (s)	Masses cumulées UX %	Masses cumulées UY %
1	2,28	0,44	70,76	0,06
2	2,54	0,39	70,83	70,80
3	3,77	0,27	70,94	71,23
4	5,54	0,18	70,95	72,89
5	7,24	0,14	70,96	86,43
6	7,56	0,13	89,06	86,97
7	8,02	0,12	89,07	87,60
8	8,52	0,12	89,07	87,60
9	8,61	0,12	89,09	88,72
10	8,68	0,12	89,13	89,02
11	8,70	0,12	89,20	89,11
12	8,91	0,11	89,87	89,36
13	8,94	0,11	89,91	89,57
14	9,03	0,11	90,01	89,89
15	9,03	0,10	90,87	90,21

Notre système a atteint les 90% de la masse cumulée dans les deux sens au 15<sup>ème</sup> mode.

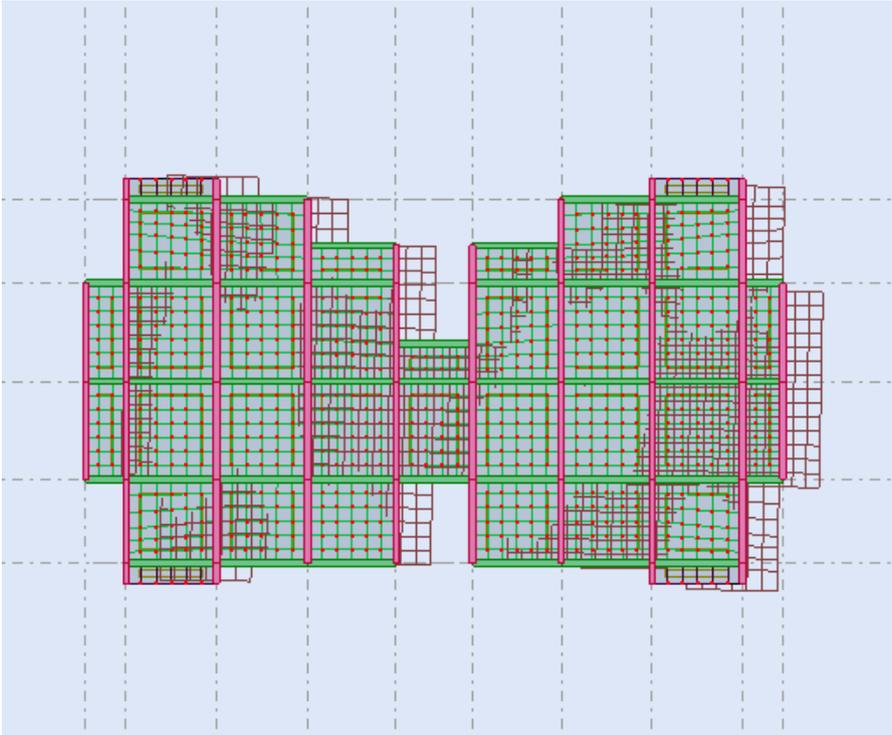


Figure IV.4 : 1<sup>er</sup> mode de la translation selon (X).

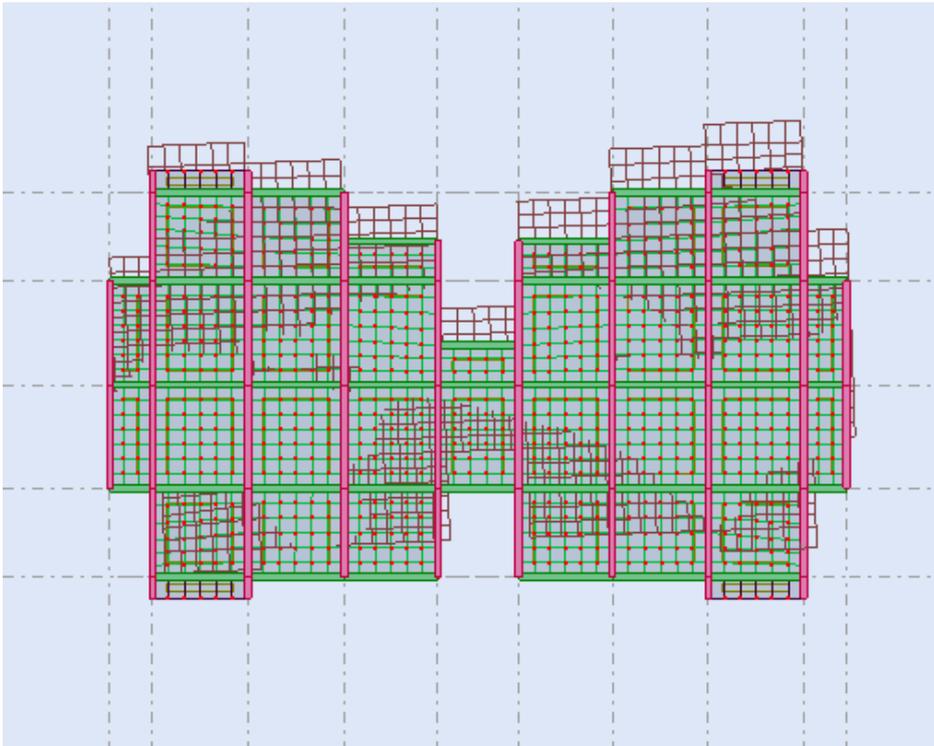


Figure IV.5 : 2<sup>ème</sup> mode de la translation selon (Y).

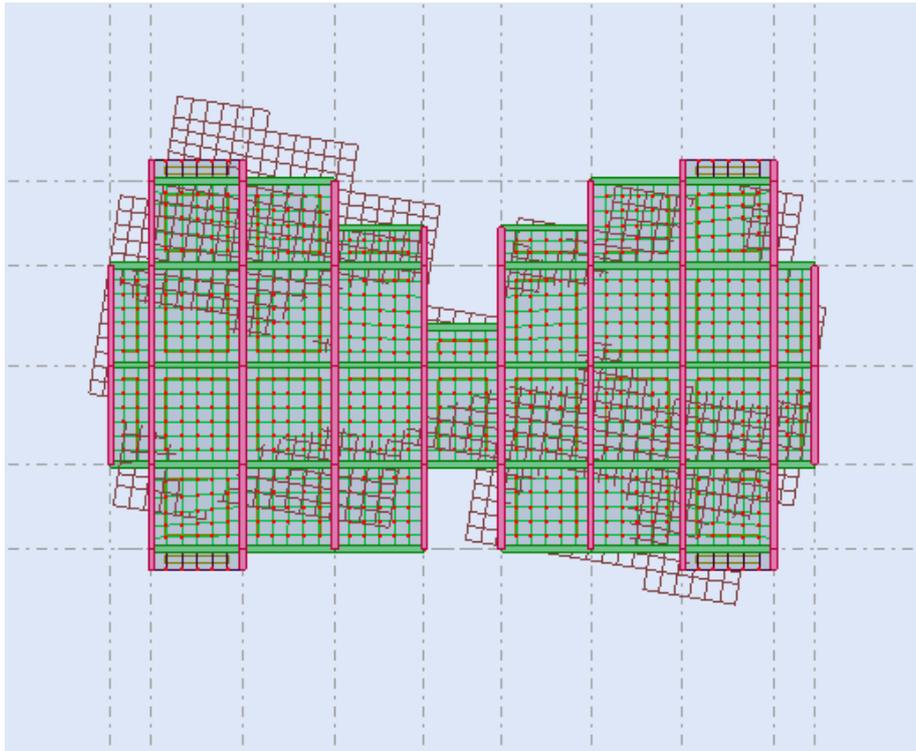


Figure IV.6 : 3<sup>ème</sup> mode de torsion selon (Z).

## 5. Classification de l'ouvrage selon leur importance :

### 5.1. Classification des zones sismiques :

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

- ✓ Zone 0 : sismicité négligeable
- ✓ Zone I : sismicité faible
- ✓ Zone II : sismicité moyenne
- ✓ Zone III : sismicité élevée

Notre ouvrage est implanté dans la wilaya de GUELMA donc en zone IIa.

### 5.2. Classification de l'ouvrage selon son importance :

Notre bâtiment étudié à usage d'habitation collective selon (RPA 2003) chapitre III article 3.2

Le bâtiment d'habitation collective ou à usage de bureaux dont la hauteur ne dépasse pas 48 m dans le **groupe 2**.

### 5.3. Classification du site :

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

- Catégorie S1 (site rocheux).
- Catégorie S2 (site ferme).
- Catégorie S3 (site meuble).
- Catégorie S4 (site très meuble).

Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un sol meuble de catégorie S3.

### 6. Choix de la méthode de calcul :

D'après les vérifications du RPA le bâtiment est classé irrégulier en plan, donc la méthode statique équivalente n'est pas applicable. Dans ce cas on va appliquer la méthode modale spectrale et le calcul va être élaboré par le logiciel « Robot Structural Analysis 2010 ».

### 7. Calcul de la force sismique totale : (RPA art 4.2.3) :

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

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

A : Coefficient d'accélération de zone ;

D : Facteur d'amplification dynamique moyen ;

Q : Facteur de qualité ;

R : Coefficient de comportement global de la structure ;

W : Poids totale de la structure  $W_T = W_G + \beta W_\varphi$

#### 7.1. Coefficient d'accélération de zone « A » :

Le coefficient d'accélération de zone « A » est donné par le Tableau 4.1 des (RPA 99/Version 2003) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment

Pour notre projet : groupe usage **2** et Zone **IIa**. Donc : **A = 0,15**

**Tableau IV.2 :** Coefficient d'accélération de zone A.

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

**7.2. Facteur d'amplification dynamique moyen « D » :**

Fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure (T)

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & \dots \dots \dots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \dots \dots \dots T_2 \leq T \leq 3 \text{ sec} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & \dots \dots \dots T \geq 3 \text{ sec} \end{cases}$$

T : Période fondamentale.

T<sub>2</sub> : période caractéristique, associée à la catégorie du site.

**Tableau IV.3 :** Valeurs de T<sub>1</sub> et T<sub>2</sub>.

Site	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>	S <sub>4</sub>
T <sub>1</sub> (sec)	0,15	0,15	0,15	0,15
T <sub>2</sub> (sec)	0,30	0,40	0,50	0,70

$\eta$  : facteur de correction d'amortissement donné par la formule :  $\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0,7$

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

➤ **Pourcentage d'Amortissement Critique  $\xi$  :****Tableau IV.4 :** Valeur de  $\xi$  (%).

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

D'après le Tableau  $\xi = 7 \%$

$$\text{Donc : } \eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} = 0,882 \geq 0,7$$

### 7.3. Estimation de la période fondamentale de la structure :

#### a. Par la formule 4-6 du RPA99/Version 2003 :

- ✓ La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empirique ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.
- ✓ La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T \cdot h_n^{3/4}$$

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

$C_T$  : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le **tableau 4.6 page 42 / RPA 99**.

**Tableau IV.5 : Valeurs du coefficient  $C_T$ .**

Cas n°	Système de contreventement	$C_T$
1	Portique auto stable en béton armé sans remplissage en maçonnerie.	0,075
2	Portiques auto stable en acier sans remplissage en maçonnerie.	0,085
3	Portique auto stable en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie.	0,050
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulaires et des murs en maçonnerie.	0,050

Notre structure assurée partiellement par des voiles en béton armé donc :  $C_T = 0,05$

$$h_N = 21,42 \text{ m}$$

$$T = C_T \cdot h_n^{3/4} = 0,05 \times 21,42^{3/4} = 0,49 \text{ s} \rightarrow T = 0,50 \text{ s}$$

**b. Par la formule 4-7 du RPA99/Version2003 :**  $T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{L}}$

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

$$\rightarrow T_x = 0,09 \frac{21,42}{\sqrt{L_x}} ; L_x = 35 \text{ m} \quad \rightarrow T_x = 0,09 \frac{21,42}{\sqrt{35}} = 0,34 \text{ s}$$

$$\rightarrow T_y = 0,09 \frac{21,42}{\sqrt{L_y}} ; L_y = 20,20 \text{ m} \quad \rightarrow T_y = 0,09 \frac{21,42}{\sqrt{20,20}} = 0,43 \text{ s}$$

La valeur de la période T retenue dans chaque direction est la plus petite des deux valeurs données par les deux formules citées au-dessus :

$$\text{Sens X : } T_x = \text{Min} (0,34 \text{ s} ; 0,49 \text{ s}) \rightarrow T_x = \mathbf{0,34 \text{ s}}$$

$$\text{Sens Y : } T_y = \text{Min} (0,43 \text{ s} ; 0,49 \text{ s}) \rightarrow T_y = \mathbf{0,43 \text{ s}}$$

➤ **Calcul de la période caractéristique  $T_2$  du site :**

La période caractéristique  $T_2$  est associée à la catégorie du site donnée par le tableau (4.7) des RPA99/Version2003

$$\text{Catégorie de site S3} \rightarrow T_2 = \mathbf{0,50 \text{ s}}$$

On aura alors :

$$\text{Sens X : } T = 0,33 \text{ s} \rightarrow 0 \leq T \leq T_2 \rightarrow D_x = 2,5 \times \eta \rightarrow D_x = 2,205$$

$$\text{Sens Y : } T = 0,43 \text{ s} \rightarrow 0 \leq T \leq T_2 \rightarrow D_y = 2,5 \times \eta \rightarrow D_y = 2,205$$

**7.4. Coefficient de comportement « R » :**

Le coefficient de comportement de la structure R est donné par le tableau (4.3) des RPA99/Version 2003 en fonction du système de contreventement.

**Tableau IV.6 : Valeurs du coefficient de comportement R.**

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

Dans notre structure on a un système portiques contreventes par des voiles en béton armé.

Alors le coefficient de comportement global de la structure égale à :  $R = 4$

### 7.5. Facteur de qualité « Q » :

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

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

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

$P_q$  : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non. Sa valeur est donnée au tableau (4.4) des RPA99/Version 2003.

Le tableau suivant résume les pénalités appliquées à la structure.

**Tableau IV.7 : Valeurs des pénalités  $P_q$ .**

Critère q	$P_q$	
	$P_{qx}$	$P_{qy}$
<b>Condition minimale sur les files de contreventement</b>	0	0
<b>Redondance en plan</b>	0	0
<b>Régularité en plan</b>	0,05	0,05
<b>Régularité en élévation</b>	0	0
<b>Contrôle de la qualité des matériaux</b>	0,05	0,05
<b>Contrôle de la qualité de l'exécution</b>	0,10	0,10

Les conditions non vérifiées sont : Régularité en plan, Contrôle de la qualité des matériaux et Contrôle de la qualité de l'exécution. Donc :  $P_q = 0,05 + 0,05 + 0,1 = 0,20$

$Q = P_q + 1 = 1,20$  Donc on trouve ;  $Q = 1,20$  dans les deux sens.

### 7.6. Poids total de la structure :

Selon le **RPA 99 / version 2003 (Art 4.2.3)** il faut prendre la totalité des charges permanentes avec une fraction  $\beta$  des charges d'exploitations d'après le **tableau 4.5 de RPA 99 / version 2003**.

$W$  = Poids total de la structure .

$W$  est égal à la somme des poids  $W_i$  calculé a chaque niveau (i).

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

- ✓  $W_{Gi}$  : poids due aux charges permanentes et a celles des équipements fixes éventuels solidaires de la structure.
- ✓  $W_{Qi}$  : charge d'exploitation.
- ✓  $\beta$  : coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le **tableau 4.5 page 41** .

**Tableau IV.8** : Coefficient de pondération.

Cas	Type d'ouvrage	$\beta$
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0,20
2	Bâtiments recevant du public temporairement :	0,30
	Salles d'exposition, ... Salles de classes, ...	
3	Entrepôts, hangars	0,50
4	Archive, bibliothèques, réservoirs et ouvrage assimilés	1,00
5	Autre locaux non visés ci-dessus	0,60

$\beta = 0,20$  (Bâtiment d'habitation, bureaux ou assimilés).

Pour le calcul des poids des différents niveaux de la structure, les masses sont calculées par le

Logiciel Auto desk Robot Structural Analysais Professional 2010.

$$\sum W_i = 53847,43 \text{ KN.}$$

### 8. Calcul de l'effort sismique totale « V » :

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

$$V_x = V_y = \frac{0,15 \times 2,205 \times 1,20}{4} \times 53847,43 = 5343,01 \text{ KN}$$

## 9. Vérification de l'effort sismique à la base de la structure :

Selon RPA 99 /2003, l'article 4-3-6, la résultante des forces sismique à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismique déterminée par la méthode statique équivalente  $V$  pour une valeur de la période Fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

$$V_{\text{dynamique}} > 80\% V_{\text{statique}}$$

Avec :

$V_{\text{dynamique}}$  : la résultante des forces sismique à la base.

$V_{\text{statique}}$  : la résultante des forces sismiques calculée par la méthode statique équivalente.

$$V_x = 4816,97 \text{ KN} > 0,8 \times 5343,01 = 4274,41 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$V_y = 4713,77 \text{ KN} > 0,8 \times 5343,01 = 4274,41 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

## 10. Méthode d'Analyse Modale Spectrale :

**Cas 4 : Modale**

**Type d'analyse : Modale**

**Excentricité de masse**                      **ex = 5.000 (%)**                      **ey = 5.000 (%)**

**Données :**

Mode d'analyse	:	Modal
Méthode	:	Itération sur le sous-espace
Type de matrices de masses	:	Cohérente
Nombre de modes	:	15
Nombre d'itérations	:	40
Tolérance	:	1.00000e-004
Amortissement	:	0.070
Limites	:	0.000
Coefficient des masses participantes	:	0.000

**Cas 5 : Sismique RPA 99 (2003) Dir. - masses\_X**

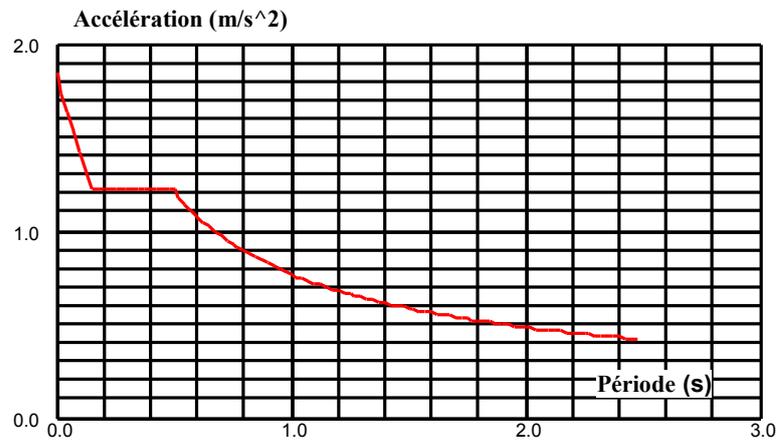
**Type d'analyse : Sismique - RPA 99 (2003)**

Direction de l'excitation :

$$X = 1.000$$

$$Y = 0.000$$

$$Z = 0.000$$



**Données :**

Zone : IIa  
 Usage : 2  
 Assise : S3  
 Coefficient de qualité : 1.200  
 Coefficient de comportement : 4.000  
 Amortissement :  $\alpha = 7.00 \%$

**Paramètres du spectre :**

Correction de l'amortissement :  $\eta = [7/(2+\xi)]^{0,5} = 0.882$

A = 0.150

T<sub>1</sub> = 0.150

T<sub>2</sub> = 0.500

**Cas 6 : Sismique RPA 99 (2003) Dir. - masses\_Y**

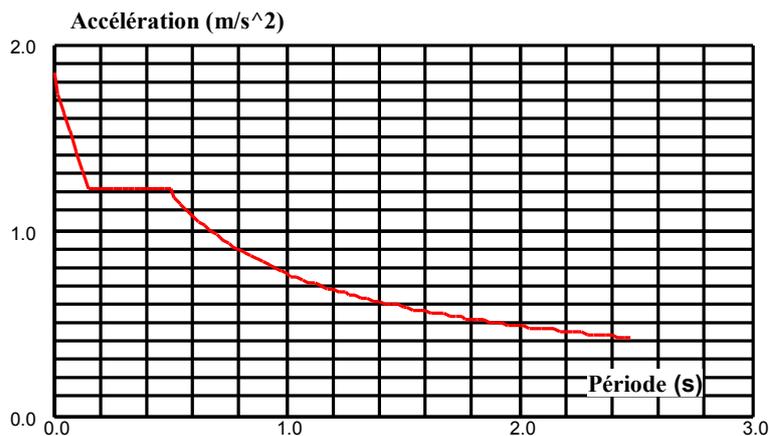
**Type d'analyse : Sismique - RPA 99 (2003)**

Direction de l'excitation :

X = 0.000

Y = 1.000

Z = 0.000



**Données :**

Zone	:	IIa
Usage	:	2
Assise	:	S3
Coefficient de qualité	:	1.200
Coefficient de comportement	:	4.000
Amortissement	:	x = 7.00 %

**Paramètres du spectre :**

$$\text{Correction de l'amortissement} : \eta = [7/(2+\xi)]^{0,5} = 0.882$$

$$A = 0.150$$

$$T_1 = 0.150 \qquad T_2 = 0.500$$

**10.1. Vérification de la période :**

Selon RPA 99 V 2003, (art 4-2-4-4), on doit vérifier :

$$T_{X \text{ Théorique}} = 0,34 \text{ s.}$$

$$T_{y \text{ Théorique}} = 0,43 \text{ s.}$$

$$T_{\text{Calculé}} = 0,44 \text{ s.}$$

$$1,3 \times T_{\text{Théorique}} \geq T_{\text{Calculé}}$$

**Suivant X :**  $1,3 \times T_{\text{Théorique}} = 1,3 \times 0,34 = 0,442 \text{ s} > 0,44 \text{ s} \rightarrow$  **Condition vérifiée.**

**11. Vérification de l'effort normal réduit sur les poteaux :**

Selon l'Art (7.4 .3 .1) du RPA 99/v2003, dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble due au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0,3$$

$N_d$  : Effort normal de compression obtenue par le logiciel Robot.

**Tableau IV.9 :** Différents efforts obtenus selon la combinaison **G + Q – Ex.**

Poteau	a (mm)	Section (mm <sup>2</sup> )	$f_{c28}$ (MPa)	Nd (N)	$v = \frac{N_d}{B \times f_{c28}}$	Vérification $v \leq 0,3$
50 x 50	500	250000	25	1925310	0,29	CV
40 x 40	400	160000	25	1016260	0,25	CV

## 12. Vérification déplacement inter-étage :

Les déplacements horizontaux à chaque niveau « k » de la structure sont donnés par le

RPA dans l'article (4.4.3) sont calculés comme suit :  $\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$

$\delta_{ek}$  : déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement.

Le RPA (Art 4-4-3) donne également le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » selon la formule suivante :  $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Ces déplacements relatifs ne doivent pas dépasser 1 % de la hauteur de l'étage (RPA art 5-10),

$$\bar{\Delta} = \frac{h_e}{100} = \frac{306}{100} = 3,06 ; \text{ Avec : } (\Delta_{kx} ; \Delta_{ky}) < \bar{\Delta}$$

**Tableau IV.10** : Les déplacements horizontaux à chaque niveau Sens (x-x : y-y).

Etage	$\Delta_{kx}$	$\Delta_{ky}$	$\bar{\Delta}$	Vérification
<b>RDC</b>	0,1	0,1	3,06	CV
<b>1</b>	0,1	0,1	3,06	CV
<b>2</b>	0,1	0,2	3,06	CV
<b>3</b>	0,2	0,3	3,06	CV
<b>4</b>	0,2	0,3	3,06	CV
<b>5</b>	0,2	0,3	3,06	CV
<b>6</b>	0,2	0,3	3,06	CV

## 13. Justification vis-à-vis de l'effet (P- $\Delta$ ) :

Les effets de deuxième ordre (ou l'effet de P- $\Delta$ ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0,10$$

Avec :

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

« k » calculés suivant la formule ci-après.

$V_k$  : 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.

Si :  $0,1 < \theta_k < 0,2$ , l'effet P- $\Delta$  peut être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculée aux moyens d'une analyse élastique du premier ordre par le facteur  $1/(1 - \theta_k)$ .

Si :  $\theta_k > 0,20$ , la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée

**Tableau IV.11:** Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$  sens x-x.

Etage	P (KN)	$\Delta$ (cm)	V (KN)	H (cm)	$\theta$	Vérification $\theta \leq 0,10$
RDC	53847,4	0,1	2891,76	306	0,00608529	CV
1	45828,3	0,1	2883,31	306	0,00519423	CV
2	37932,9	0,1	2188,38	306	0,00566463	CV
3	30037,5	0,2	2151,05	306	0,00912687	CV
4	22459,0	0,2	1500,61	306	0,00978208	CV
5	14880,5	0,2	814,35	306	0,01194304	CV
6	7302,0	0,2	113,15	306	0,04217896	CV

**Tableau IV.12 :** Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$  sens y-y.

Etage	P (KN)	$\Delta$ (cm)	V (KN)	H (cm)	$\theta$	Vérification $\theta \leq 0,10$
RDC	53847,4	0,1	3056,90	306	0,00575655	CV
1	45828,3	0,1	2941,69	306	0,00509114	CV
2	37932,9	0,2	2458,61	306	0,01008405	CV
3	30037,5	0,3	2340,55	306	0,01258188	CV
4	22459,0	0,3	1722,91	306	0,01277991	CV
5	14880,5	0,3	1062,49	306	0,01373069	CV
6	7302,0	0,3	265,15	306	0,02699915	CV

On a  $\theta_i < 0,1$  pour chaque niveau « k » et dans les deux sens, on peut donc négliger l'effet P- $\Delta$  dans le calcul d'éléments structuraux.

### 14. Vérification au renversement :

La vérification au renversement est nécessaire pour justifier la stabilité d'un Ouvrage sollicité par des efforts d'origine sismique. Il faut vérifier que :

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1,25$$

Avec :

$M_s$  : Moment stabilisant,  $M_s = W \times L/2$

$M_r$  : Moment renversant,  $M_r = \sum F_i \times h_i$

$W$  : Poids du bâtiment.

$F$  : Force sismique au niveau  $i$ .

$$\rightarrow F_x^i = \frac{(V_x - F_t)W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j} \quad ; \quad F_y^i = \frac{(V_y - F_t)W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

On a :  $T < 0,7 \text{ s}$   $\rightarrow$  alors :  $F_t = 0$

**Tableau IV. 13** : Calcul de  $M_r$  et  $M_s$  selon le sens X.

Etage	$F_{ex}$ (KN)	H (m)	$M_r$ (KN.m)	W (KN)	$D_x$	$M_s$ (KN.m)
RDC	181,96	3,06	556,80	53847,43	17,3	931560,54
1	358,30	6,12	2192,80			
2	537,46	9,18	4933,88			
3	687,85	12,24	8419,28			
4	859,81	15,3	13155,09			
5	1031,77	18,36	18943,30			
6	1159,82	21,42	24843,34			
<b><math>M_s = 73044,50 \text{ KN.m}</math></b>				<b><math>M_s = 931560,54 \text{ KN.m}</math></b>		

$$\frac{M_s}{M_r} = \frac{931560,54}{73044,50} = 12,75 \gg 1,25 \rightarrow \text{Cette condition est vérifiée selon l'axe X.}$$

Tableau IV.14 : Calcul de Mr et Ms selon le sens Y.

Etage	F <sub>ey</sub> (KN)	H (m)	M <sub>r</sub> (KN.m)	W (KN)	D <sub>y</sub>	M <sub>s</sub> (KN.m)
RDC	178,06	3,06	544,86	53847,43	9,10	490011,61
1	350,63	6,12	2145,86			
2	525,94	9,18	4828,13			
3	673,11	12,24	8238,87			
4	841,39	15,3	12873,27			
5	1009,67	18,36	18537,54			
6	1134,97	21,42	24311,06			
<b>M<sub>r</sub> = 71479,58 KN.m</b>				<b>M<sub>s</sub> = 490011,61 KN.m</b>		

$$\frac{M_s}{M_r} = \frac{490011,61}{71479,58} = 6,85 \gg 1,25 \rightarrow \text{Cette condition est vérifiée selon l'axe Y.}$$

Donc notre bâtiment résiste bien contre le renversement.

***Chapitre V***  
***Ferraillage des***  
***éléments structuraux***

## Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux

### 1. Introduction :

Une construction en béton armé doit demeurer résistante avant et après le séisme grâce à ces éléments principaux. En conséquence ces derniers doivent être bien armé et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre tous genres de sollicitations.

Notre structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales.

Pour pouvoir ferrailer les éléments structuraux, on a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures (Auto desk Robot Structural Analysis Professional 2010) et (EXPERT BA 2010), qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul. Les armatures seront calculées dans les situations durables et accidentelles sous l'effet des sollicitations les plus défavorables.

Le ferrailage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur le CBA93 et le RPA99 version 2003.

### 2. Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations, un poteau est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens longitudinal et transversal. Donc ils sont calculés en flexion composée.

#### 2.1. Combinaisons spécifiques de calcul :

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

- ❖ Combinaisons fondamentales : « 1<sup>er</sup> genre » **BAEL 91** :  $1,35G \times 1,35Q$
- ❖ Combinaisons accidentelles : « 2<sup>ème</sup> genre » **RPA 99/V2003** :  $\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{cases}$

Avec :

G : Charges permanentes.

Q : Charges d'exploitation non pondérées.

E : Action du séisme représentée par des composantes horizontales.

## 2.2. Méthode de calcul du ferrailage longitudinal :

En général, les poteaux sont sollicités par un moment de flexion, un effort normal et un effort tranchant, le calcul doit se faire en flexion composée. La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes :

- ✓  $N^{max} \rightarrow M^{corr}$
- ✓  $M^{max} \rightarrow N^{corr}$
- ✓  $N^{min} \rightarrow M^{corr}$

On compare les sections du ferrailage obtenues vis-à-vis des conditions du RPA99/2003 et du BAEL99.

Les résultats des sollicitations agissant sur les poteaux seront résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.1** : Récapitulatif des efforts correspondant à chaque poteau.

Combinaison		Poteau (50x50)		Poteau (40x40)	
ELU	1,35G + 1,5Q	$N^{max}$ (KN)	2166,89	$N^{max}$ (KN)	1520,07
		$M^{corr}$ (KN.m)	74,01	$M^{corr}$ (KN.m)	10,17
ACC	G + Q ± E	$M^{max}$ (KN.m)	120,65	$M^{max}$ (KN.m)	94,61
		$N^{corr}$ (KN)	1736,95	$N^{corr}$ (KN)	948,14
ACC	0,8G ± E	$N^{min}$ (KN)	798,37	$N^{min}$ (KN)	434,21
		$M^{corr}$ (KN.m)	94,08	$M^{corr}$ (KN.m)	33,09

## 2.3. Exemple de calcul pour le poteau du RDC :

Un seul poteau de type 1 sera calculé en détail, les résultats des autres poteaux seront notés dans un tableau

### A. Calcul de ferrailage longitudinal :

D'après le RPA 99 (article 7.4.2) :

- ✓ Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets
- ✓ Leur pourcentage minimal sera de 0.8 % (zone II).
- ✓ Leur pourcentage maximal sera de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.
- ✓ Le diamètre minimum est de 12 mm
- ✓ La longueur minimale de recouvrement est de  $40 \Phi$  (zone II)

- ✓ La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser 25 cm (zone II).

**Données :**

$$\gamma_b = 1,5 \quad \gamma_s = 1,00 \quad a = b = 50 \text{ cm} \quad f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$c = 2,5 \text{ cm} \quad d = 47,5 \text{ cm}$$

➤ **Calcul de l'excentricité :**

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{74,01}{2166,89} = 0,0342 \text{ m} = 3,42 \text{ cm.}$$

$$M_{UA} = M_U + N_U \left( d - \frac{h}{2} \right) = 74,01 + 2166,89 \times \left( 0,475 - \frac{0,50}{2} \right) = 561,56 \text{ KN.m}$$

$$A = (d - c) \times N_U - M_{UA} = (0,475 - 0,025) \times 2166,89 - 561,56 = 413,54 \text{ KN.m}$$

$$B = \left[ \left( 0,337 - 0,81 \times \frac{c}{h} \right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bu} = \left( 0,337 - 0,81 \times \frac{25}{500} \right) \times 500^3 \times 14,17 \right] \times 10^{-6}$$

$$B = 525,17$$

Donc :  $A < B$

Alors, le calcul se fait à la flexion simple due que la section est partiellement comprimée.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{561,56 \times 10^6}{500 \times 475^2 \times 14,17} = 0,351 < \mu_{lim} = 0,392$$

D'où :  $A'_s = 0 \rightarrow$  les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 1,25 \times \left( 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,351} \right) = 0,567$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = 0,773$$

$$A_1 = \frac{M_{UA}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{561,56 \times 10^6}{0,769 \times 475 \times 348} = 4417,7 \text{ mm}^2 = 44,18 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s} = 44,18 - \frac{2166,89 \times 10^3}{348 \times 100} = -18,09 \text{ cm}^2 < 0$$

La section d'acier calculé est négative. Donc le ferrailage des poteaux aura lieu avec la section minimale exigée par les règlements.

❖ **Selon le CBA 93 :**

➤ **Pourcentage minimal :**

$$A_{\min} = \max \{ 0,2\% \times (a \times b) ; 4\% \times 2(a + b) \}$$

$$A_{\min} = \max \{0,2\% \times (50 \times 50) ; 0,04 \times 2 \times (50 + 50)\} = \max \{5 ; 8\}$$

$$A_{\min} = 8 \text{ cm}^2$$

➤ **Pourcentage maximal :**

$$A_{\max} = 4\% (a \times b)$$

$$A_{\max} = 0,04 \times 50 \times 50 = 100 \text{ cm}^2$$

❖ **Selon le RPA 99/2003 :**

➤ **Pourcentage minimal :**

En zone II, la section minimale doit être d'au moins 0,8% de la section du poteau. Soit :

$$A_{\min} = 0,8 \% \times (a \times b).$$

$$A_{\min} = 0,008 \times 50 \times 50 = 20 \text{ cm}^2$$

➤ **Pourcentage maximal :**

$$A_{\max} = 4\% (a \times b) \text{ en zone courante}$$

$$A_{\max} = 0,04 \times (50 \times 50) = 100 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} = 6\% (a \times b) \text{ en zone de recouvrement}$$

$$A_{\max} = 0,06 \times (50 \times 50) = 150 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = \max (A_{\min} \text{ CBA} ; A_{\min} \text{ RPA}) = \max (8 \text{ cm}^2 ; 20 \text{ cm}^2).$$

On adopte : **4HA20+4HA16 = 20.61 cm<sup>2</sup>**

$$A_{\text{adoptée}} = 20,61 \text{ cm}^2 < A_{\max} \text{ CBA}=100 \text{ cm}^2; A_{\max} \text{ RPA}=150 \text{ cm}^2)$$

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone I et II.

$$D_{\text{entre barres}} = \frac{h-2 \times c}{(n_{\text{bar}}-1)} = \frac{50-2 \times 2,5}{(3-1)} = 22,5 \text{ cm} < 25 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition est vérifiée.}$$

➤ **Jonction des armatures selon le RPA99/ 2003 :**

Pour les barres à haute adhérence de nuance FeE400, la longueur de recouvrement forfaitaire est de  $40\emptyset$ , soit :

$$l_r = 40\emptyset = 40 \times 20 = 800 \text{ mm} = 80 \text{ cm.}$$

➤ **Détermination de la zone nodale :**

La hauteur du poteau concernée par cette zone est de :

$$l' = \max \left\{ \frac{\text{hauteur étage}}{6}; a; b; 60 \text{ cm} \right\} = \max \left\{ \frac{306}{6} = 51 \text{ cm}; 50; 50; 60 \text{ cm} \right\} \rightarrow l' = 60 \text{ cm.}$$

**B. Ferrailage transversal :**

Le calcul des armatures transversales se fait suivant les directives données par l'article 7.4.2.2 du RPA 99/2003. Le diamètre des barres transversales est directement lié au diamètre des barres longitudinales selon l'expression:

$$\varphi_t \geq \frac{\varphi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6,66 \text{ mm}^2. \quad \text{Soit : } \varphi_t = \mathbf{8 \text{ mm.}}$$

Selon l'RPA99/V2003 (Article 7.4.4.2), les armatures transversales sont calculées par la

formule suivante :  $\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h_t f_e}$

- ✓  $V_u$  : effort tranchant de calcul
- ✓  $h_t$  : hauteur total de la section brute.
- ✓  $f_e$  : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.
- ✓  $\rho_a$  : coefficient correcteur (tient compte de la rupture).
- ✓  $\rho_a = 2,5$  si l'élancement géométrique  $\lambda g \geq 5$ .
- ✓  $\rho_a = 3,75$  si l'élancement géométrique  $\lambda g < 5$ .
- ✓  $f_e = 400 \text{ MPa}$

➤ **Espacement en zone nodale :**

Selon l'article 7.4.2.2 du R.P.A99/ 2003 l'espacement maximal des armatures transversales dans la zone nodale en zone II est :

$$S_t \leq \min (10 \varphi_l ; 15 \text{ cm}) = \min (10 \times 1,6 ; 15 \text{ cm})$$

Soit un espacement en zone nodale de :  $S_t = \mathbf{8 \text{ cm}} < 15 \text{ cm}$ .

➤ **Espacement en zone courante :**

Selon l'article 7.4.2.2 du R.P.A99/ 2003 l'espacement maximal des armatures transversales dans la zone courante en zone II est :  $S_t \leq 15 \varphi_l = 15 \times 1,6 = 24 \text{ cm}$

Soit un espacement en zone courante :  $S_t = \mathbf{15 \text{ cm}} < 30 \text{ cm}$ .

Les cadres seront fermés par des crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur droite minimale de :

$$10 \varphi_l = 8 \text{ cm}$$

➤ **Calcul de l'élançement géométrique :**

$$\lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) = \left( \frac{0,7 \times 3,06}{0,50} \right) = 4,28 < 5 \rightarrow \text{d'où : } \rho_a = 3,75.$$

**En zone nodale :**  $A_t = \frac{\rho_a \cdot V_u \cdot S_t}{h_1 \cdot f_e} = \frac{3,75 \times 70,95 \times 10^3 \times 100}{500 \times 400} = 1,33 \text{ cm}^2$

**En zone courante :**  $A_t = \frac{\rho_a \cdot V_u \cdot S_t}{h_1 \cdot f_e} = \frac{3,75 \times 70,95 \times 10^3 \times 150}{500 \times 400} = 1,99 \text{ cm}^2$

Les armatures transversales seront constituées par des cadres **4HA8**, soit :  $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$

➤ **Vérification de la section minimale d'armatures transversales :**

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq \max \left( \frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa} \right) \rightarrow \frac{201 \times 400}{500 \times 150} = 1,072 \text{ MPa} \geq \max \left( \frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa} \right) = 0,4 \text{ MPa}$$

→ **Condition vérifiée**

**C. Vérification de la contrainte de cisaillement (contraintes tangentielles) :**

❖ **Selon le RPA99/V2003 (Art 7.4.3.2) :**

Sous l'action sismique, la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton  $\tau_{bu}$  doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :  $\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$

$$\lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) = \left( \frac{0,7 \times 3,06}{0,50} \right) = 4,28 < 5 \rightarrow \text{d'où : } \rho_d = 0,075.$$

$$\bar{\tau}_{bu} = 0,075 \times 25 = 1,87 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{70,95 \times 10^3}{500 \times 475} = 0,298 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{bu} = 1,87 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Selon le BAEL 91 (Art 7-4-3-1) :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} < \bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,298 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Tableau V.2 :** Résultats de ferrailage des poteaux.

Etage	Section	A <sub>u</sub>	A <sub>t</sub>
RDC, 1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup>	50×50	4HA20+4HA16	4Ø8
3,4,5,6 <sup>ème</sup>	40×40	4HA16+4HA14	4Ø8

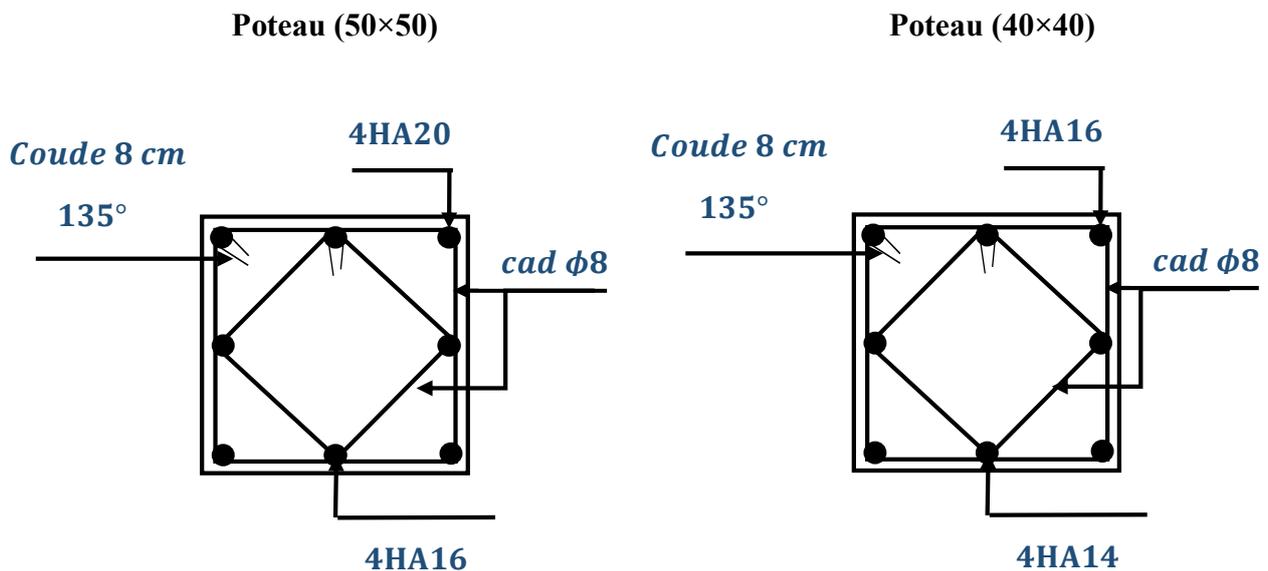


Figure V.1 : Schémas de ferrailage des Poteaux.

### 3. Ferrailage des poutres :

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux qui permettent de transférer les charges aux poteaux, elles sont sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants. Le ferrailage des poutres se fait à la flexion simple (situation durable et accidentelle) sous l'effet des moments les plus défavorables.

On a deux types de poutres à étudier :

- Poutres principales → P.P (30 × 40) cm<sup>2</sup>.
- Poutres secondaires → P.S (30 × 35) cm<sup>2</sup>.

#### 3.1. Combinaisons spécifiques de calcul :

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

- ❖ Combinaisons fondamentales : « 1<sup>er</sup> genre » BAEL 91

$$\begin{cases} 1,35G + 1,35Q & \rightarrow \text{ELU} \\ G + Q & \rightarrow \text{ELS} \end{cases}$$

- ❖ Combinaisons accidentelles : « 2<sup>ème</sup> genre » RPA 99

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{cases}$$

**3.2. Recommandation du RPA99 version 2003 :**

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
  - 4% en zone courante.
  - 6% en zone de recouvrement.
- 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  $40\varnothing$  en zone IIa.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à  $90^\circ$ .

**3.3. Poutre principale :**

La poutre principale est d'une section rectangulaire de (30×40).

**A. Ferrailage longitudinal :**➤ **Ferrailage en travée :**

$$M_{\text{travée}} = 46,87 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{46,87 \times 10^6}{300 \times (375)^2 \times 14,17} = 0,078 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

(Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,101$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = (1 - 0,4 \times 0,101) = 0,960$$

$$A_1 = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{46,87 \times 10^6}{0,960 \times 375 \times 348} = 374,12 \text{ mm}^2 = 3,74 \text{ cm}^2$$

➤ **Ferrailage en appui :**

$$M_{\text{appui}} = 90,72 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{90,72 \times 10^6}{300 \times (375)^2 \times 14,17} = 0,152 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

(Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,207$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = (1 - 0,4 \times 0,207) = 0,917$$

$$A_1 = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{90,72 \times 10^6}{0,917 \times 375 \times 348} = 758,09 \text{ mm}^2 = 7,58 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité :**

On doit également vérifier la condition de non fragilité qui donne une section minimale de :

$$A_{min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 300 \times 375 \times \frac{2,1}{400} = 135,8 \text{ mm}^2 = 1,36 \text{ cm}^2$$

**Tableau V.3 :** Tableau de ferrailage calculé et les sections minimales (PP).

Travée			Appui		
A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	ARPA (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	ARPA (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )
3,74	6	1,36	7,58	6	1,36

**Section adopté :** *Appuis* = 5HA14 = 7,70 cm<sup>2</sup>

$$\textit{Travée} = 3HA14 + 2HA12 = 6,88 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification pour les poutres principales :**

Pourcentage minimal d'après le RPA99V2003 (7.5.2.1) :

$$0,5\% (b \times h) = 6 \text{ cm}^2$$

Pourcentage maximal d'après le RPA99V2003 :

- 4 % b×h en zone courante (A<sub>s</sub> max = 48 cm<sup>2</sup>) > A<sub>adopté</sub> = 7,70 cm<sup>2</sup>

- 6 % b×h en zone de recouvrement (A<sub>s</sub> max = 72 cm<sup>2</sup>) > A<sub>adopté</sub> = 7,70 cm<sup>2</sup>

➤ **La longueur de recouvrement minimale (*l<sub>min</sub>*) :**

En zone IIa la longueur de recouvrement est égale à 40Ø (Ø étant le diamètre maximal des barres longitudinales) → d'où :  $l_{min} = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$

➤ **Vérification à l'état-limite de service :**

La fissuration est considérée comme peu préjudiciable, le calcul des armatures sous cet état est inutile.

**B. Ferrailage transversale : (RPA A.7.5.2.2) :**

- La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :  $A_t = 0,3\% \cdot S_t \cdot b$
- L'espace maximum entre les armatures transversales, est donné comme suit :
  - En zone nodale :  $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_L, 30cm\right)$
  - En zone courante :  $S_t \leq \frac{h}{2}$
- La valeur du diamètre des armatures longitudinales  $\phi_l$  à prendre est le plus petit diamètre utilisé et dans le cas d'une section en travée avec des armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

**Tableau V.4 :** Calcul des armatures transversales.

Selon le BEAL91	Selon le RPA99V2003	
	Zone nodale	Zone courante
$S_t \leq \min(0,9d; 40cm)$ $S_t = 15 cm$	$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_L, 30cm\right) = 10 cm$ $S_t = 8 cm$	$S_t \leq \frac{h}{2} = 20 cm$ $S_t = 15 cm$
$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right)$ $\phi_t = 8 mm$	$A_t = 0,3 \% \cdot S_t \cdot b$ $A_t = 0,003 \times 8 \times 30$ $A_t = 0,63 cm^2$	$A_t = 0,3 \% \cdot S_t \cdot b$ $A_t = 0,003 \times 15 \times 30$ $A_t = 1,35 cm^2$
$A_t \geq \frac{0,4 \cdot b \cdot S_t}{f_e}$ $A_t = 0,45 cm^2$		

Alors : on adopte : **4HA8 = 2,01 cm<sup>2</sup> (cadre + étrier).**

➤ **Vérification de la section minimale d'armatures transversales :**

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 MPa\right) \rightarrow \frac{201 \times 400}{300 \times 150} = 1,072 MPa \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 MPa\right) = 0,4 MPa$$

→ **Condition vérifiée**

➤ **Détermination dimensionnelle de la zone nodale :**

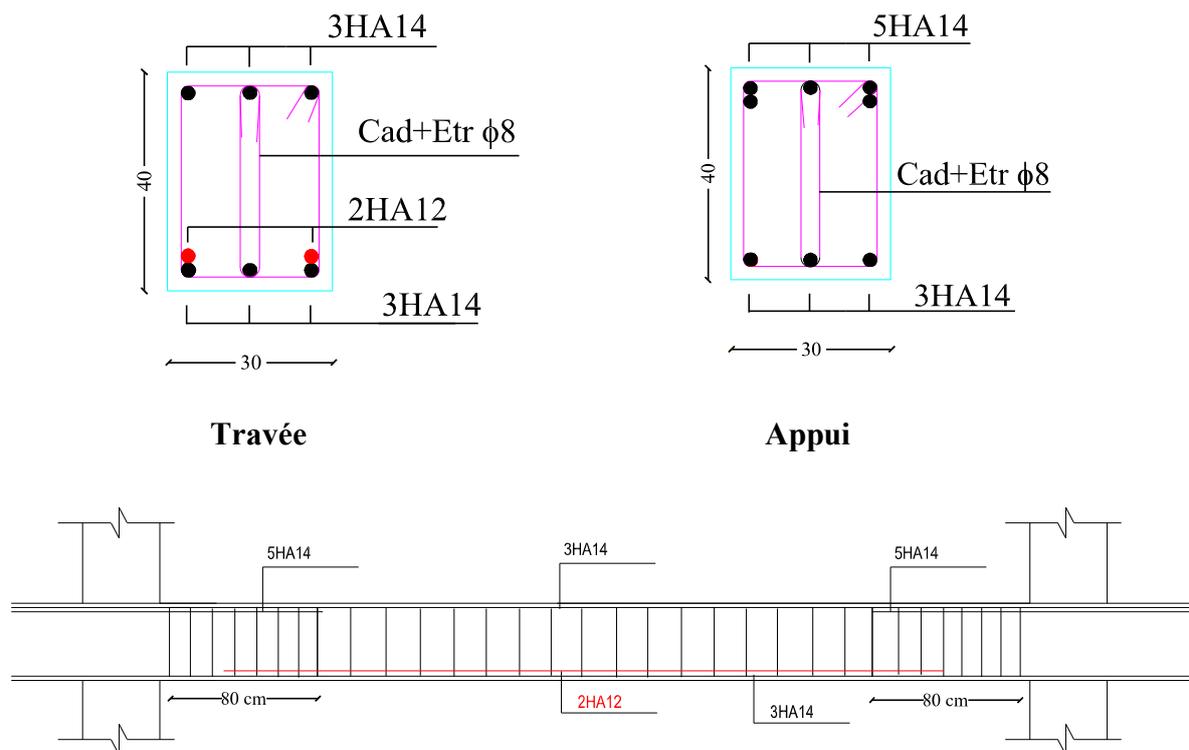
La longueur  $l'$  de la zone nodale, côté poutre est égale à :  $l' = 2h = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$ .

**C. Vérification de la contrainte de cisaillement :**

Effort tranchant maximal :  $V_u = 120,72 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} < \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 1,073 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow$  **Condition vérifiée.**



**Figure V.2 :** Schéma de ferrailages de la poutre principale (30x40).

**3.4. Poutre secondaire :**

La poutre secondaire est d'une section rectangulaire de (30x35).

**A. Ferrailage longitudinal :**

➤ **Ferrailage en travée :**

$$M_{\text{travée}} = 43,01 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{43,01 \times 10^6}{300 \times (325)^2 \times 14,17} = 0,095 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

(Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,125$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = (1 - 0,4 \times 0,125) = 0,950$$

$$A_1 = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{43,01 \times 10^6}{0,950 \times 325 \times 348} = 400,29 \text{ mm}^2 = 4,01 \text{ cm}^2$$

➤ **Ferrailage en appui :**

$$M_{\text{appui}} = 47,63 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{47,63 \times 10^6}{300 \times (325)^2 \times 14,17} = 0,106 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

(Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,140$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = (1 - 0,4 \times 0,140) = 0,944$$

$$A_1 = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{47,63 \times 10^6}{0,944 \times 325 \times 348} = 446,11 \text{ mm}^2 = 4,46 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité :**

On doit également vérifier la condition de non fragilité qui donne une section minimale de :

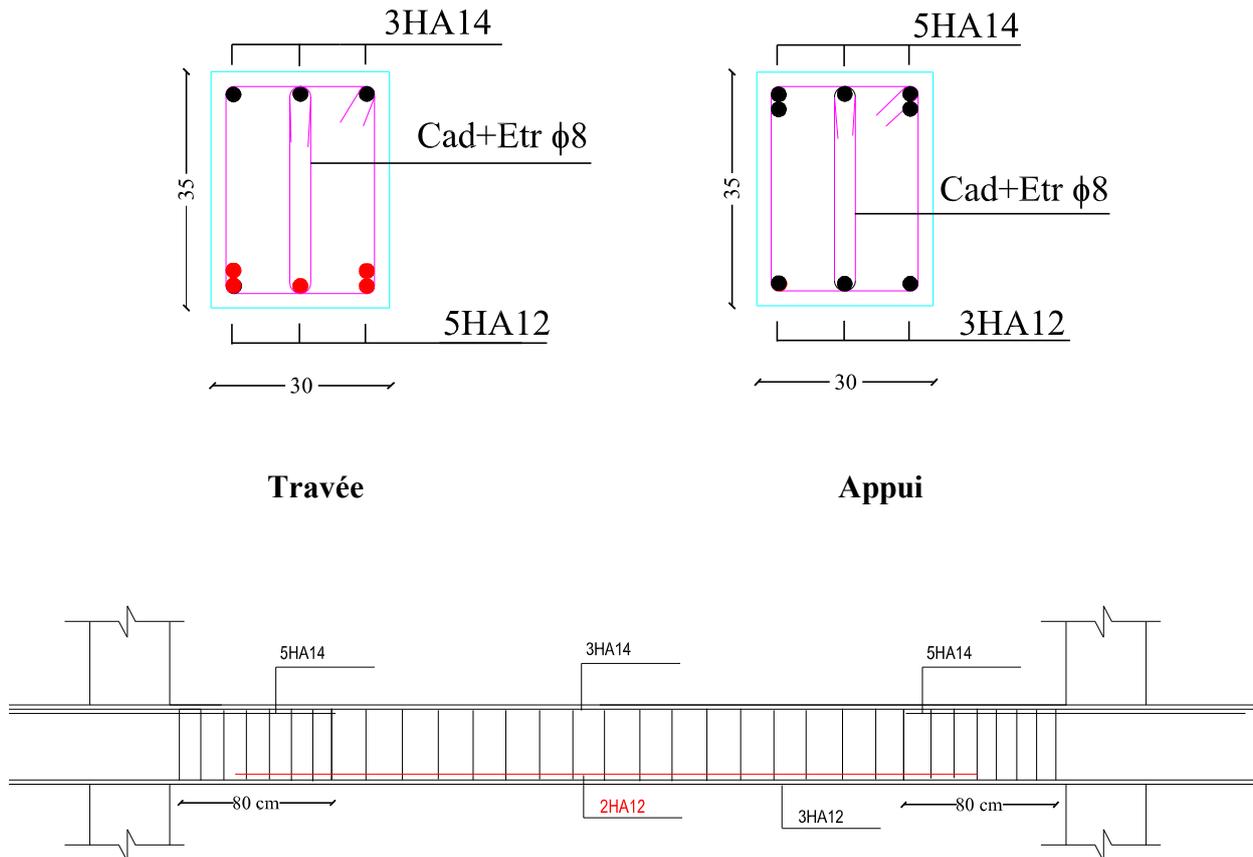
$$A_{\text{min}} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 300 \times 375 \times \frac{2,1}{400} = 135,8 \text{ mm}^2 = 1,36 \text{ cm}^2$$

**Tableau V.5 :** Tableau de ferrailage calculé et les sections minimales (PS).

Travée			Appui		
A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	ARPA (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	ARPA (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )
4,01	5,25	1,36	4,46	5,25	1,36

**Section adopté :** Appuis = 5HA14 = 7,70 cm<sup>2</sup>

Travée = 5HA12 = 5,65 cm<sup>2</sup>



**Figure V.3 :** Schéma de ferrailages de la poutre secondaire (30×35).

#### 4. Ferrailage des voiles :

Le voile est un élément structural de contreventement qui doit reprendre les forces horizontales dues au vent "action climatique" ou aux séismes (action géologique), soumis à des forces verticales et horizontales. Donc le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi sous l'action des sollicitations dues aux séismes.

Le RPA 99 version 2003 (Art.3.4.A.1.a) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur en zone IIa.

##### 4.1. Conception :

- ✓ Il faut que les voiles soient placés de telle sorte qu'il n'y ait pas d'excentricité (torsion) ;
- ✓ Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (flexibilité du plancher) ;

- ✓ L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

#### 4.2. Rôle de contreventement :

Le contreventement a principalement pour objet :

- ✓ Assurer la stabilité des constructions non auto stable vis à vis des charges horizontales et de les transmettre jusqu'au sol.
- ✓ Raidir les constructions, car les déformations excessives sont sources de dommages aux éléments non structuraux et à l'équipement.

#### 4.3. Les avantages des voiles :

- ✓ Leur présence limite les déformations latérales.
- ✓ Leur rigidité permet de protéger les éléments non structuraux et quelques poteaux existant.
- ✓ Leur présence permet de s'affranchir du difficile problème posé par la réalisation du ferrailage des nœuds des portiques
- ✓ Elle permet de ne pas être pénalisées dans le choix du coefficient de comportement en cas du panneau de remplissage.

#### 4.4. Sollicitation de calcul :

Les voiles seront calculés en flexion composée sous l'effet des sollicitations qui les engendrent, le moment fléchissant et l'effort normal sont déterminés selon les combinaisons comprenant la charge permanente, d'exploitation ainsi que les charges sismiques.

Ces sollicitations sont déterminées selon les combinaisons d'action suivantes :

$$\begin{aligned} \diamond 1,35G \times 1,35Q &\rightarrow \text{ELU} \\ \diamond \begin{cases} G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{cases} &\rightarrow \text{ELA} \end{aligned}$$

#### 4.5. La méthode de calcul :

L'étude des voiles consiste à les considérer comme des consoles sollicitées par un moment fléchissant, un effort normal, et un effort tranchant suivant le cas le plus défavorable. Le calcul des armatures sera fait à la flexion composée, par la méthode des contraintes et vérifier selon le règlement R.P.A 99(version 2003).

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{I} \cdot y$$

N : effort normal appliqué

M : moment fléchissant

A : section du voile

y : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée

I : moment d'inertie

- Les murs en béton armé comportent trois catégories d'armatures :

**A. Armatures verticales : RPA 99 (A7.7.4.1) :**

- ✓ Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être repris en totalité par les armatures.
- ✓ Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,20%.

Il est possible de concentrer les armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0,20 % de la section horizontale du béton tendue.

- ✓ Si des efforts importants de compression agissant sur l'extrémité du voile, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- ✓ Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochet à la partie supérieure.
- ✓ Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction seulement par recouvrement).
- ✓ À chaque extrémité du voile ou du trumeau l'espacement des barres doit être au plus égale à 15cm.
- ✓ Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées cadres horizontaux dont l'espacement ne doivent pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

**B. Armatures horizontales : RPA 99 (art 7.7.4.2) :**

- ✓ Les barres horizontales doivent munies de crochets à 135° ayant une longueur de  $10\Phi$ .
- ✓ Dans le cas où il existerait des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochet si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

**C. Règles communes : RPA 99 (art 7.7.4.3) :**

Le pourcentage minimal d'armatures verticales et horizontales dans les trumeaux est donné Comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15%
- En zone courante 0,10%

- ✓ L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petites des valeurs Suivantes :

$$\begin{cases} St \leq 1,5 e \\ St \leq 30 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow St \leq \text{Min} (30 \text{ cm} ; 1,5 e),$$

Avec : « e » est l'espacement du voile

- ✓ Les deux nappes d'armatures doivent être reliées entre eux avec au moins quatre (4) épingles au mètre carré, leur rôle principal est de relier les deux nappes d'armatures de manière à assurer leur stabilité, lors du coulage du béton.
- ✓ Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'abouts) ne doit pas dépasser 1 /10 de l'épaisseur de voile.
- ✓ Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
  - 40Ø : pour les barres situées dans les zones où le renversement désigne des efforts est possible
  - 20Ø : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

#### D. Armatures transversales :

Les armatures transversales perpendiculaires aux faces du voile sont à prévoir d'une densité de 4 par m<sup>2</sup> au moins dans le cas où les armatures verticales ont un diamètre inférieur ou égal à 12 mm Les armatures transversales doivent tenir toutes les barres avec un espacement au plus égal à 15 fois le diamètre des aciers verticaux.

Les armatures transversales peuvent être des épingles de diamètre 6 mm lorsque les barres longitudinales ont un diamètre inférieur ou égal à 20 mm, et de 8 mm dans le cas contraire.

#### 4.6. Exemple de calcul :

Le calcul statique donne pour le voile le plus sollicité les actions suivantes :

$$N = 1463,59 \text{ KN} \quad ; \quad M = 2110,34 \text{ KN.m} \quad ; \quad T = 1525,97 \text{ KN}$$

- ✓ Longueur :  $L = 4,50 \text{ m}$
- ✓ Epaisseur :  $e = 0,16 \text{ m}$
- ✓ La section :  $A = 4,50 \times 0,16 = 0,720 \text{ m}^2$
- ✓ Moment d'inertie :  $I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{0,16 \times 4,50^3}{12} = 1,215 \text{ m}^4$
- ✓ y : La distance entre le C.D.G du voile et la fibre la plus éloignée :  $y = \frac{4,50}{2} = 2,25 \text{ m}$

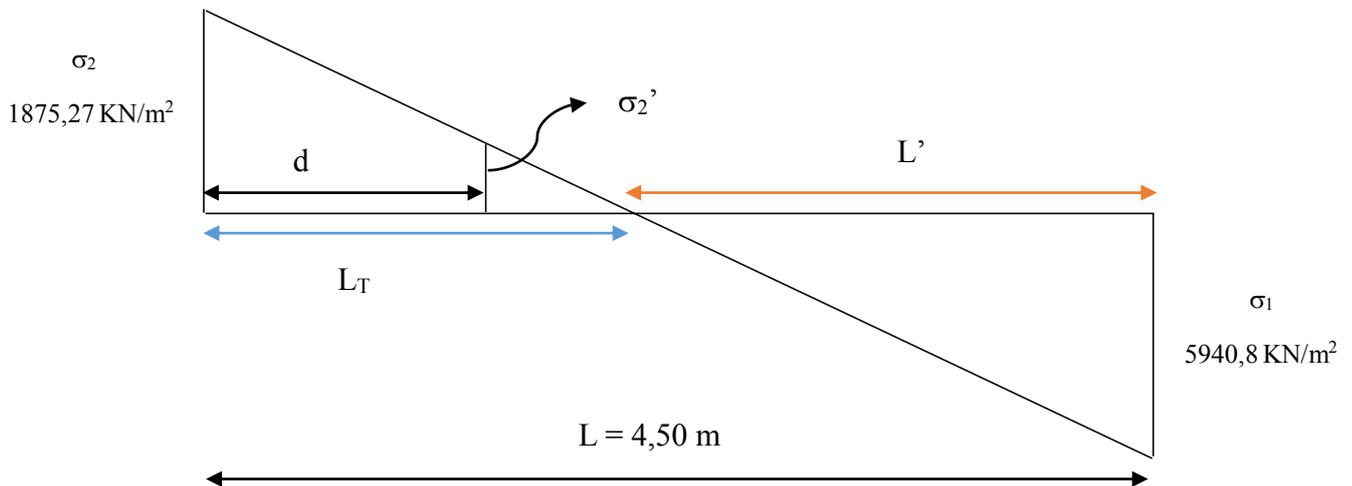
➤ **Détermination des contraintes :**

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M}{I} \cdot y = \frac{1463,59}{0,720} + \frac{2110,34}{1,215} \times 2,25 = 5940,8 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M}{I} \cdot y = \frac{1463,59}{0,720} - \frac{2110,34}{1,215} \times 2,25 = -1875,27 \text{ KN/m}^2$$

Donc : la section est partiellement comprimée.

Le ferrailage se fait par bande de de largeur (d) selon le RPA99/2003 (article 7.7.4)



**Figure V.4 :** Schéma de distribution des contraintes.

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2L'}{3}\right)$$

$L'$  : la longueur de la zone comprimée.

$h_e$  : étant la hauteur entre nus de planchers du trumeau considéré.

➤ **Calcul de  $L'$  et  $L_T$  :**

$$L_T = \frac{\sigma_2}{\sigma_2 + \sigma_1} \cdot L = \frac{1875,27}{1875,27 + 5940,8} \times 4,50 = 1,08 \text{ m}$$

$$L' = L - L_T = 4,50 - 1,08 = 3,42 \text{ m}$$

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2L'}{3}\right) \rightarrow d \leq \min\left(\frac{3,06}{2}; \frac{2 \times 3,42}{3}\right) \rightarrow d \leq \min(1,53; 2,28)$$

$$d \leq 1,53 \text{ m} \quad \text{Soit : } \mathbf{d = 1 \text{ m}}$$

➤ **Calcul de  $\sigma_2'$  et  $\sigma_{\text{moy}}$  :**

$$\frac{\sigma_2'}{L_T - d} = \frac{\sigma_2}{L_T} \rightarrow \sigma_2' = \frac{\sigma_2(L_T - d)}{L_T} = \frac{1875,27 \times (1,08 - 1)}{1,08} = 138,91 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{\sigma_2 + \sigma_2'}{2} = \frac{1875,27 + 138,91}{2} = 1007,09 \text{ KN/m}^2$$

➤ **Calcul de  $A_s$  :**

$$F_{Tr} = \sigma_{\text{moy}} \times S = 1007,09 \times (0,16 \times 1) = 161,13 \text{ KN}$$

$$A_s \geq \frac{F_{Tr}}{f_e} = \frac{161,13 \times 10^3}{400} = 402,83 \text{ mm}^2 = 4,03 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures minimales :**

❖ **Selon le RPA99/V2003 :**

✓ **Zone tendue :**

Selon le RPA99/V2003 (Art 7.7.4.1) , le pourcentage du ferrailage minimal des armatures verticales sur la zone tendue devant rester au moins égale à 0,2% de la section horizontale du béton tendu.

$$A_{RPA} = 0,20\% \times e \times L_T = 0,002 \times 16 \times 108 = 3,46 \text{ cm}^2.$$

**Globalement dans la section du voile :**

$$\text{D'après le RPA 99 (Art 7.7.4.3) : } A_{\text{min}} = 0,15\% \times e \times L = 0,0015 \times 16 \times 450 = 10,8 \text{ cm}^2$$

✓ **Zone courante :**

$$\text{D'après le RPA 99 (Art 7.7.4.1) : } A_{\text{min}} = 0,10\% \times e \times L = 0,0015 \times 16 \times 342 = 5,47 \text{ cm}^2$$

❖ **Selon le BAEL91 :**

$$A_{\text{min}} \geq \max \left\{ \frac{0,23 \cdot B \cdot f_{t28}}{f_e}; 0,005B \right\} = \max \left\{ \frac{0,23 \times 16 \times 450 \times 2,1}{f_e}; 0,005 \times 16 \times 450 \right\}$$

$$A_{\text{min}} \geq \max \{8,69; 36\} = 36 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_{sv} = \max (A_v ; A_{\text{minRPA}} ; A_{\text{minBAEL}}) = 36 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage du voile sera réparti d'une façon symétrique sur la section du voile.

On adopte pour le ferrailage de voile : **2 × 32HA12**

➤ **Espacement :**

Selon le R.P.A 99 (version 2003) :

$$S_t \leq \min (1,5 e ; 30 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min (24 , 30 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 24 \text{ cm}$$

On adopte :  $S_t = 15 \text{ cm}$  → Zone courante

$S_t = 10 \text{ cm}$  → Zone nodale

➤ **Les armatures transversales pour une bande de 1 mètre :**

$$A_{min} = 0,002 \times 100 \times 16 = 3,2 \text{ cm}^2$$

On adopte : 6HA12/ml = 6,79 cm<sup>2</sup>.

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

Effort tranchant maximal :  $V_u = 1525,97 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} < \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{1525,97 \times 10^3}{160 \times 0,9 \times 4500} = 2,35 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc pour les armatures transversales on va adopter 4HA6 /ml.

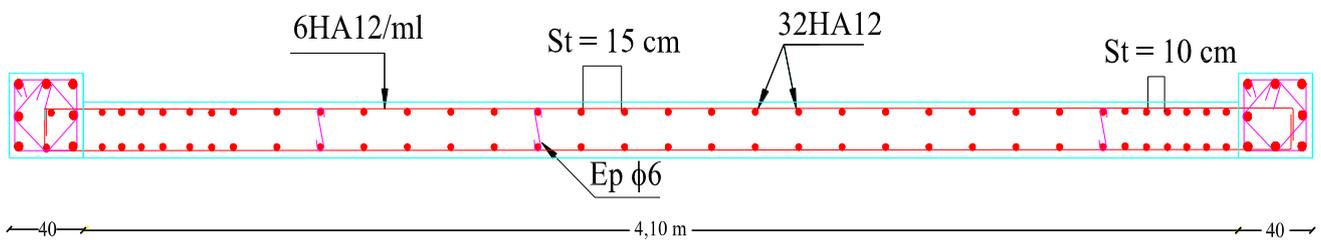


Figure V.5 : Schéma de ferrailage du voile.

***Chapitre VI***  
*Etude de*  
*l'infrastructure*

---

## Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

### 1. Introduction :

Toute structure a besoin d'une bonne base pour ne pas s'effondrer, c'est pour cela qu'une fondation fait office de relais entre la structure et le sol. Elle est comprise dans l'élément architectural d'un bâtiment et a pour rôle de s'opposer aux tassements et aux infiltrations des eaux, assure la transmission des charges et les répartit dans le sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux).

Une bonne conception de l'infrastructure en termes de stabilité et résistance peut assurer :

- ✓ Un bon encastrement de la structure dans le sol.
- ✓ Une bonne transmission des efforts apportés par la superstructure au sol d'assise.
- ✓ Une bonne limitation des tassements différentiels.

### 2. Le rôle assuré par les fondations :

Les fondations d'un ouvrage sont les éléments assurant la transmission des efforts de cette structure sur le sol. Les fondations reportent :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- Une force horizontale résultant, par exemple, de l'action du vent ou du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- Un moment qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

Compte tenu de ces sollicitations, la conception générale des fondations doit assurer la cohérence du projet vis-à-vis du site, du sol, de l'ouvrage et interaction sol structure.

### 3. Classification des fondations :

Fondé un ouvrage consiste essentiellement à répartir les charges qu'ils supportent sur le sol ou dans le sol suivant l'importance des charges et la résistance du terrain.

- ✓ Lorsque les couches de terrain capable de supportée l'ouvrage sont à une faible profondeur on réalise les fondations superficielles (semelles isolées, filantes et radier général).
- ✓ Lorsque les couches de terrain capable de supportée l'ouvrage sont à une grande profondeur on réalise les fondations profondes ou semi profondes (puits et pieux).

#### 4. Choix du type des fondations :

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- ✓ Le type de structure.
- ✓ Les caractéristiques du sol.
- ✓ L'aspect économique.
- ✓ La facilité de réalisation.
- ✓ La nature et l'homogénéité du bon sol.
- ✓ La capacité portante du terrain de fondation.
- ✓ L'importance des charges.
- ✓ Rapprochement des poteaux et des voiles.
- ✓ La profondeur à atteindre pour fonder sur le bon sol.

#### 5. Combinaisons d'actions à considérer :

D'après le **RPA99 version 2003** (Article 10.1.4.1) les combinaisons de charges qu'il faut considérer pour le dimensionnement des fondations sont :

$$G + Q \pm E \quad ; \quad 0,8 G \pm E$$

À l'aide des combinaisons de charges et avec un taux de travail admissible du sol d'assise qui est égale à 1,6 bars. On pourra déterminer le système de fondation à adopter.

Nous proposons en premier lieu de vérifier la condition suivante qui nous permet de choisir soit un radier général soit des semelles filantes.

- ✓ La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment

$$\left(\frac{S_s}{S_b} < 50 \%\right).$$

Lorsque la conception de semelles filantes ne devient plus possible, le choix de la conception radier s'impose.

La surface de la semelle est donnée par :  $S_s \geq \frac{N}{\bar{\sigma}}$

Avec :

- $N_{ser}$  : l'effort normal total à l'ELS
- $\bar{\sigma}$  : Contrainte admissible du sol = 1,6 bars = 160 KN/m<sup>2</sup>.

$$S \geq \frac{N}{\bar{\sigma}} = \frac{60939,84}{160} = 380,87 \text{ m}^2$$

Surface totale du bâtiment : 547,48 m<sup>2</sup>

$$\frac{S_s}{S_b} = \frac{380,87}{547,48} = 0,70 \rightarrow 70\% > 50\%$$

La surface totale des semelles dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment ce qui induit le chevauchement de ces semelles. En effet, cela nous conduit à adopter pour un mode de fondation dont la modalité d'exécution du coffrage et du ferrailage est facile à réaliser : **c'est le « radier général ».**

## 6. Prédimensionnement du radier :

Le radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminué de son poids propre.

### A. Epaisseur de la nervure du radier :

L'épaisseur (h<sub>n</sub>) de la nervure du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

#### ➤ Formule empirique :

La nervure doit avoir une hauteur h<sub>n</sub> égale à :  $h_n \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{490}{10} = 49 \text{ cm}$ .

L<sub>max</sub> : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs. (L<sub>max</sub> = 490 cm).

#### ➤ Condition de l'épaisseur minimale :

La hauteur de la nervure doit avoir au minimum 25 cm (h<sub>min</sub> = 25cm).

#### ➤ Condition forfaitaire :

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h_n \leq \frac{L_{max}}{5} \quad \text{Avec : } L_{max} = 490 \text{ cm}$$

$$\frac{490}{8} \leq h_n \leq \frac{490}{5} \quad \text{Donc : } 61,25 \text{ cm} \leq h_n \leq 98 \text{ cm}$$

#### ➤ Condition de la longueur élastique :

Pour un radier rigide, il faut que :  $L_{max} \leq \frac{\pi \times l_e}{2} \rightarrow l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times EI}{K \times b}}$

L<sub>e</sub> : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

E : Module d'élasticité du béton  $\rightarrow E = 32164195 \text{ KN/m}^2$ .

I : Inertie de la section du radier  $\rightarrow I = \frac{b \times h_t^3}{12}$

K : Coefficient de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface. Pour un sol moyen ( $K = 40000 \text{ KN/m}^3$ ).

b : Largeur de l'élément considéré par ml.

$$\rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times K \times L_{max}^4}{\pi^4 \times E}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times 40 \times 4,90^4}{3,14^4 \times 32164,195}} \rightarrow h_t \geq 0,71 \text{ m}$$

A partir des trois conditions précédentes on adopte  $h_n = 90 \text{ cm}$  pour les nervures du radier.

✓ **Largeur de la nervure :**

$$b \geq \frac{h_n}{2} = 45 \text{ cm} \rightarrow \text{on adopte : } b = 50 \text{ cm}$$

**B. Epaisseur de la dalle du radier :**

La dalle du radier doit répondre à la condition suivante :  $h_d \geq \frac{L_{max}}{20}$

$$\text{Avec : } L_{max} = 4,90 \text{ m} \rightarrow h_d \geq \frac{490}{20} \rightarrow h_d \geq 24,5 \text{ cm}$$

Choix : On retient une épaisseur de  $h_d = 60 \text{ cm}$  pour la dalle du radier

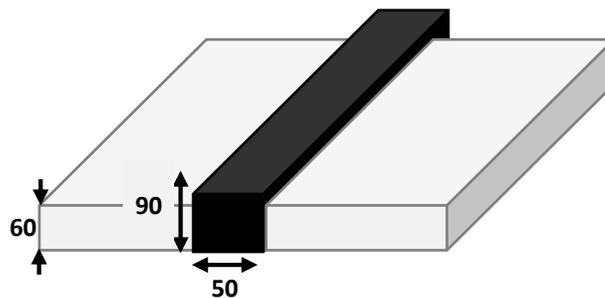


Figure VI.1 : Dimensions du radier et de la nervure.

**C. Calcul du débordement « D » :**

Le débord "D" du radier est déterminé par l'inégalité suivante :  $D \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right)$

Avec : h : l'épaisseur du radier.

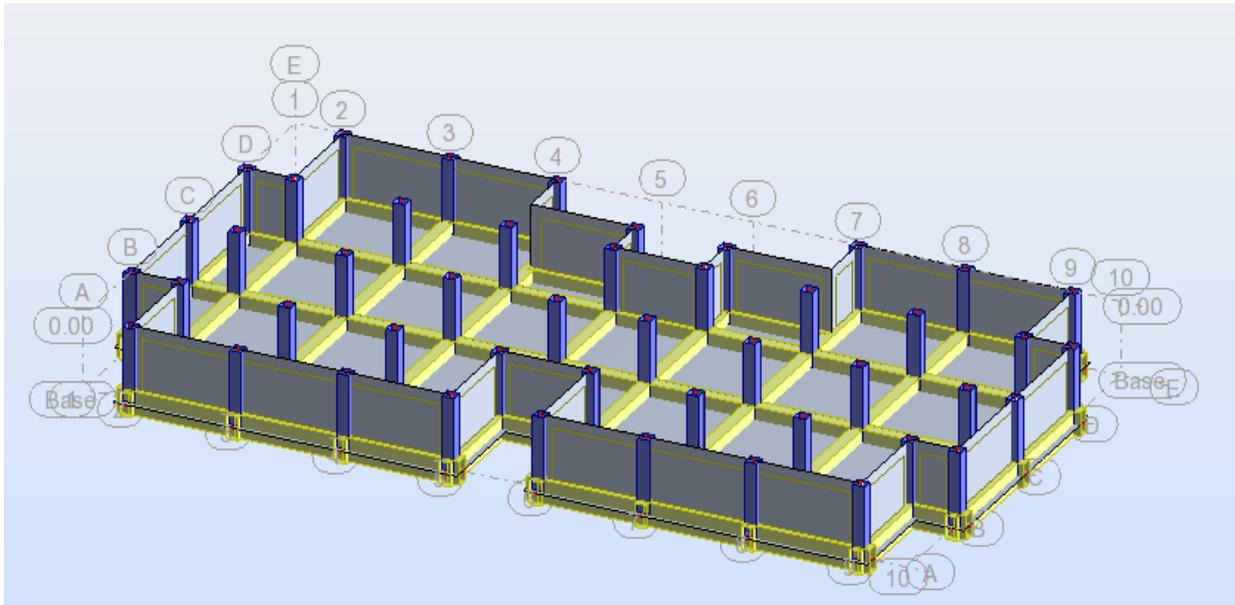
$$D \geq \max\left(\frac{60}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max(30 \text{ cm}; 30 \text{ cm}) \rightarrow D = 50 \text{ cm.}$$

On a : P (périmètre) = 117,36 m

$$S_{déb} = D \times \text{périmètre} = 0,50 \times 117,36 = 58,68 \text{ m}^2$$

**D. Calcul de la surface du radier :**

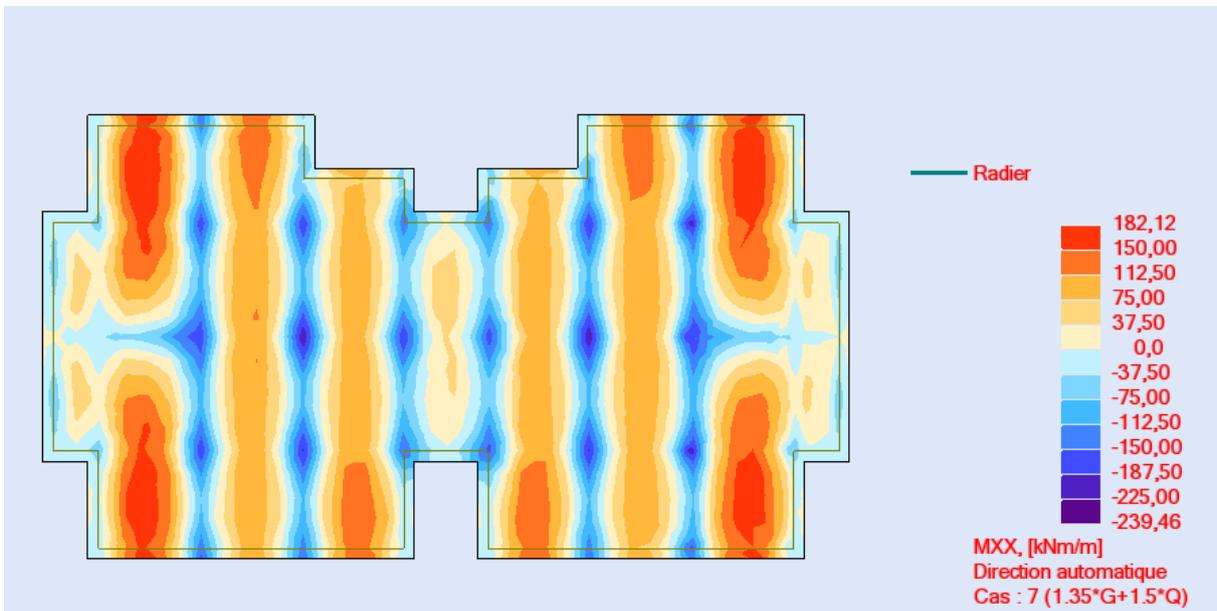
$$S_{\text{radier}} = S_{\text{débor}} + S_{\text{bâtiment}} = 547,48 + 58,68 = 606,16 \rightarrow S_{\text{radier}} = 606,16 \text{ m}^2$$



**Figure VI.2 :** Vue en 3D de l'infrastructure.

**7. Ferrailage du radier général :**

**A. Ferrailage de la dalle du radier :**



**Figure VI.3 :** Diagramme des moments du radier au niveau appuis et travée

Sens (XX) à L'ELU.

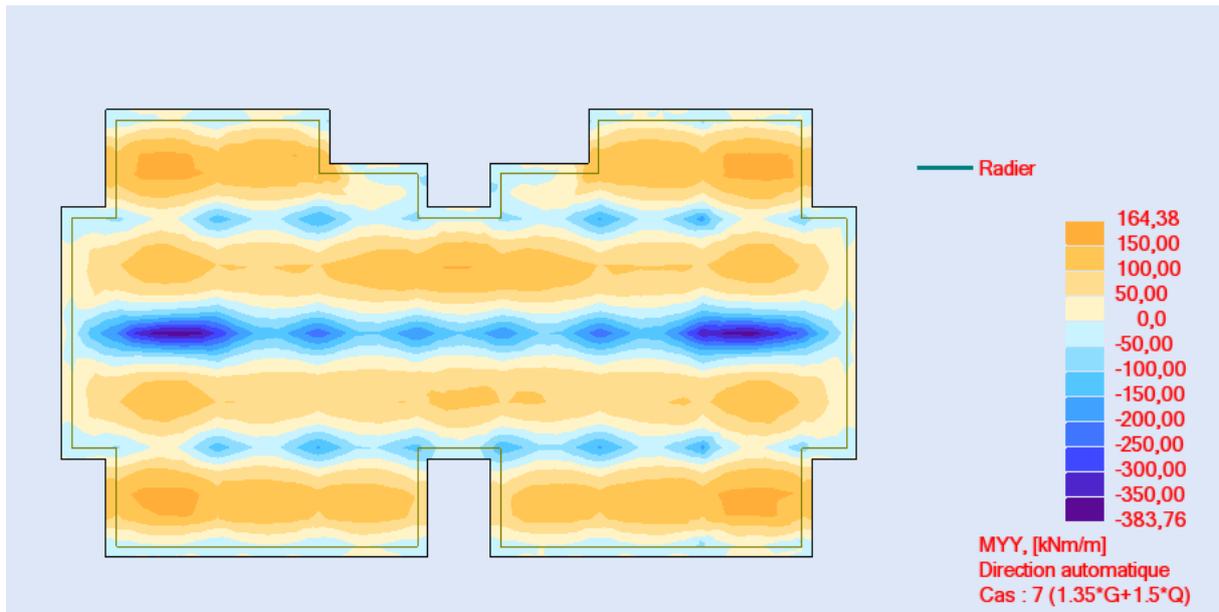


Figure VI.4 : Diagramme des moments du radier au niveau appuis et travée

Sens (YY) à L'ELU.

Tableau VI.1 : Récapitulatif des moments  $M_{xx}$  et  $M_{yy}$  [KN.m/m].

$M_{xx}$		$M_{yy}$	
Travée	Appui	Travée	Appui
182,12	-239,46	164,38	-383,76

Le calcul se fait à la flexion simple pour 1 mètre linéaire dans les deux sens avec :

**b = 100 cm** et **h = 50 cm**.

Les sections du ferrailage sont tirées directement du logiciel Robot Expert 2010.

Tableau VI.2 : Ferrailage de la table du radier.

Sens	Localisation	Moment	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix
XX	Travée	182,12	9,3	30	31,42	10HA20
	Appui	239,46	12,3		31,42	10HA20
YY	Travée	164,38	8,4	30	31,42	10HA20
	appui	383,76	20,1		31,42	10HA20

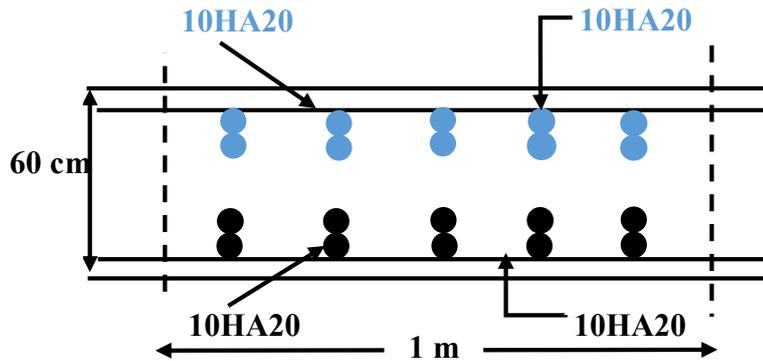


Figure VI.5 : Ferrailage de la dalle du radier.

➤ Vérification de la contrainte de cisaillement :

Selon CBA 93 Article 5.1.2 .1 :

La contrainte de cisaillement maximale est de :

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min(0,15f_{c28}/\gamma_b ; 5\text{MPa}) \rightarrow \text{fissuration préjudiciable.}$$

Avec :  $V_{u\max}$  : l'effort tranchant maximal à ELU.

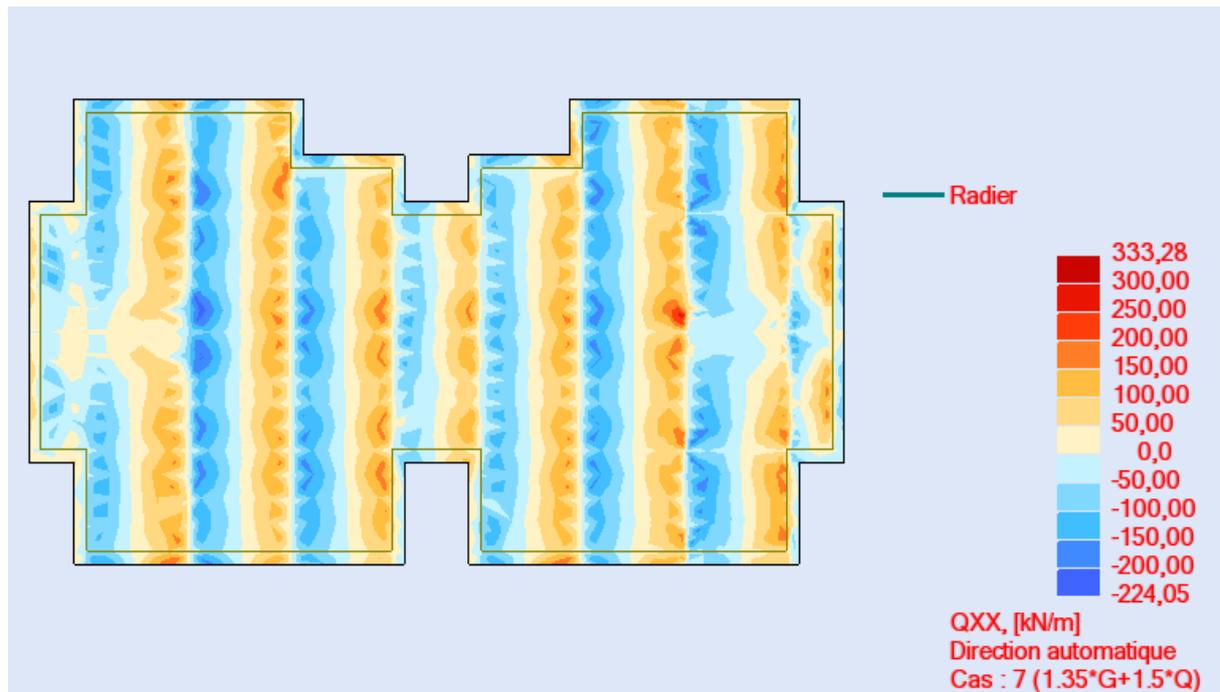


Figure VI.6 : Différentes sollicitations agissantes sur le radier : Effort tranchant

Sens (XX) à L'ELU.

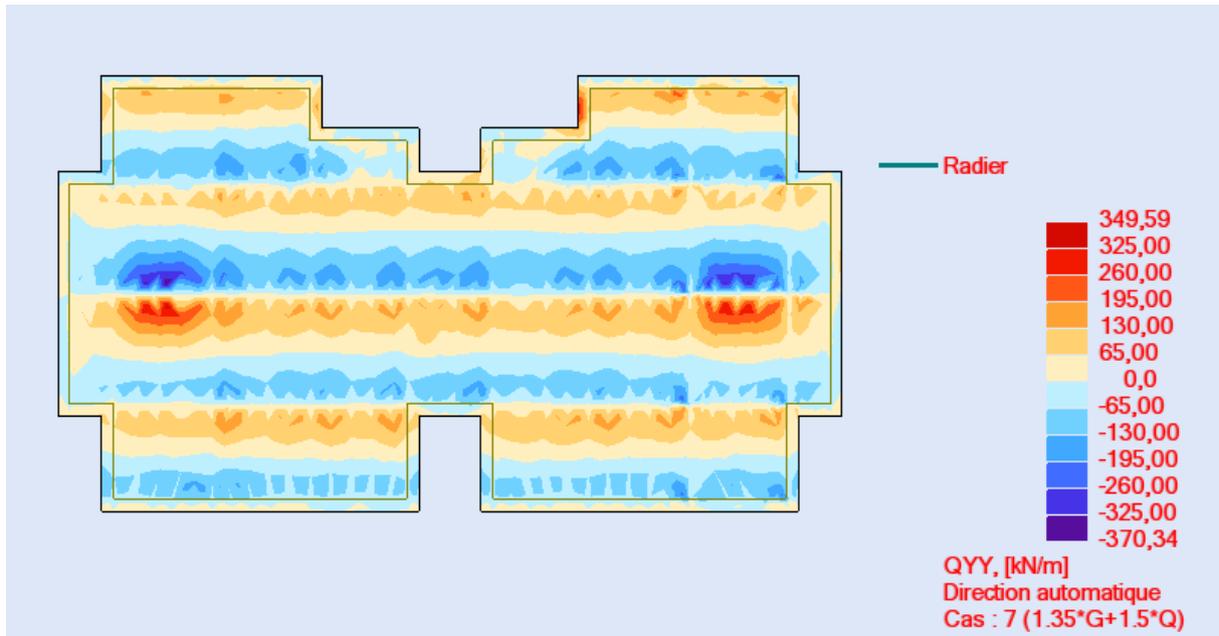


Figure VI.7 : Différentes sollicitations agissantes sur le radier : Effort tranchant

Sens (YY) à LELU.

$$\tau_u = \frac{349,59 \times 10^3}{1000 \times 450} = 0,77 \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**B. Ferrailage des nervures :**

Le ferrailage des nervures se fait à la flexion simple. Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant.

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel de Robot 2010 et pour la section des armatures on utilise le Robot Expert 2010.

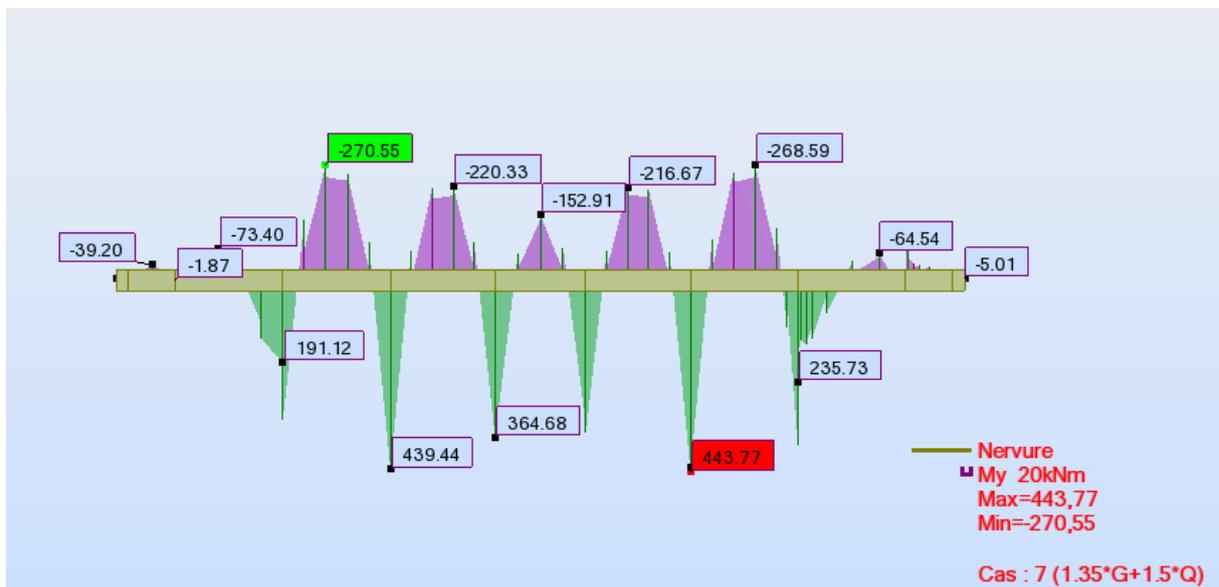


Figure VI.8 : Diagramme des moments agissants aux niveaux des nervures sens (XX).

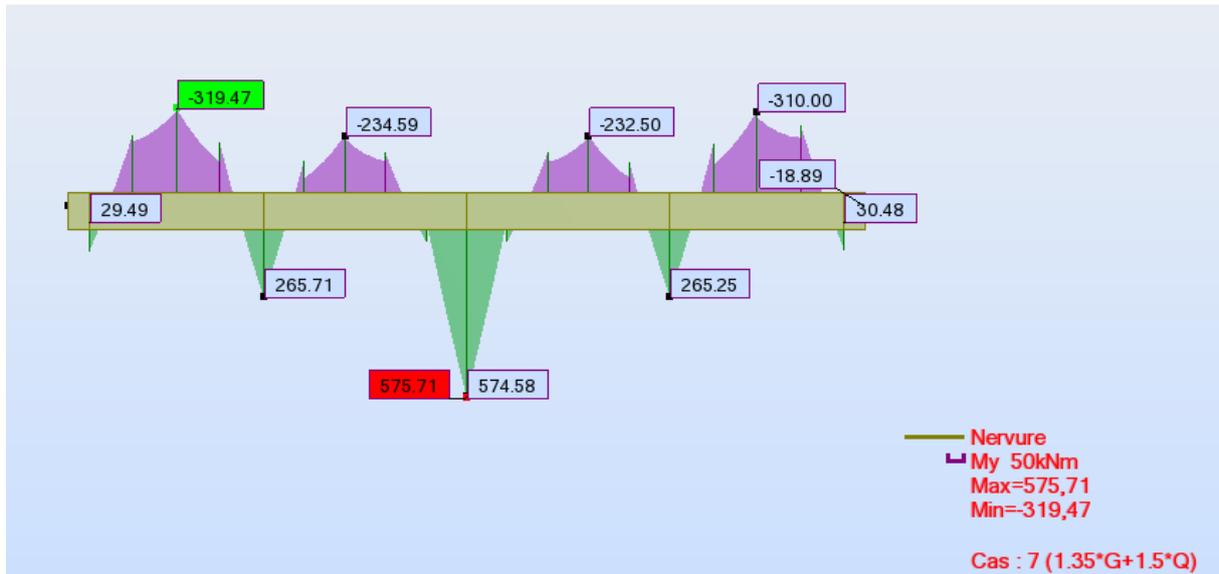


Figure VI.9 : Diagramme des moments agissants aux niveaux des nervures sens (YY).

Tableau VI.3 : Ferrailage de la nervure du radier.

Sens	Localisation	Moment	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix
XX	Travée	-270,55	9,1	30	31,42	10HA20
	Appui	443,77	15,2		31,42	10HA20
YY	Travée	-319,47	10,8	30	31,42	10HA20
	Appui	575,71	19,9		31,42	10HA20

➤ Vérification au cisaillement :

D'après les résultats obtenus par « SAFE » ; Selon CBA 93 Article 5.1.2 .1

On doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{V_{u \max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min(0,2f_{c28}/\gamma_b ; 5\text{MPa}) \rightarrow \text{fissuration peu préjudiciable.}$$

Avec :  $V_{u \max} = 724,26 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{724,26 \times 10^{-3}}{0,5 \times 0,81} = 1,79 \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Calcul des armatures transversales :

• Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35} ; Q_{L\min} ; \frac{b}{10}\right) \text{ Selon le CBA93}$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{90}{35} ; 1,4 ; \frac{50}{10}\right) = 1,4 \text{ cm}$$

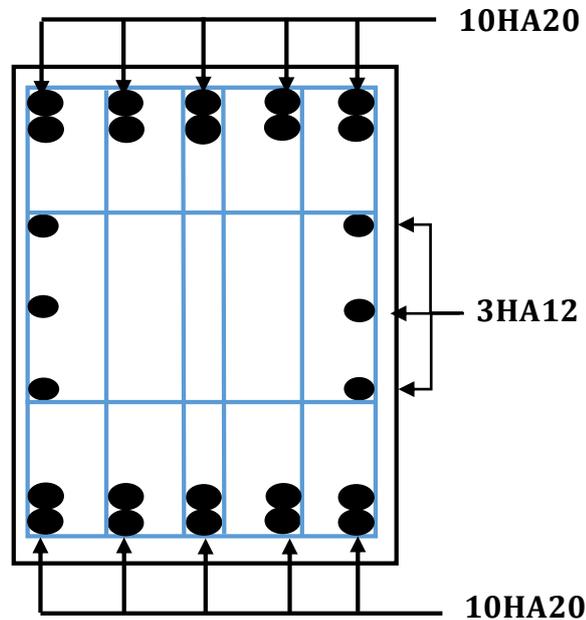
On prend :  $\phi_t = 10 \text{ mm} \rightarrow \text{Soit : } 4\text{HA10} \rightarrow A_t = 3,14 \text{ cm}^2$

- **Espacement des armatures transversales :**

D'après le RPA 99 :

✓ **Zone nodale :**  $S_t < \min (h / 4 , 12\Phi_{l_{\min}} , 30 \text{ cm}) \rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$

✓ **Zone courante :**  $S_t < h / 2 = 40 \text{ cm} \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$



**Figure VI.10 :** Schéma du ferrailage des nervures.

### C. Etude des longrines :

Le rôle de longrine est de relier les points d'appuis d'un même bloc, à tout dispositif équivalant tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appuis dans le plan horizontal.

D'après le R.P.A 99 V2003, le minimum pour les longrines est :

- $(25 \times 30) \text{ cm}^2 \rightarrow$  Site de catégorie S2, S3.
- $(30 \times 30) \text{ cm}^2 \rightarrow$  Site de catégorie S4.

$\rightarrow$  Donc on va prendre une longrine de  $(30 \times 30) \text{ cm}^2$

Les longrines doivent être calculés pour résister à un effort de traction égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} > 20 \text{ KN}$$

N : égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

$\alpha$  : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.

Pour notre cas :  $N = 2829,78 \text{ KN}$

Zone II ; site 3  $\rightarrow \alpha = 12$ .

$$F = \frac{2829,78}{12} = 235,82 \text{ KN} > 20 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Calcul du ferrailage :**

$$F = \frac{F}{\sigma_{st}} = \frac{235,82 \times 10}{348} = 6,78 \text{ cm}^2$$

• **Le RPA99 version 2003 exige que :**

$$A_{st \min} = 0,6 \% (b \times h) = 5,4 \text{ cm}^2$$

$$\text{On a : } A_{st} = 6,78 \text{ cm}^2 > A_{st \min} = 5,4 \text{ cm}^2.$$

$$\text{D'où le ferrailage choisi : } A_{st} = 6T14 = 9,23 \text{ cm}^2$$

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} = 9,23 \text{ cm}^2 \geq 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} b \cdot d = 0,98 \text{ cm}^2$$

• **L'espace des cadres :**

$$S_t \leq \min (20 \text{ cm}, 15\emptyset) \rightarrow S_t \leq \min (20 \text{ cm} ; 15 \times 1,4) = (20 \text{ cm} ; 21 \text{ cm})$$

$$\text{On adopte : } S_t = 15 \text{ cm}$$

• **Les armatures transversals :**

$$\text{On choisit forfaitairement : } \emptyset_t = 8 \text{ mm}$$

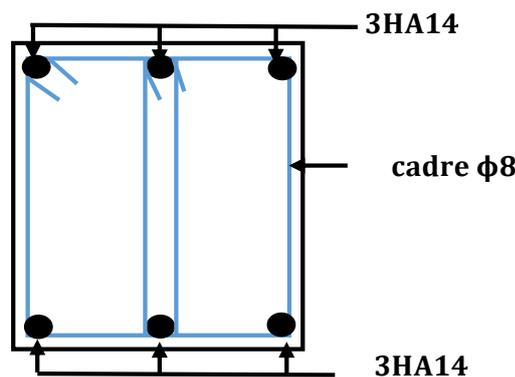


Figure VI.11 : Schéma de ferrailage de la longrine.

#### D. Ferrailage du voile périphérique :

Afin de donner plus de rigidité à la partie sous-sol de la construction et une capacité de reprendre les efforts de poussée des terres à ce niveau, il est nécessaire de prévoir un voile périphérique armé d'un double quadrillage d'armatures. D'après le RPA 99/2003, le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- ✓ L'épaisseur 15 cm ;
- ✓ Les armatures sont constituées de deux nappes ;
- ✓ Le pourcentage minimal des armatures est de 0,1% dans les deux sens (horizontal et vertical) ;
- ✓ Un recouvrement de  $40\Phi$  pour le renforcement des angles.

On adopte :  $e = 20 \text{ cm}$  ;  $H = 2,80 \text{ m}$

➤ Les moments max pour le ferrailage du voile périphérique :

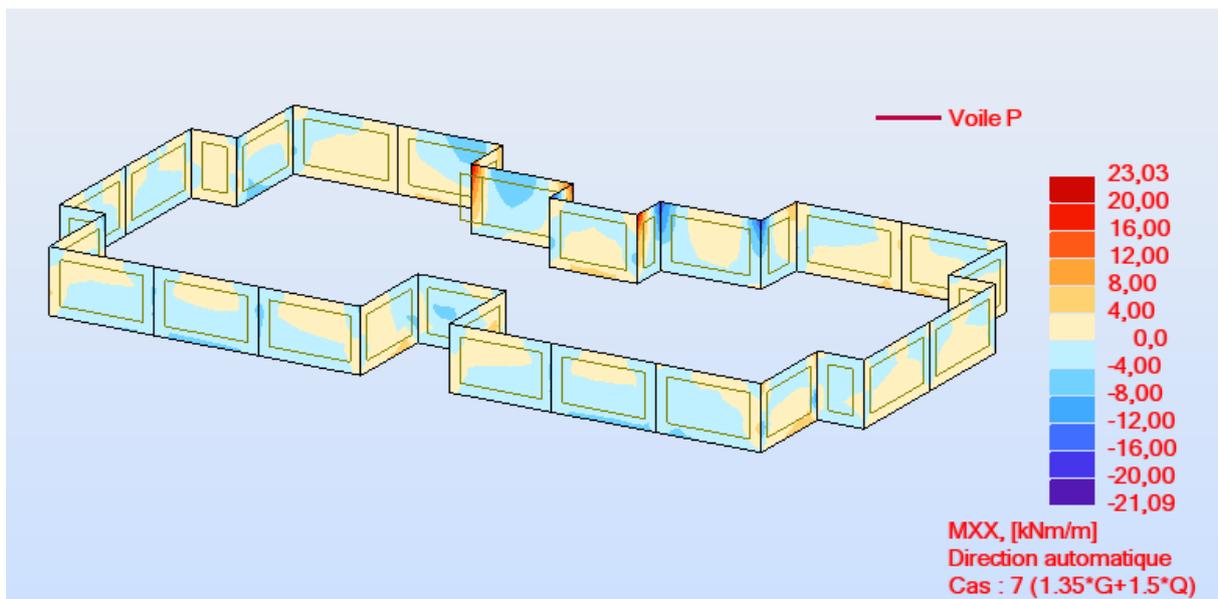


Figure VI.12 : Moments fléchissant en travée /appui sens (XX) à ELU.

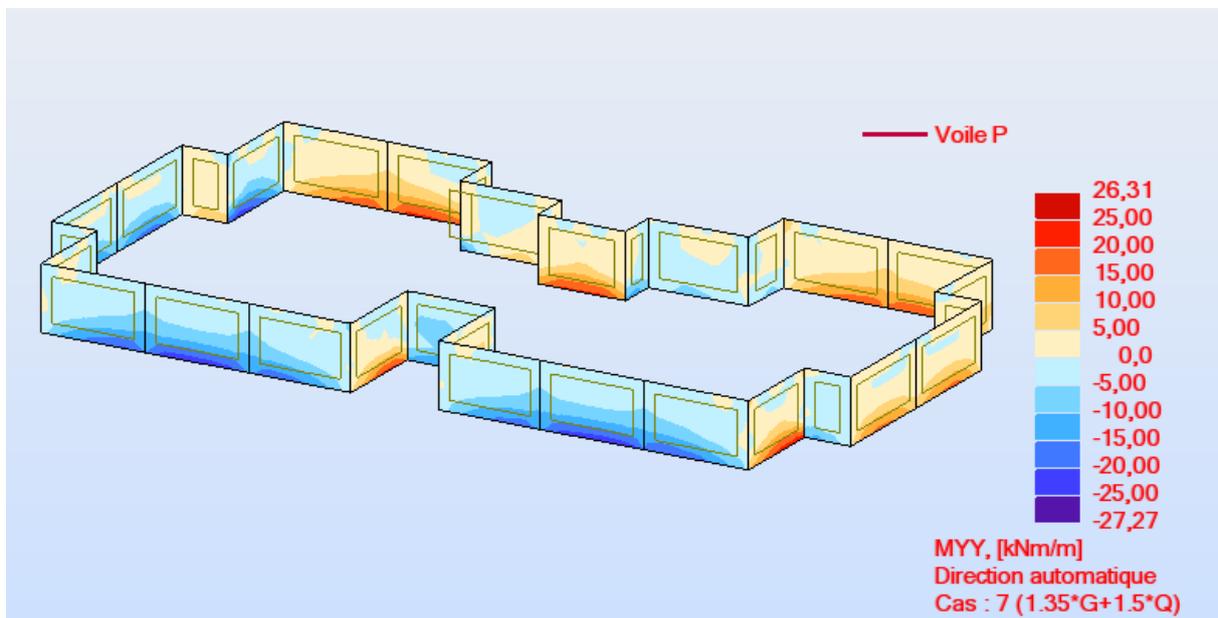


Figure VI.13 : Moments fléchissant en travée /appui sens (YY) à ELU.

**Tableau VI.4 :** Récapitulatif des moments  $M_{xx}$  et  $M_{yy}$  [KN.m/m]

$M_{xx}$		$M_{yy}$	
Travée	Appui	Travée	Appui
23,03	-21,09	26,31	-27,27

Le calcul de ferrailage se fait par une bande de 1m à l'aide de logiciel robot expert

**Tableau VI.5 :** Ferrailage du voile périphérique.

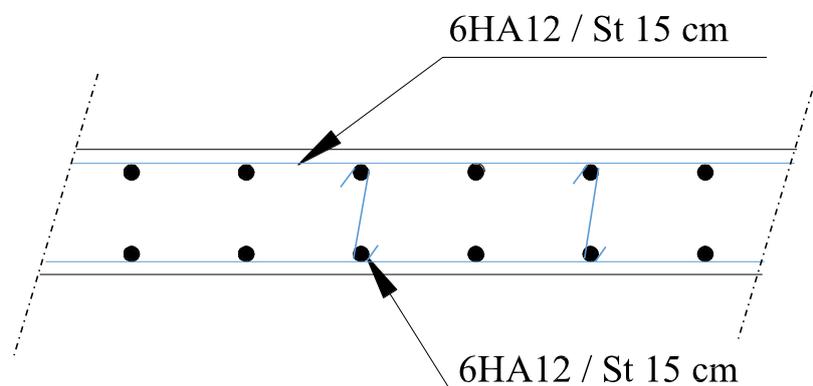
Sens	Localisation	Moment	$A_{cal}$ ( $cm^2$ )	$A_{adopté}$ ( $cm^2$ )	Choix
XX	Travée	23,03	3,8	6,79	6HA12
	Appui	-21,09	3,5	6,79	6HA12
YY	Travée	26,31	4,4	6,79	6HA12
	Appui	-27,27	4,5	6,79	6HA12

➤ **Pourcentage minimale :**

Le voile sera armé dans chaque sens (vertical et horizontal) d'au moins 0,1% de sa section ; soit :

$$A_{vmin} = A_{hmin} \geq 0,1 \% b.h = 0,001 \times 20 \times 280 = 5,6 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : **6HA12/ml = 6,79  $cm^2$** . Avec :  $S_t = 15 \text{ cm}$ .

**Figure VI.14 :** Schéma de ferrailage du voile périphérique.

***Conclusion  
générale***

# Conclusion générale

Ce projet de fin d'études a constitué une occasion précieuse de mettre en œuvre, de manière concrète et intégrée, les connaissances théoriques acquises durant notre formation en génie civil. À travers l'étude complète d'un bâtiment d'habitation en R+6, situé en zone de sismicité moyenne et contreventé par des voiles en béton armé, nous avons pu aborder de manière rigoureuse les différentes phases de conception structurelle, depuis l'analyse du site jusqu'au dimensionnement des éléments porteurs et des fondations.

La prise en compte des exigences parasismiques, conformément aux prescriptions du RPA99 version 2003, a guidé l'ensemble de notre démarche. Le choix d'un système de contreventement par voiles s'est imposé comme une solution performante pour assurer la stabilité de la structure et maîtriser les déplacements horizontaux. Le recours à des outils professionnels comme Robot Structural Analysis et Expert BA nous a permis d'acquérir une maîtrise pratique des logiciels de calcul, tout en respectant les règles du BAEL91.

Le dimensionnement d'un radier général en tant que solution de fondation s'est révélé pertinent, en cohérence avec les caractéristiques géotechniques du site et les sollicitations globales de l'ouvrage.

Au-delà des aspects purement techniques, ce travail nous a permis de développer une approche méthodique, critique et autonome face aux problématiques réelles du domaine du bâtiment. Il marque ainsi une étape importante dans notre transition vers le monde professionnel, tout en constituant une base solide pour nos futures responsabilités d'ingénieur.

Nous espérons que cette étude pourra non seulement servir de référence aux étudiants à venir, mais également contribuer, à son échelle, à la promotion d'une ingénierie structurale de qualité, ancrée dans les principes de sécurité, de durabilité et d'excellence.

*Références  
bibliographiques*

## Références bibliographiques

### Contexte réglementaire :

- RPA99/version 2003 : Règles Parasismiques Algériennes ;
- CBA93 : Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé ;
- BAEL91 : Règles de Calcul de Béton Armé Aux États Limites ;
- DTR B.C.2.2 : Document technique réglementaire (charges et surcharges).

### Cours :

- Cours de béton armé (Dr. Madi Rafik - 2022/2023).
- Cours de béton armé (Dr. Cherrait Yassine - 2023/2024).
- Cours de dynamique des structures (Pr. Benmarce - 2023/2024).
- Cours de génie parasismique (Dr. Boudjedra - 2024).
- Cours de projet structures en BA (Dr. LAFIFI Brahim - 2024)

### Livres :

- Conception des bâtiments en zone sismique Dr.Yacine Cherait ;

### Mémoire de fin d'étude :

- Étude d'une tour (R+8) à usage d'habitation en béton armé contreventée par voiles et portiques (Ouareth Abdel-Heq - Université 8 MAI 1945 Guelma /2024).
- Étude d'un bâtiment en R+9+sous-sol (Salah Salah Hadjer- Université 8 MAI 1945 Guelma /2022)
- Étude d'un Bâtiment R+6 à usage d'habitation (SIDIAISSA Belkacem & BOUHEBEL Chihab Eddine - Université Abdelhafid Boussouf – Mila /2020).

### Logiciel :

- Autodesk Robot Structural Analyses Professional 2010.
- Expert BA 2010
- Autocad 2013
- Word 2013
- Excel 2013