

*République Algérienne Démocratique et Populaire*  
*Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique*  
*Université A. MIRA – Bejaia*



*Faculté de Technologie*  
*Département de génie civil*  
*Filière : génie civil*  
*Option : Structures*



*Mémoire de fin de cycle*  
*En vue d'obtention du diplôme Master*

*Etude d'un bâtiment (R+5+1 entre sol et 2  
sous-sols) en béton armé à usage  
d'habitation, contreventé par un système  
mixte (voiles-portiques)*

*Réaliser par :*

- *BOUBADJOU YASMINE.*
- *HAMADOU MASSIVA.*

*Membres jury :*

*Mr Oudni Nasserline*  
*Mr Guechari Lounis*  
*Mme Azirou Samira*

*Président*  
*Examineur*  
*Encadrant*

*Année universitaire : 2022 / 2023*

# Remerciements

*Avant tout, nous tenons à remercier Dieu le tout puissant pour nous avoir donné la force et la patience pour mener à terme ce travail.*

*Nous remercions nos familles respectives qui nous ont toujours encouragées et soutenues durant toutes nos études.*

*Nos plus grands remerciements vont à notre promotrice Md S.Azirou pour avoir acceptée de nous guider sur le bon chemin tout au long de ce travail.*

*Nous remercions les ingénieurs de bureau d'étude Mr A.Madi*

*Ainsi, nous exprimons notre profonde reconnaissance aux membres de jury d'avoir accepté d'examiner notre manuscrit et de soulever les critiques nécessaires afin d'enrichir nos connaissances et d'apporter un plus à notre travail, sans oublier de remercier tous les enseignants qui nous ont formé..*

*On remercie également les personnes qui nous soutiennent et nous encouragent de Prêt ou de loin.*

**YASMINE et MASSIVA**

# Dédicace

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.

Je dédie ce modeste travail

- ✚ A mes très chers parents qui ont consacré toute leurs vie pour mon éducation et mes études, je leurs souhaite tout le bonheur
- ✚ A mes frères Yanis et Amine, Lyes
- ✚ A mes sœurs Souhila, Karima et Ghania
- ✚ A tous mes amies Roza, Hanane, Kenza, Siham
- ✚ En fin, je remercie mon ami mon binôme HAMADOU Massiva qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail

**YASMINE**

# Dédicace

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.

Je dédie ce modeste travail

- ✚ A mes très chers parents (Chadia et Ali) qui ont consacré toute leurs vies pour mon éducation et mes études, je leurs souhaite tout le bonheur
- ✚ A mes frères Messi et Juba, Jugurtha
- ✚ A ma chère sœur Foufa
- ✚ A mes neveux Youcef et Dylan
- ✚ A ma chère cousine Feriel
- ✚ A tous mes amis : Lamine, Tinhinane, Riad, Ahmed, Nadjim
- ✚ En fin, je remercie mon amie mon binôme BOUBAJDOU YASMINE qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail

**MASSIVA**

# NOTATIONS

<b>A', A<sub>ser</sub></b>	Section d'aciers comprimés et section d'aciers à l'ELS respectivement.
<b>A<sub>t</sub></b>	Section d'un cours d'armature transversal.
<b>A</b>	Coefficient d'accélération de zone.
<b>A</b>	Epaisseur.
<b>a</b>	Coefficient de la fibre neutre
<b>B</b>	Aire d'une section de béton.
<b>Br</b>	Section réduite.
<b>B, b</b>	la largeur (m).
<b>C<sub>T</sub></b>	Coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage
<b>C<sub>u</sub></b>	La cohésion du sol (KN/m <sup>2</sup> ).
<b>d</b>	Diamètre, dalle
<b>D</b>	Facteur d'amplification dynamique moyen.
<b>ELS</b>	Etat limite de service.
<b>ELU</b>	Etat limite ultime.
<b>E</b>	Module d'élasticité longitudinale, séisme.
<b>E<sub>i</sub></b>	Module d'élasticité instantanée.
<b>E<sub>s</sub></b>	Module d'élasticité de l'acier.
<b>E<sub>d</sub>, E<sub>c</sub></b>	Les modules de déformation.
<b>e<sub>v</sub></b>	épaisseur du voile.
<b>F</b>	Force ou action générale.
<b>f<sub>c28</sub></b>	Résistance caractéristique à la compression donnée en (MPa).
<b>f<sub>t28</sub></b>	Résistance caractéristique à la traction donnée en (MPa).
<b>f<sub>ji</sub></b>	la flèche correspondant à j.
<b>f<sub>gi</sub></b>	la flèche correspondant à g.
<b>f<sub>qi</sub></b>	la flèche correspondant à q.
<b>f<sub>gv</sub></b>	la flèche correspondant à v.
<b>Δf<sub>t</sub></b>	la flèche totale.
<b>Δf<sub>t adm</sub></b>	la flèche admissible.
<b>F</b>	Coefficient de sécurité = 1.5
<b>G</b>	Action permanente.
<b>H</b>	hauteur, la hauteur d'ancrage d'une fondation (m).
<b>h<sub>t</sub></b>	hauteur totale du plancher.
<b>h<sub>0</sub></b>	: épaisseur de la dalle de compression.
<b>h<sub>e</sub></b>	hauteur libre d'étage.
<b>I</b>	Moment d'inertie (m <sup>4</sup> ).
<b>I<sub>ji</sub></b>	Moment d'inertie correspondant à j.
<b>I<sub>gi</sub></b>	Moment d'inertie correspondant à g.
<b>I<sub>qi</sub></b>	Moment d'inertie correspondant à q.
<b>I<sub>gv</sub></b>	Moment d'inertie correspondant à v.
<b>Q</b>	Charge variable.
<b>Q</b>	Facteur de qualité.
<b>q<sub>u</sub></b>	charge ultime.
<b>q<sub>s</sub></b>	charge de service.
<b>L</b>	Longueur ou portée.
<b>L<sub>max</sub></b>	La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs (m).
<b>L<sub>x</sub></b>	distance entre nus de poutrelles.
<b>L<sub>y</sub></b>	distance entre axes d'appuis des poutrelles principales.

$l'$	longueur fictive.
$l'_g, l'_d$	Longueurs fictives à gauche et à droite respectivement.
<b>M</b>	Moment en général.
<b>Ma</b>	Moment sur appui.
<b>Mu</b>	Moment de calcul ultime.
<b>M<sub>ser</sub></b>	Moment de calcul de service.
<b>Mt</b>	Moment en travée.
<b>M<sub>0</sub></b>	moment isostatique.
$M_i$	Moment à l'appui $i$
$M_g, M_d$	Moment à gauche et à droite pris avec leurs signes.
<b>M<sub>j</sub></b>	Moment correspondant à j.
<b>M<sub>g</sub></b>	Moment correspondant à g.
<b>M<sub>q</sub></b>	Moment correspondant à q.
<b>Ns</b>	Effort normal de service.
<b>Nu</b>	Effort normal ultime
<b>N</b>	Effort normale du aux charges verticales.
$n$	est le nombre de marches sur la volée, Coefficient d'équivalence.
<b>N<sub>Tt</sub></b>	Poids total transmis par la superstructure (KN).
<b>P</b>	Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).
$P_g, P_d$	Charges uniformes à gauche et à droite respectivement.
<b>R</b>	coefficient de comportement global.
<b>S</b>	Section, surface
<b>S<sub>r</sub></b>	surface du radier (m <sup>2</sup> ).
<b>St</b>	Espacement des armatures.
<b>T</b>	Effort tranchant.
<b>T<sub>2</sub></b>	période caractéristique, associé à la catégorie du site.
<b>V</b>	Effort tranchant.
<b>W</b>	poids propre de la structure.
<b>W<sub>Qi</sub></b>	Charges d'exploitation.
<b>W<sub>Gi</sub></b>	poids du aux charges permanentes et à celles d'équipement fixes éventuels.
<b>X, Y, Z</b>	Coordonnées en général.
<b>Y</b>	Ordonnée de la fibre neutre.
<b>Z</b>	Coordonnée, bras de levier
<b>Z</b>	profondeur au-dessous de la fondation (m).
<b>b<sub>0</sub></b>	Epaisseur brute de l'arme d'une section, largeur de la nervure
<b>d</b>	Hauteur utile.
<b>e</b>	Excentricité, épaisseur.
<b>f</b>	Flèche.
<b>f<sub>bu</sub></b>	Contrainte de compression du béton à l'E.L.U.R
<b>f<sub>e</sub></b>	Limite d'élasticité.
$f_{cj}$	Résistance caractéristique à la compression à « j » jours exprimée en (MPa).
$f_{tj}$	Résistance caractéristique à la traction à « j » jours exprimée en (MPa).
<b>h<sub>t</sub></b>	hauteur total du radier (m).
<b>h<sub>n</sub></b>	hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.
<b>σ<sub>b</sub></b>	Contrainte de compression du béton.
<b>σ<sub>s</sub></b>	Contrainte de compression dans l'acier
<b>ν</b>	Coefficient de poisson
<b>σ</b>	Contrainte normale.
<b>σ<sub>j</sub></b>	Contrainte correspondant à j.
<b>σ<sub>g</sub></b>	Contrainte correspondant à g.
<b>σ<sub>q</sub></b>	Contrainte correspondant à q.

$\gamma_w$	Poids volumique de l'eau ( $t/m^3$ ).
$\gamma_b$	coefficient de sécurité.
$\gamma_s$	coefficient de sécurité.
$\varphi$	Angle de frottement interne du sol (degrés).
$\sigma_{adm}$	Contrainte admissible au niveau de la fondation (bars).
$q$	chargement KN/ml.
$\tau_{ultime}$	Valeur de cisaillement limite donné par le BAEL (MPa).
$\tau_u$	Contrainte de cisaillement (MPa).
$\eta$	Facteur d'amortissement.
$\beta$	Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.
$\mu_l$	Moment réduit limite.
$\mu_u$	Moment ultime réduit.
$\lambda_i$	Coefficient instantané.
$\lambda_v$	Coefficient différé.

# LISTE DES TABLEAUX

Tableau II.1. tableau résume les différents types de dalles pleines .....	12
Tableau II.2. Evaluation des charges de l'Ascenseur .....	20
Tableau II.3. Évaluation des charges du plancher terrasse inaccessible en corps creux.....	21
Tableau II.4. Évaluation des charges du plancher terrasse inaccessible en dalle pleine.....	22
Tableau II.5. Évaluation des charges du plancher terrasse accessible en corps creux.....	22
Tableau II.6. Évaluation des charges du plancher terrasse accessible en dalle pleine.....	22
Tableau II.7. Évaluation des charges du plancher étages courants en corps creux.....	23
Tableau II.8. Évaluation des charges du plancher étages courants en dalle pleine .....	23
Tableau II.9. Évaluation des charges des balcons.....	23
Tableau II.10. Évaluation des charges des murs intérieure.....	24
Tableau II.11. Évaluation des charges des murs extérieures.....	24
Tableau II.12. Évaluation des charges de la volée.....	24
Tableau II.13. Évaluation des charges des paliers .....	24
Tableau II.14. Poids propre de poteaux.....	26
Tableau II.15. Descente de charge du poteau C2.....	29
Tableau II.16. Résultats de vérification au flambement.....	33
Tableau II.17. Résultat de vérification aux exigences de l'RPA.....	33
Tableau III.1 Les différents types de poutrelles.....	36
Tableau III 2. Choix des méthodes de calculs pour les différents types de poutrelles.....	40
Tableau III .3. Evaluation des charges et surcharges sur poutrelles.....	41
Tableau III.4. Sollicitations dans les différents types de poutrelles.....	44
Tableau III .5. Sollicitations Maximales dans les différents types de poutrelles.....	44
Tableau III.6. Ferrailage des poutrelles des différents niveaux.....	48
Tableau III .7. Vérification de l'état limite de compression du béton de tous les étages.....	50
Tableau III.8. Vérification aux états limites de déformation dans les planchers.....	54
Tableau.III.9. Evaluation de la flèche dans les planchers.....	55
Tableau III.10. Conclusion de ferrailage des différents niveaux.....	55
Tableau III .11. Schéma de ferrailage des poutrelles.....	55
Tableau III.12. Résultats de ferrailage de la dalle D <sub>6</sub> .....	58
Tableau III.13. Vérification des contraintes.....	60
Tableau III.14. Calcul de la flèche de la dalle D <sub>6</sub> .....	63
Tableau III.15. Calcul des Sollicitation.....	64
Tableau III.16. Résultats de ferrailage.....	64
Tableau III .17. Vérification de l'effort tranchant.....	66
Tableau III.18. Vérification des contraintes (Balcon).....	67
Tableau III.19. Vérification des contraintes.....	67
Tableau III .20. Vérification des conditions de flèche.....	68
Tableau III.21. Résultats Calcul de la flèche.....	69
Tableau III.22. Le ferrailage à ELU .....	72

Tableau III.23. Vérification des contraintes à l'ELS .....	74
Tableau III.24. Vérification de la flèche dans les escaliers.....	75
Tableau III .25. Les sollicitations de la poutre palière .....	76
Tableau III.26. Ferrailage de la poutre palière à la flexion simple.....	76
Tableau III .27. Vérification de la contrainte .....	79
Tableau III.28. Ferrailage de la poutre de chaînage.....	81
Tableau III .29. Vérification des contraintes.....	81
Tableau III .30. Vérification la flèche.....	82
Tableau III .31. Charges et surcharges.....	83
Tableau III. 32. Différentes combinaisons à utiliser.....	85
Tableau IV.1. Valeurs de pénalités $P_q$ .....	91
Tableau IV.2. Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses .....	96
Tableau IV.3. Vérification sous charges verticales.....	98
Tableau IV.4. Vérification sous charges horizontales .....	99
Tableau IV.5. Vérification de l'effort normale réduit .....	100
Tableau IV.6. Vérification de la résultante des forces sismique .....	100
Tableau IV.7. Vérification de la résultante des forces sismique .....	100
Tableau IV.8. Vérification des déplacements selon X-X.....	101
Tableau IV.9. Vérification des déplacements selon Y-Y.....	101
Tableau IV.10. Vérification de l'effet P- $\Delta$ selon (x-x).....	102
Tableau IV.11. Vérification de l'effet P- $\Delta$ selon (y-y).....	103
Tableau V.1. Armatures longitudinales minimales et maximales dans des poteaux.....	106
Tableau V.2. Les sollicitations dans les poteaux.....	106
Tableau V.3. Les armatures longitudinales dans les poteaux.....	109
Tableau V.4. Ferrailages transversales des poteaux.....	110
Tableau V.5. Justification de l'effort normale ultime .....	111
Tableau V.6. Vérification des contraintes dans le béton .....	113
Tableau V.7. Vérification des sollicitations tangentes .....	114
Tableau V.8. Armatures longitudinales des poutres.....	118
Tableau V.9. Armatures transversales des poutres .....	120
Tableau V.10. Vérification des exigences de RPA .....	120
Tableau V.11. Vérification de la contrainte tangentielle .....	121
Tableau V.12. Vérification de la contrainte limite de béton.....	122
Tableau V.13. Vérification de l'état limite de la flèche.....	123
Tableau V.14. Moments résistants dans les poteaux .....	124
Tableau V.15. Moments résistants dans les poutres principales.....	124
Tableau VI.16. Vérification des zones nodales.....	124
Tableau V.17. Schéma de ferrailage des poutres.....	124
Tableau V.18. Sollicitation max de calcul dans voile $V_{x1}$ // x-x' .....	129
Tableau V.19 Sollicitation max de calcul dans voile $V_{y1}$ // y-y' .....	129
Tableau V.20 Sollicitation de calcul dans voile $V_{x1}$ dans tous les niveaux .....	129
Tableau V.21 Sollicitation de calcul dans le voile $V_{y1}$ dans tous les niveaux .....	130
Tableau VI.1. Résultats de ferrailage de radier .....	142

Tableau VI.2. Vérification des contraintes .....	143
Tableau VI.3. Résultats de ferrailage de radier adopté.....	143
Tableau.VI.4. Les nouveaux résultats de la vérification des contraintes .....	144
Tableau VI.5. Sollicitations de la nervure dans le sens longitudinal à ELU .....	145
Tableau VI.6. Sollicitations de la nervure dans le sens longitudinal à ELS .....	146
Tableau VI.7. Sollicitations de la nervure dans le sens transversal .....	147
Tableau VI.8. Sollicitations de la nervure dans le sens transversal .....	147
Tableau VI.9. Résultats de ferrailage des nervures .....	148
Tableau VI.10. Vérification des contraintes dans les nervures .....	148
Tableau VI.11. Ferrailage final adopté .....	148
Tableau.VI.12. Re-vérification des contraintes dans les nervures .....	149
Tableau VI.11. Ferrailage du voile périphérique .....	152
Tableau VI.12. Vérification des contraintes .....	154
Tableau VI.13. Ferrailage final .....	154
Tableau.VI.14. Vérification des contraintes .....	154

# LISTE DES FIGURES

Figure II.1. Schémas de la disposition des poutrelles (terrasse inaccessible).....	10
Figure II.1. Schémas de la disposition des poutrelles (étages courants).....	10
Figure II.3. Coupe du plancher à corps creux.....	11
Figure II.4 : Schéma d'une poutrelle.....	11
Figure II.5. Schéma statique d'escaliers type 1 .....	18
Figure II.6. Schéma d'escalier à deux volées .....	18
Figure II.7. Schéma d'ascenseur .....	19
Figure II.8. Coupe de l'acrotère.....	20
Figure.II.9. Vue en plan du poteau le plus sollicité.....	26
Figure II.10. La surface afférente du poteau C2.....	27
Figure II.11. La surface afférente du poteau B2.....	30
Figure III .1. Evaluation des moments fléchissant.....	38
Figure III.2. Evaluation des efforts tranchants.....	39
Figure III.3. Schéma statique de la poutrelle type 5.....	41
Figure III.4. Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	57
Figure III.5. Schéma statique de la dalle D <sub>6</sub> .....	57
Figure III.6. Section de la dalle pleine à ferrailer.....	58
Figure III.7. Schéma de ferrailages de la dalle n°6 sur quatre appuis.....	63
Figure III.8. Schéma d'escalier.....	70
Figure III.9. Schéma statique de l'escalier.....	70
Figure III 10. Sollicitations sur l'escalier.....	71
Figure III.11. Schéma de ferrailage d'escalier.....	75
Figure III.12. Schéma ferrailage de la poutre palière.....	80
Figure III.12. Schéma ferrailage de la poutre chaînage.....	83
Figure III.13. Schéma statique de l'acrotère.....	83
Figure III.14. Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	88
Figure IV.1. Spectre de réponse.....	94
Figure IV.2. Disposition des voiles.....	95
Figure IV.3. Vue en 3D du model obtenu par logiciel SAP2000.....	97
Figure IV.4. Translation suivant Y.....	97
Figure IV.5. Translation suivant X.....	97
Figure IV.6. Rotation autour Z.....	98
FigureV.1. Zone nodale.....	106
Figure V.2. Section d'un poteaux .....	113
Figure.V.3. Schéma de ferrailage des poteaux du sous-sol 3.....	115
Figure.V.4. Schéma de ferrailage des poteaux du l'entre sol 2 .....	115
Figure.V.5. Schéma de ferrailage des poteaux du sous-sol 1.....	115
Figure.V.6. Schéma de ferrailage des poteaux RDC.....	116
Figure.V.7. Schéma de ferrailage des poteaux étage 1.....	116

Figure.V.8. Schéma de ferrailage des poteaux étage 2.....	116
Figure.V.9. Schéma de ferrailage des poteaux étage 3.....	116
Figure.V.10. Schéma de ferrailage des poteaux étage 4.....	116
Figure.V.11. Schéma de ferrailage des poteaux étage 1.....	116
Figure V.12 Les moments sur la zone nodale.....	123
Figure V.13. Disposition des armatures verticales .....	128
Figure V.14. Schéma de ferrailage de panneau longitudinal $V_{X1}$ .....	131
Figure VI.1 Vue d'une semelle isolée.....	134
Figure VI.3 Présentation de zone d'impact de la charge concentrée.....	138
Figure.VI.4. Dalle sur quatre appuis.....	141
Figure.VI.5. Schéma de ferrailage du radier.....	144
Figure.VI.6. Schémas Sollicitations sur les nervures longitudinales.....	146
Figure.VI.7. Schémas Sollicitations sur les nervures transversales.....	146
Figure.VI.8. Section à ferrailer.....	147
Figure.VI.9. Schéma de ferrailage de la nervure.....	150
Figure.VI.10. Diagrammes des contraintes à l'ELU.....	152
Figure.VI.11. Schéma de ferrailage des voiles périphériques.....	154

# Table des matières

## Introduction générale

### Chapitre I : Généralités

I.1. Introduction.....	02
I.2. Présentation de l'ouvrage.....	02
I.3. Implantation de l'ouvrage.....	02
I.4. Description architecturale.....	02
I.5. Données géotechnique du site.....	02
I.6. Structure de l'ouvrage.....	03
I.6.1. Choix de système porteur.....	03
I.6.2. Les planchers.....	03
I.6.3. Maçonneries.....	03
I.6.4. Le revêtement.....	03
I.6.5. Les escaliers.....	04
I.6.6. L'acrotère.....	04
I.6.7. Gaine d'ascenseur.....	04
I.7. Caractéristique des matériaux utilisés.....	04
I.7.1. Béton.....	04
I.7.1.1. Résistance à la compression.....	04
I.7.1.2. Résistance à la traction.....	05
I.7.2. Déformation longitudinale du béton.....	05
I.7.2.1. Le module de déformation longitudinale instantané.....	05
I.7.2.2. Le module de déformation longitudinale différé.....	05
I.7.3. Module déformation transversal.....	05
I.7.4. Coefficient de Poisson.....	06
I.7.5. Contraintes de calcul du béton aux états limites.....	06
I.7.6. Les aciers.....	06
I.7.6.1. Contrainte limite.....	07
I.8. Conclusion.....	07

### Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

II.1. Introduction.....	09
II.2. Les planchers.....	09
II.2.1. Planchers à corps creux.....	09
II.2.2. Les poutrelles.....	11
II.2.3. Planchers à dalle pleine.....	11
II.3. Les poutres.....	15
II.3.1. Poutres Principales [P.P].....	15
II.3.2. Poutres Secondaires [P.S].....	16
II.3.3. Poutres de chaînage.....	16
II.4. Les voiles.....	17
II.5. Les escaliers.....	17
II.5.1. Poutre palière.....	19
II.6. Ascenseur.....	20
II.7. L'acrotère.....	21

II.8. Evaluation des charges et surcharges .....	21
II.8.1. Planchers terrasse inaccessible en corps creux .....	21
II.8.2. Planchers Terrasse inaccessible en dalle pleine.....	22
II.8.3. Planchers Terrasse accessible en corps creux.....	22
II.8.4. Planchers Terrasse accessible en dalle pleine.....	22
II.8.5. Planchers étages courants en corps creux.....	23
II.8.6. Planchers étages courants en Dalle pleine.....	23
II.8.7. Balcons.....	23
II.8.8. Murs intérieurs.....	24
II.8.9. Murs extérieurs.....	24
II.8.10. Volée.....	24
II.8.11. Palier.....	24
II.9. Les poteaux.....	25
II.9.1. Descente de charges.....	25
II.10. Conclusion.....	34

### **Chapitre III : Calcul des éléments secondaires**

III.1. Introduction.....	35
III.2. Calcul des plancher.....	35
III.2.1. Plancher à corps creux.....	35
III.2.1.1. les différents types de poutrelles.....	35
III.2.1.2. Méthode de calculs.....	35
III.2.1.3. Ferrailage des poutrelles.....	44
III.2.1.4. Vérification à l'ELU.....	47
III.2.1.5. Vérification à l'ELS.....	48
III.2.1.6. Schéma de ferrailage.....	55
III.2.1.7. Étude de la dalle de compression.....	56
III.2.2. Etude des dalles pleines .....	57
III.2.2.1. Exemple de calcul.....	57
III.3. Les escaliers.....	70
III.3.1. Calcul de l'escalier.....	70
III.3.1.1. Calcul des sollicitations.....	71
III.3.1.2. Calcul du ferrailage.....	72
III.3.2. Etude de la poutre palière.....	75
III.4. Etude de la poutre de chaînage.....	80
III.5. Etude de l'acrotère.....	83
III.5.1. Evaluation des charges et surcharges.....	83
III.5.2. Calcul des sollicitations.....	84
III.5.3. Calcul de l'excentricité.....	85

### **Chapitre IV : Etude au séisme**

IV.1. Introduction.....	90
IV.2. Modalisation.....	90
IV.3. Méthode de calcul.....	90
IV.3.1. Méthode statique équivalente.....	90
IV.3.2. Méthode d'analyse modale spectrale.....	94
IV.3.3. Méthode d'analyse par accélérogramme.....	94
IV.3.4. Exigences de RPA99/V2003 pour les systèmes mixtes.....	94

IV.4. Modélisation et résultats.....	95
IV.4.1. Disposition des voiles.....	95
IV.4.2. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par Sap2000.....	96
IV.4.3. Vérification de la résultante des forces sismiques.....	100
IV.4.4. Vérification vis à vis des déformations.....	101
IV.4.5. Justification vis à vis de l'effet P- $\Delta$ .....	102
IV.5. Conclusion.....	103

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

V.1. Introduction.....	105
V.2. Etude des poteaux. ....	105
V.2.1. Recommandations du RPA99 (version 2003).....	105
V.2.2. Sollicitations de calcul.....	106
V.2.3. Calcul du ferrailage.....	107
V.2.4. Vérifications.....	110
V.3. Etude des poutres.....	117
V.3.1. Les recommandations du RPA99 .....	118
V.3.2. Sollicitation et ferrailage des poutres.....	118
V.3.3. Armatures transversales.....	119
V.3.4. Vérification à l'ELU.....	121
V.3.5. Vérification à l'ELS.....	121
V.3.6. Vérification des zones nodales.....	123
V.4. Etude des voiles.....	127
V.4.1. Recommandation du RPA99.....	127
V.4.2. Sollicitations de calcul.....	129
V.4.3. Calcul du ferrailage des voiles.....	129
V.4.4. Vérification à l'effort tranchant.....	131

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

VI.1. Introduction.....	133
VI.2. Choix du type des fondations.....	133
VI.3. Reconnaissance du sol.....	133
VI.4. Combinaisons d'actions à considérer.....	133
VI.5. Etude des fondations.....	134
VI.5.1. Radier général.....	135
VI.5.1.2. Ferrailage de radier.....	140
VI.5.1.3. Etude des nervures.....	144
VI.5.1.4. Ferrailage de la nervure.....	147
VI.5.1.5. Schéma de ferrailage.....	150
VI.6. Voile périphérique.....	150
VI.6.1. Introduction.....	150
VI.6.1.1. Ferrailage du voile.....	151

**Conclusion**

**Bibliographie**

**Annexes**

# INTRODUCTION GENERALE

L'Algérie est parmi les pays qui est soumis à de grande activités et risques sismiques. Les récents tremblements de terre qui ont secoué l'Algérie (partie nord) au cours de ces trois dernières décennies, ont causé d'énormes pertes humaines et des dégâts matériels importants

Pour mieux se protéger contre d'éventuels événements sismiques, il est nécessaire de bien comprendre le phénomène des tremblements de terre qui est à l'origine de mouvements forts de sol.

Les ingénieurs en génie civil sont appelés à concevoir des structures dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante vis-à-vis de l'effet sismique, tout en tenant compte des aspects structuraux, fonctionnels, économiques, esthétiques et la viabilité de l'ouvrage.

Tout fois Le choix du système de contreventement dépend de certaines considérations à savoir la catégorie du site, la hauteur et l'usage de la construction ainsi que les contraintes architecturales.

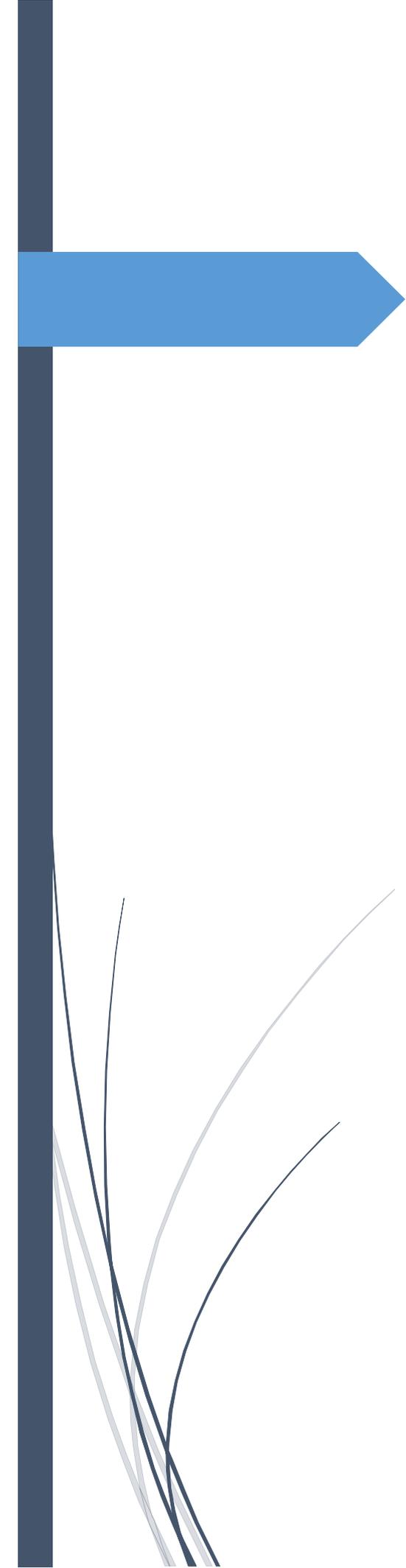
Le projet qui nous a été confié porte sur l'étude d'un bâtiment (R+5+1Sous-sol+2entres Sol) en béton armé, il regroupe à la fois des niveaux à usage d'habitations. Ce dernier situe à Bejaia dans le lieu-dit « BERCHICHE », classée selon le règlement parasismique algérien (RPA99-2003) dans une zone de moyenne sismicité (zone IIa), il est contreventé par un système mixte (voiles- portiques) avec justification de l'interaction voiles-portiques.

Les calculs ont été menés en respectant les différents codes de calcul et de conception des structures du génie civil, notamment CBA93, BAEL91, RPA99 version 2003 et les autres DTR.

Pour procéder à une bonne étude du projet, On se base sur le plan de travail suivant :

- Le premier chapitre, est consacré à des généralités.
- Le deuxième chapitre, pour le pré dimensionnement des éléments.
- Le troisième chapitre, pour l'étude des éléments secondaires.
- Le quatrième chapitre, pour l'étude dynamique.
- Le cinquième chapitre, pour l'étude des éléments structuraux.
- Le dernier chapitre, pour l'étude de l'infrastructure.

Et on termine par une conclusion générale qui synthétise notre travail.



# CHAPITRE I

Généralités

### **I.1. Introduction :**

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appuis, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique. A cet effet, on consacre ce chapitre pour donner quelques rappels et la description du projet à étudier.

### **I.2. Présentation de l'ouvrage :**

Le projet qui nous a été confié consiste à l'étude d'un bâtiment (R+5 et un 2 sous-sol, et 1 entre sols) à usage d'habitation. Il s'inscrit dans le cadre de réalisation de 42 logements, classé d'après les règles parasismiques algériennes « RPA99/2003 » dans le groupe 2.

### **I.3. Implantation de l'ouvrage :**

L'ouvrage est situé à quelques centaines de mètres de la localité de Berchiche en allant vers le village de Laazib Tercha, dans la commune d'El Kseur, la Wilaya de Béjaïa.

D'après la classification des zones sismiques des wilayas et communes d'Algérie (RPA99/2003), la wilaya de Béjaïa est classée en zone (IIa), comme une zone de moyenne sismicité.

### **I.4. Description architecturale :**

- Longueur en plan : ..... 31,65 m
- Largeur en plan : ..... 12,20 m
- Hauteur totale : ..... 26,48 m
- Hauteur du sous-sol 3 : ..... 2,80 m
- Hauteur du entre sol 2 : ..... 4,08 m
- Hauteur du sous-sol 1 : ..... 2,80 m
- Hauteur du RDC : ..... 2,80 m
- Hauteur d'étages : ..... 2,80 m

### **I.5. Données géotechniques du site :**

Les sols sont dominés par des argiles limoneuses très graveleuses moyennement compactées à des marnes argileuse avec passage des galets et très compacte en profondeurs.

- D'après le rapport de sol, le site est classé en catégorie S3 selon le DTR BC 2 48.
- Le taux de travail à adopter pour le calcul sera de  $\sigma_{adm} = 1,2$  bars.
- Les caractéristiques mécaniques jusqu'à 6,00 m de profondeur :  $C = 0,44$  bars ;  $\Phi = 33^\circ$ .

## **I.6. Structure de l'ouvrage :**

### **I.6.1. Choix de système porteur :**

La fonction de l'ossature est d'assurer la stabilité de l'ensemble qui est sollicité par :

- Les efforts verticaux dus au poids propre de la construction et la surcharge d'exploitation.
- Les efforts horizontaux dus au séisme.

Lorsque la hauteur dépasse 14m, le « RPA99/2003 » préconise un système de contreventement assuré par des voiles et des portiques.

### **I.6.2. Les planchers :**

Les planchers sont des éléments horizontaux dits « diaphragme » qui assurent la fonctionnalité de l'ouvrage et qui permettent la transmission des efforts aux éléments de contreventement.

- Un plancher doit être résistant aux charges verticales et horizontales.
- Un plancher doit assurer une isolation thermique et acoustique des différents étages.

Pour notre cas, nous avons utilisé (2) deux types de planchers :

- Plancher à corps creux pour tous les étages.
- Plancher à dalle pleine pour les balcons et les escaliers.

### **I.6.3. Maçonneries :**

Les murs de notre structure seront exécutés en brique creuse.

- **Murs extérieurs :** à double cloison
  - Brique creuse de 15 cm.
  - Brique creuse de 10 cm.
  - L'âme d'air de 5 cm d'épaisseur.
- **Murs intérieurs :** Ils sont constitués de brique creuse de 10cm.

### **I.6.4. Le revêtement :**

Le revêtement de la structure est constitué de :

- Carrelage de 2cm pour : chambres, couloir et les escaliers.
- Enduit de plâtre pour les plafonds.

- Mortier de ciment pour les murs intérieurs et crépissage des façades extérieures.

#### **I.6.5. Les escaliers :**

Les escaliers sont des éléments secondaires dans la structure qui servent à faciliter les déplacements verticaux entre les étages.

Notre structure est dotée d'un seul type d'escalier

- Escalier droit avec 2 volées et 2 paliers de repos intermédiaire.

#### **I.6.6. Acrotère :**

C'est un élément en béton armé réalisé sur la périphérie du plancher terrasse. Il joue un rôle de sécurité et de garde de corps, il a pour but d'éviter l'infiltration des eaux pluviales.

#### **I.6.7. Gaine d'ascenseurs :**

Vu la hauteur de ce bâtiment, la conception d'un ascenseur est indispensable pour faciliter le déplacement entre les différents étages.

### **I.7. Caractéristique des matériaux utilisés :**

#### **I.7.1. Béton :**

Le béton est un matériau de construction composé d'un mélange de granulats, sable et d'eau aggloméré par un liant hydraulique (ciment) qui sert de colle on y ajoute éventuellement des adjuvants.

##### **I.7.1.1. Résistance à la compression :**

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours ; notée  $f_{c28}$ . Cette valeur est mesurée à l'aide d'un essai de compression axiale sur des éprouvettes cylindriques de 16 cm de diamètre et de 32 cm de hauteur.

Selon le BAEL pour :  $j > 28$  jours  $f_{cj} = f_{c28}$

$$\text{Pour : } j < 28 \text{ jours } f_{cj} = 0,685 \times f_{c28} \times \log(j + 1)$$

D'après le CBA 93 on a pour les relations suivantes pour  $j \leq 28$  jours

$$f_{cj} = [j / (4,76 + 0,83j)] f_{c28} \quad ; \text{ Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa (Art : A.2.1.1)}$$

$$f_{cj} = [j / (1,4 + 0,95j)] f_{c28} \quad ; \text{ Pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa (Art : A.2.1.1)}$$

Pour  $j > 28$  jours :  $f_{c28} = 1,1 \times f_{c28}$  à condition que le béton ne soit pas traité thermiquement.

Pour  $1\text{m}^3$  de béton courant doser à  $350\text{ Kg/m}^3$ , la résistance moyenne  $f_{c28}$  est comprise entre 25 MPa et 30 MPa, On prendra  $f_{c28} = 25\text{ MPa}$ .

### I.7.1.2. Résistance à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à  $j$  jours, notée  $f_{ij}$  est donnée par :

$$f_{ij} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \quad ; \text{ Pour } 60\text{MPa } f_{cj} \leq 60\text{MPa} \quad (\text{Art : A.1.2.1.2})$$

- Pour notre cas :  $f_{ij} = 2,1\text{MPa}$

### I.7.2. Déformation longitudinale du béton

On distingue deux modules de déformation longitudinale du béton ; le module de Young instantané  $E_{ij}$  et différé  $E_{vj}$ .

#### I.7.2.1. Le module de déformation longitudinale instantané :

Sous des chargements de longue durée (cas courant), le module de déformation Longitudinale différé qui permet de calculer la déformation finale du béton (qui prend en compte les déformations de fluage du béton) est donné par la formule :

$$E_{ij} = 11000^3 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad , (f_{cj} = f_{c28} = 25\text{ MPa}) \text{ d'où : } E_{i28} = 32164.195\text{ MPa} \quad \text{CBA93(Art A.2.1.2.1)}$$

#### I.7.2.2. Le module de déformation longitudinale différé :

Sous des chargements de longue durée (cas courant), le module de déformation Longitudinale différé qui permet de calculer la déformation finale du béton (qui prend en compte les déformations de fluage du béton) est donné par la formule :

$$E_{vj} = 3700^3 \sqrt[3]{f_{cj}} = 10818.86\text{ MPa} \quad \text{CBA93(Art A.2.1.2.2)}$$

### I.7.3. Module déformation transversal :

$$V = \frac{\text{déformation transversale}}{\text{déformation longitudinale}} \quad \text{d'où :} \quad G = \frac{E}{2 \times (v+1)}$$

Avec :  $E$  : module de Young ;  $v$  : Coefficient de Poisson ; **CBA93(Art A.2.1.3)**

#### I.7.4. Coefficient de Poisson :

Le coefficient de Poisson représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale :

ELU :  $\nu = 0.0$  calcul des sollicitations (béton fissuré) ;

ELS :  $\nu = 0.2$  calcul des déformations (béton non fissuré).

#### I.7.5. Contraintes de calcul du béton aux états limites :

- **La contrainte de compression a l'ELU :**

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad \text{BAEL 91 (Art A.4.3.4)}$$

$\gamma_b$ : Coefficient de sécurité pour le béton tel que ;

$\theta$ : Coefficient d'application de charge ;

$$\theta = \begin{cases} 1 & ; t \geq 24h \\ 0,9 & ; 1h \leq t \leq 24h \\ 0,85 & ; t \leq 1h \end{cases}$$

$$D'ou : \Rightarrow \begin{cases} \gamma_b = 1.15 ; \text{situation accidentelle} & \rightarrow \sigma_{bc} = 18.48 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1.5 ; \text{situation durable} & \rightarrow \sigma_{bc} = 14.20 \text{ MPa} \end{cases}$$

- **La contrainte de compression a l'ELS :**

La contrainte limite d service en compression est donnée par la relation suivante :

Dans notre cas :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  ;

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \Rightarrow \text{ce qui donne : } \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{BAEL 91 (Art A.4.5.2)}$$

- **Contrainte limite de cisaillement du béton**

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par :  $\tau \leq \tau_{adm}$

$$\begin{cases} \tau_{adm} = \min \left( \frac{0.2 f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) & ; \text{pour la fissuration peu nuisible} \\ \tau_{adm} = \min \left( \frac{0.15 f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) & ; \text{pour la fissuration préjudiciable} \end{cases} \quad \text{CBA93 (A. 5. 1. 2. 1)}$$

$$D'ou : \quad \begin{array}{ll} \bar{\sigma}_u = 3,33 \text{ MPa} & \rightarrow \text{Fissuration peu nuisible} \\ \bar{\sigma}_u = 2,5 \text{ MPa} & \rightarrow \text{Fissuration préjudiciable} \end{array}$$

#### I.7.6. Les aciers :

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, son rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion.

**I.7.6.1. Contrainte limite :**

• **Etat limite ultime :**

Pour le calcul on utilise le diagramme contrainte –déformation suivant :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{et} \quad \varepsilon_{es} = \frac{\sigma_s}{E_s} \quad \text{Avec :} \quad \begin{cases} \gamma_s = 1,15 \rightarrow \textit{situation durable} \\ \gamma_s = 1 \rightarrow \textit{situation accidentelle} \\ \varepsilon_s = \textit{allongement relatif} \\ E_s = 2,1 \textit{ MPa} \end{cases}$$

CBA93(A.2.2.2)

On opte alors :  $\sigma_s = 348 \text{ MPa} \rightarrow \textit{situation durable}$

$\sigma_s = 400 \text{ MPa} \rightarrow \textit{situation accidentelle}$

• **Etat limite de service :**

- Fissuration peu nuisible : pas de vérification à faire
- Fissuration nuisible :  $\sigma_{st} = \min(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}})$
- Fissuration très nuisible :  $\sigma_{st} = \min(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}})$

$\eta$  : coefficient de fissuration.

- $\eta = 1$  ; pour les ronds lisses (RL).
- $\eta = 1,60$  ; pour les armatures à hautes adhérences (HA).

**I.8. Conclusion :**

Les matériaux ainsi adoptés pour la réalisation de notre structure sont :

Un béton ayant 25 MPa de résistance caractéristique à la compression à 28 jours et une résistance à la traction de 2.1 MPa, on distingue deux modules d'élasticité du béton, instantané est de 32164.2MPa et différé de 10818.87 MPa.

On utilise aussi un acier de nuance FeE400 ayant 400 MPa de résistance à la traction et à la compression et un module d'élasticité de 200000MPa

A dark blue vertical bar is on the left side of the page. A blue arrow points to the right from the bar, positioned horizontally across the middle of the page.

# CHAPITRE II

Pré-dimensionnement des éléments

A series of thin, curved lines in shades of blue and grey originate from the bottom left corner and sweep upwards and to the right, creating a decorative, organic shape.

## II.1. Introduction :

Le pré dimensionnement des éléments structuraux consiste à donner des dimensions aux éléments avant d'entamer l'étude du projet toute en respectant les différents règlements citez dans le premier chapitre, la transmission des charges se fait comme suit :

Chargement → planchers → poutrelles → poutres → poteaux → fondation → sol.

## II.2. Les planchers :

### II.2.1. Planchers à corps creux :

Le plancher est un élément qui joue un rôle porteur supportant les charges et surcharges, et un rôle d'isolation thermique et acoustique et séparateur entre deux étages. Il est composé de corps creux, de poutrelles et de dalle de compression. Son pré dimensionnement se fait par satisfaction de la condition suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22,5} \quad \text{(CBA93)}$$

Avec :

- $L_{max}$  : Distance maximale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.
- $h_t$  : Hauteur totale du plancher.

#### ➤ Disposition des poutrelles :

La disposition des poutrelles se fait suivant deux critères suivants :

- Critère de la petite portée : les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée.
- Critère de continuité : les poutrelles sont disposées dans le sens qui possède le plus grand nombre d'appui possible.

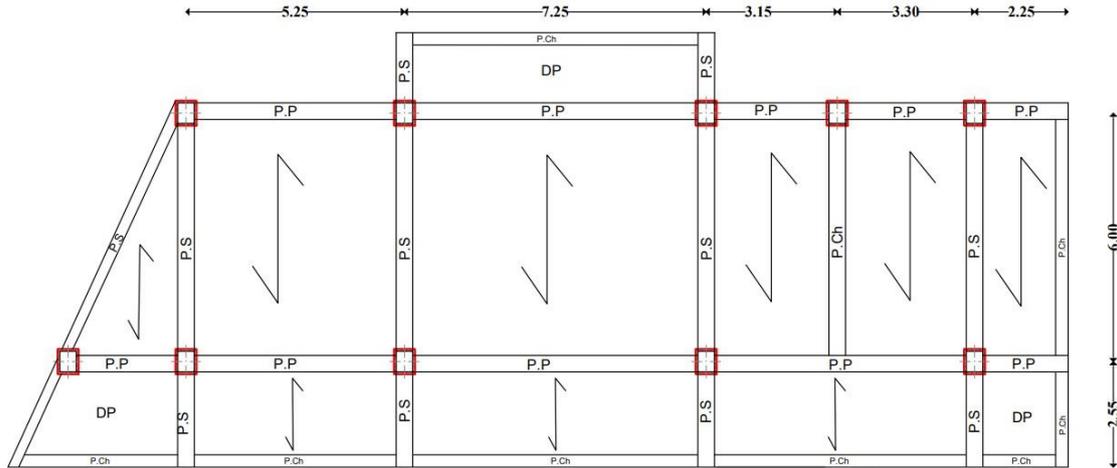


Figure II.1. Schémas de la disposition des poutrelles (terrasse inaccessible).

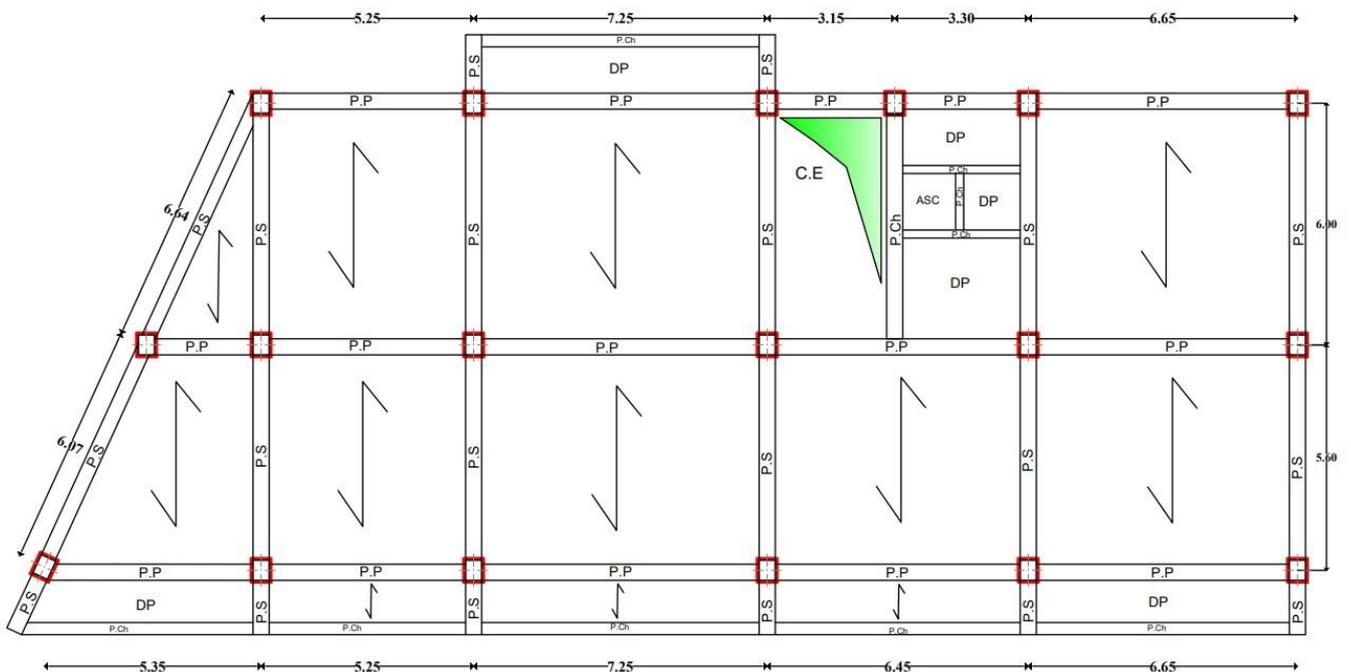


Figure II.2. Schémas de la disposition des poutrelles (étages courants).

On a :  $L_{max} = 600 - 30 = 570$  cm

Donc :

$$h_t \geq \frac{570}{22,5} = 25,33 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad h_t = 30 \text{ cm} = (25+5) \text{ cm}$$

On adoptera donc des planchers de type corps creux avec une hauteur de 30 cm

Avec :

$$\begin{cases} h_{cc} = 25 \text{ cm} ; \text{ hauteur du corps creux.} \\ h_{dc} = 5 \text{ cm} ; \text{ hauteur de la dalle de compression.} \end{cases}$$

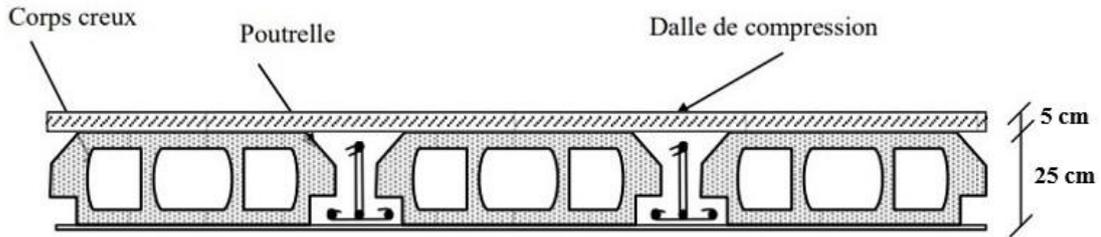


Figure II.3 : Coupe du plancher à corps creux.

### II.2.2. Les poutrelles :

Le prédimensionnement se fait selon les règles mises en œuvre par le **CBA93 (A.4.1.3)**

On a :  $h_t = 30 \text{ cm}$

$$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,8) \times h_t \Rightarrow 10 \leq b_0 \leq 20 \text{ cm} \quad ; \text{ soit : } b_0 = 12 \text{ cm}.$$

$$\frac{b-b_0}{2} = \min\left(\frac{l_x}{2} ; \frac{l_y}{10}\right) \quad \text{CBA93 (ART A.4.1.3)}$$

$L_x = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$  ; Distance entre deux nervures successives.

$L_y = 560 - 30 = 530 \text{ cm}$  ; Travée min dans les poutrelles (distance min entre deux poutres principales).

$$\frac{b-12}{2} = \min(26,5 ; 53) \text{ cm} \Rightarrow b = 65 \text{ cm}$$

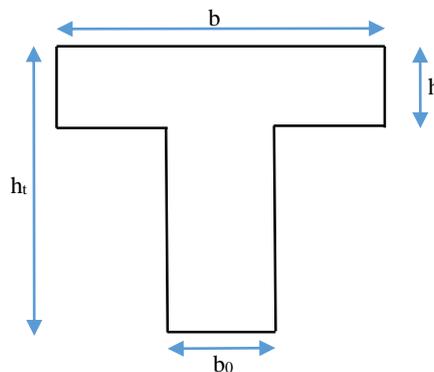


Figure II.4 : Schéma d'une poutrelle.

### II.2.3. Planchers à dalle pleine :

Le prédimensionnement des planchers à dalles pleines se fait en se basant sur les critères suivants :

➤ **Critère de résistance à la flexion :**

- $e \geq \frac{l_x}{20}$  ; Pour une dalle sur (1) ou (2) appuis.

- $\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30}$  ; Pour une dalle sur (3) ou (4) appuis ( $\rho < 0,4$ ).
- $\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40}$  ; Pour une dalle sur (3) ou (4) appuis ( $\rho \geq 0,4$ ).

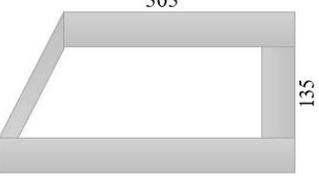
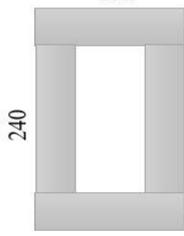
Avec :  $l_x$  : est la petite portée de la dalle la plus sollicitée.

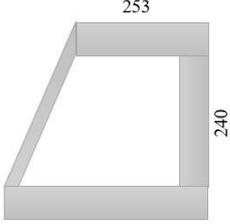
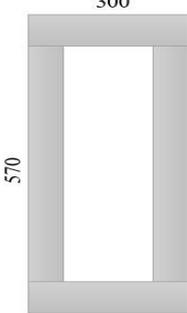
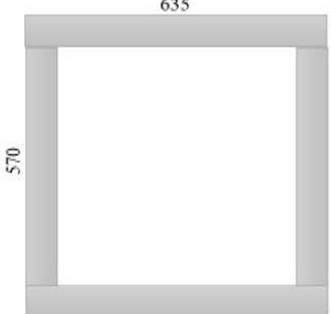
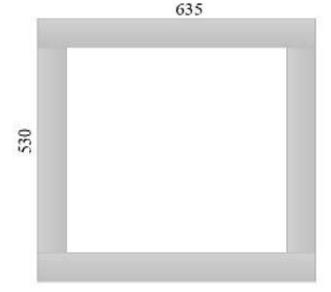
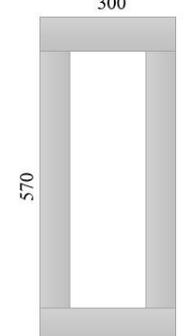
$l_y$  : est la grande portée de la dalle.

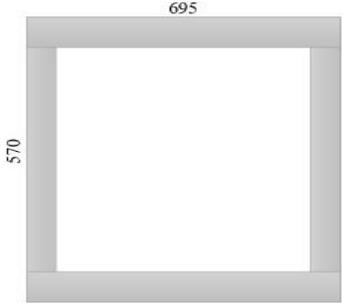
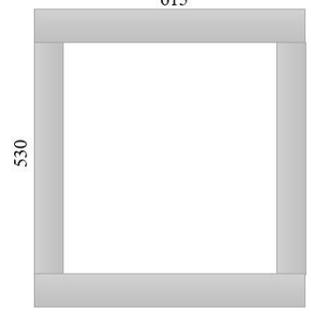
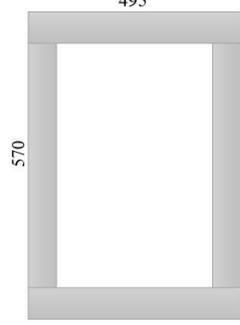
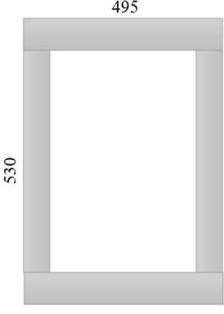
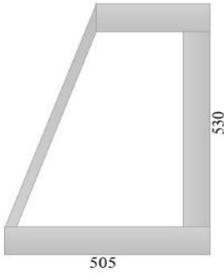
➤ **Critère de coupe-feu :**

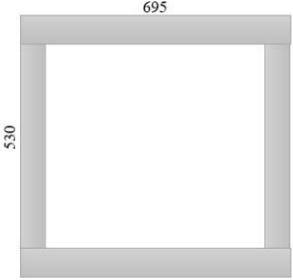
- $e \geq 7 \text{ cm}$  ; Pour 1 heure de coupe-feu.
- $e \geq 11 \text{ cm}$  ; Pour 2 heures de coupe-feu.
- $e \geq 14 \text{ cm}$  ; Pour 3 heures de coupe-feu.

**Tableau II.1 :** tableau résume les différents types de dalles pleines.

Type	Dessin et cotation	$\rho = l_x/l_y$	e (cm)
D1		$\rho = 135/695$ $\rightarrow \rho = 0,19 < 0,4$	$\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30}$ $\frac{135}{35} \leq e \leq \frac{135}{30}$ $\rightarrow 3,37 \leq e \leq 4,5 \text{ cm}$
D2		$\rho = 135/635$ $\rightarrow \rho = 0,21 < 0,4$	$\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30}$ $\frac{135}{35} \leq e \leq \frac{135}{30}$ $\rightarrow 3,37 \leq e \leq 4,5 \text{ cm}$
D3		$\rho = 135/505$ $\rightarrow \rho = 0,27 < 0,4$	$\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30}$ $\frac{135}{35} \leq e \leq \frac{135}{30}$ $\rightarrow 3,37 \leq e \leq 4,5 \text{ cm}$
D4		$\rho = 195/240$ $\rightarrow \rho = 0,81 > 0,4$	$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40}$ $\frac{195}{45} \leq e \leq \frac{195}{40}$ $\rightarrow 4,33 \leq e \leq 4,875 \text{ cm}$

D5		$\rho = 240/253$ $\rightarrow \rho = 0,94 > 0.4$	$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40}$ $\frac{240}{45} \leq e \leq \frac{240}{40}$ $\rightarrow 5,33 \leq e \leq 6 \text{ cm}$
D6		$\rho = 300/570$ $\rightarrow \rho = 0,53 > 0.4$	$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40}$ $\frac{300}{45} \leq e \leq \frac{300}{40}$ $\rightarrow 6,67 \leq e \leq 7,5 \text{ cm}$
D7		$\rho = 570/635$ $\rightarrow \rho = 0,9 > 0.4$	$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40}$ $\frac{570}{45} \leq e \leq \frac{570}{40}$ $\rightarrow 12,67 \leq e \leq 14,25 \text{ cm}$
D8		$\rho = 530/635$ $\rightarrow \rho = 0,83 > 0.4$	$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40}$ $\frac{530}{45} \leq e \leq \frac{530}{40}$ $\rightarrow 11,78 \leq e \leq 13,25 \text{ cm}$
D9		$\rho = 300/570$ $\rightarrow \rho = 0,53 > 0.4$	$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40}$ $\frac{300}{45} \leq e \leq \frac{300}{40}$ $\rightarrow 6,67 \leq e \leq 7,5 \text{ cm}$

D10		$\rho = 570/695$ $\rightarrow \rho = 0,82 > 0.4$	$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40}$ $\frac{570}{45} \leq e \leq \frac{570}{40}$ $\rightarrow 12,67 \leq e \leq 14,25cm$
D11		$\rho = 530/615$ $\rightarrow \rho = 0,86 > 0.4$	$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40}$ $\frac{530}{45} \leq e \leq \frac{530}{40}$ $\rightarrow 11,78 \leq e \leq 13,25cm$
D12		$\rho = 495/570$ $\rightarrow \rho = 0,87 > 0.4$	$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40}$ $\frac{495}{45} \leq e \leq \frac{495}{40}$ $\rightarrow 11 \leq e \leq 12,375cm$
D13		$\rho = 300/570$ $\rightarrow \rho = 0,53 > 0.4$	$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40}$ $\frac{300}{45} \leq e \leq \frac{300}{40}$ $\rightarrow 6,67 \leq e \leq 7,5cm$
D14		$\rho = 300/530$ $\rightarrow \rho = 0,56 > 0.4$	$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40}$ $\frac{300}{45} \leq e \leq \frac{300}{40}$ $\rightarrow 6,67 \leq e \leq 7,5cm$

D15		$\rho = 530/695$ $\rightarrow \rho = 0,76 > 0.4$	$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40}$ $\frac{530}{45} \leq e \leq \frac{530}{40}$ $\rightarrow 11,78 \leq e \leq 13,25 \text{ cm}$
-----	---	---	--

➤ **Conclusion :**

En tenant compte du critère de coupe-feu, on opte pour des dalles pleines d'épaisseur :

- $e = 20 \text{ cm}$  ; pour l'entre sol 2.
- $e = 12 \text{ cm}$  ; pour les autres étages.

### II.3. Les poutres :

#### II.3.1. Poutres principales [P.P] :

Ce sont les poutres susceptibles de reprendre les charges provenant des poutrelles, elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles.

Selon le BAEL91 le pré dimensionnement des poutres se fait en utilisant la condition suivante :

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

Avec :  $h$  : hauteur de la poutre.

$L_{max}$  : Distance maximale entre nus d'appuis.

D'où :  $L_{max} = 725 - 30 = 695 \text{ cm}$

$$\rightarrow 46,33 \leq h \leq 69,5 \text{ cm}$$

On prend :  $h = 60 \text{ cm}$ .

$$b = 30 \text{ cm}.$$

On opte pour une section rectangulaire  $(b \times h) = (30 \times 60) \text{ cm}^2$ .

➤ **Vérification :**

$$\left. \begin{array}{l} b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm} \quad \text{condition vérifiée} \\ h = 60\text{cm} \geq 30\text{cm} \quad \text{condition vérifiée} \\ h/b = 60/30 = 1,5 \leq 4 \quad \text{condition vérifiée} \end{array} \right\} \text{(RPA 99 version 2003 Art.7.5.1)}$$

**II.3.2. Poutres secondaires [P.S] :**

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, leur hauteur est donnée par :

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

D'où :  $L_{max} = 600 - 30 = 570 \text{ cm}$

$$\rightarrow 38 \leq h \leq 57 \text{ cm}$$

On prend :  $h = 50 \text{ cm}$ .

$$b = 30 \text{ cm}.$$

On opte pour une section rectangulaire  $(b \times h) = (30 \times 50) \text{ cm}^2$ .

➤ **Vérification :**

$$\left. \begin{array}{l} b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm} \quad \text{condition vérifiée} \\ h = 50\text{cm} \geq 30\text{cm} \quad \text{condition vérifiée} \\ h/b = 50/30 = 1,67 \leq 4 \quad \text{condition vérifiée} \end{array} \right\} \text{(RPA 99 version 2003 Art.7.5.1)}$$

**II.3.3. Poutres de chaînage :**

Le prédimensionnement des poutres de chaînage se fait en utilisant la même condition des poutres principales et secondaires :

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

D'où :  $L_{max} = 600 - 30 = 570 \text{ cm}$

$$\rightarrow 38 \leq h \leq 57 \text{ cm}$$

On prend :  $h = 45 \text{ cm}$ .

$$b = 30 \text{ cm}.$$

On opte pour une section rectangulaire  $(b \times h) = (30 \times 45) \text{ cm}^2$ .

#### II.4. Les voiles :

Élément de contreventement vertical mince et continu, généralement en béton armé, servant de couverture ou d'enveloppe ayant une dimension plus petite que les autres qui est l'épaisseur. Elle est donnée par les conditions du RPA99/2003 suivantes :

$$e \geq \max \left[ \frac{h_e}{20}; 15cm \right]$$

$h_e$  : la hauteur libre d'étage.

- **Pour le RDC, sous-sol 1 et 3, et autres étages :**

$$h_e = 280 - 30 = 250 \text{ cm} \quad \Rightarrow e \geq 12,5 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow e = 15 \text{ cm}$$

$$L \geq 4e = 4 \times 15 = 60 \text{ cm}$$

- **Pour l'entre sol 2 :**

$$h_e = 408 - 30 = 378 \text{ cm} \quad \Rightarrow e \geq 18,9 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow e = 20 \text{ cm}$$

$$L \geq 4e = 4 \times 20 = 80 \text{ cm}$$

#### II.5. Les escaliers :

Notre structure est dotée d'un seul type d'escalier :

- Escalier à deux volées : il s'agit de l'escalier principal desservant les niveaux de la structure.

Pour qu'un escalier garantie sa fonction dans les meilleures conditions de confort, on doit vérifier les conditions suivantes :

- La hauteur  $h$  des contremarches se situe entre 14 et 18 cm.
- La largeur  $g$  se situe entre 25 et 32 cm.
- La formule empirique de BLONDEL :

$$59 \text{ cm} \leq m \leq 64 \text{ cm} \quad \text{avec: } m = g + 2.h$$

$$\frac{L}{(n-1)} + 2 \times \frac{H}{n} = m$$

On fixe  $m = 64 \text{ cm}$  et on détermine  $n$  (nombre de marches) à partir duquel on déduit  $h$  et  $g$ , avec :

$$h = \frac{H}{n} ; \quad g = \frac{L}{n-1}$$

➤ **Type 1** : Escalier à deux volées (étages courants)

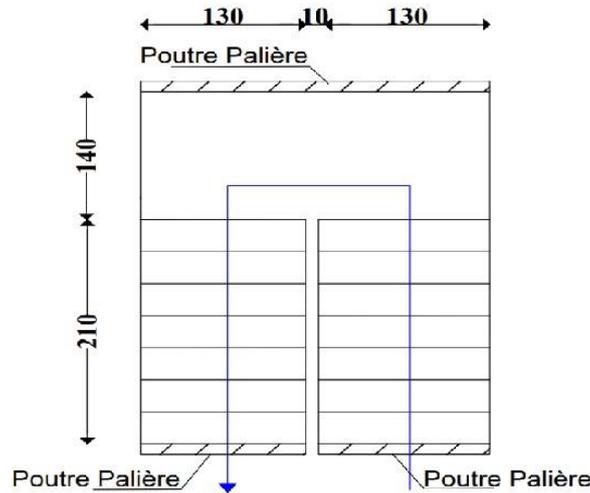


Figure II.5. Schéma statique d'escalier type 1

• **Volée :**

D'après le schéma statique du type 1 nous avons :  $H = 140 \text{ cm}$  ;  $L = 210 \text{ cm}$ .

$$\text{On a : } \frac{L}{(n-1)} + 2 \times \frac{H}{n} = 64$$

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

$$\Rightarrow 64 n^2 - (64 + 2 \times 140 + 210)n + 2 \times 140 = 0$$

$$\Rightarrow 64 n^2 + 554 n + 280 = 0 \dots \dots \dots (1)$$

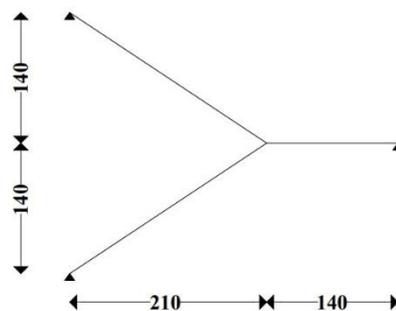


Figure II.6. Schéma d'escalier à deux volées.

La résolution de (1) nous donne :  $n = 8$  ;  $n-1 = 7$

$$\text{Donc: } \begin{cases} h = \frac{140}{8} = 17,5 \text{ cm} \\ g = \frac{210}{7} = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

• **L'épaisseur de la paille :**

L'épaisseur de la paille est donnée par :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \quad ; \quad L = L_v + L_p$$

Avec :  $L_v$  : longueur de la volée.

$L_p$  : longueur des paliers (de départ et d'arrivée).

$$L_v = \sqrt{210^2 + 140^2} = 252,38 \text{ cm}$$

$$L_p = 140 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow L = 252,38 + 140 = 392,38 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \frac{392,38}{30} \leq e \leq \frac{392,38}{20} \Leftrightarrow 13,07 \leq e \leq 19,62 \text{ cm}$$

Soit  $e = 15 \text{ cm}$  pour 2 heures du coupe-feu.

**Calcul de  $\alpha$  :**

$$\text{tg } \alpha = \frac{H}{L} = \frac{140}{210} = 0,67 \Leftrightarrow \alpha = 33,82^\circ$$

Soit  $e = 15 \text{ cm}$  pour 2 heures du coupe-feu.

**II.5.1. Poutre Palière :**

Le prédimensionnement des poutres de palières se fait en utilisant la même condition des poutres principales et secondaires :

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

$$\text{D'où : } L_{max} = 315 - 30 = 285 \text{ cm}$$

$$\rightarrow 19 \leq h \leq 28,5 \text{ cm}$$

On prend :  $h = 30 \text{ cm}$ .

$b = 30 \text{ cm}$ .

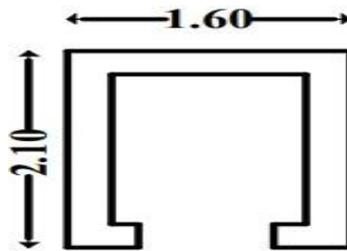
On opte pour une section rectangulaire  $(b \times h) = (30 \times 30) \text{ cm}^2$ .

➤ **Vérification :**

$$\left. \begin{array}{ll}
 b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} & \text{condition vérifiée} \\
 h = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} & \text{condition vérifiée} \\
 h/b = 30/30 = 1 \leq 4 & \text{condition vérifiée}
 \end{array} \right\} \text{(RPA 99 version 2003 Art.7.5.1)}$$

**II.6. Ascenseur :**

L'ascenseur est composé de deux éléments, la cabine et le contrepoids. Les dimensions de la cabine sont en fonction du nombre de personnes à transporter.



**Figure II.7.** Schéma d'ascenseur.

- l : Longueur : 210cm.
- L : Largeur : 160cm.
- H : Hauteur : 210cm
- $F_c = 145 \text{ KN}$  : Charge due à la cuvette.
- $P_m = 15 \text{ KN}$  : Charge due à la salle des machines.
- $D_m = 51 \text{ KN}$  : Charge due au poids propre de l'ascenseur.
- $P_p = \text{poids de } 08 \text{ personnes} = 8 \times 80 \text{ Kg} = 640 \text{ Kg} = 6,4 \text{ KN}$ .
- $G = D_m + P_m + P_p = 72,4 \text{ KN}$ .

**Tableau II.2.** Evaluation des charges de l'Ascenseur.

Poids propre de la dalle et de revêtement	La surface (m <sup>2</sup> )	Poids de la machine (KN /m <sup>2</sup> )	Poids total (KN /m <sup>2</sup> )
$G1 = 25 \times 0.2 + 22 \times 0.04$	$S = L_x \times L_y = 1.6 \times 2.1$	$G2 = F_c / S = 145 / 3.78$	$G = G1 + G2 = 5.88 + 38.35$
<b><math>G1 = 5.88 \text{ KN/m}^2</math></b>	<b><math>S = 3.78</math></b>	<b><math>G2 = 38.35</math></b>	<b><math>G = 44.23</math></b>

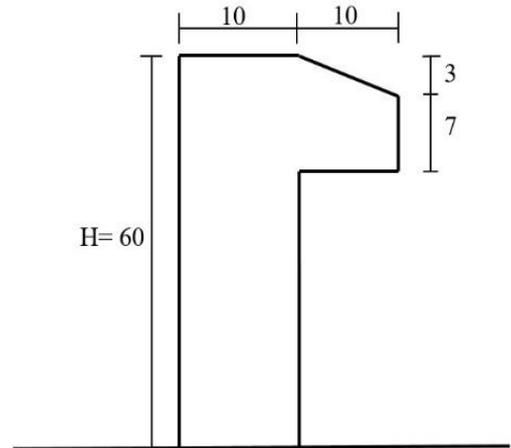
**II.7. L'acrotère :**

L'acrotère est un élément non structural contournant le bâtiment au niveau du plancher terrasse. Il est conçu pour la protection de la ligne de jonction entre elle-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales. Il sert à l'accrochage du matériel des travaux d'entretien des bâtiments.

$$H = 60 \text{ cm}$$

$$S = (0.6 \times 0.1) + (0.1 \times 0.07) + \frac{(0.1 \times 0.03)}{2}$$

$$S = 0.0685 \text{ m}^2$$



**Figure II.8.** Coupe de l'acrotère.

**II.8. Evaluation des charges et surcharges :**

**II.8.1. Planchers terrasse inaccessible en corps creux :**

**Tableau II.3.** Évaluation des charges du plancher terrasse inaccessible en corps creux.

Désignation des éléments	Epaisseurs (m)	Poids surfacique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Protection gravillon	0.05	20	1
Étanchéité multicouche	0.02	6	0.12
Forme de pente	0.1	22	2.2
Isolation thermique	0.25	0.04	0.01
Plancher à corps creux (25+5)	0.30	/	4
Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
<b>Charge permanente totale</b>			<b>G = 7,53</b>
<b>Charge d'exploitation</b>			<b>Q=1</b>

### II.8.2. Planchers Terrasse inaccessible en dalle pleine :

**Tableau II.4.** Évaluation des charges du plancher terrasse inaccessible en dalle pleine.

Désignation des éléments	Epaisseurs (m)	Poids surfacique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Gravillon de protection	0.05	20	1
Multicouche d'étanchéité	0.02	6	0.12
Isolation thermique	0.25	2,5	0.625
Forme de pente	0.1	22	2.2
Dalle pleine	0.12	25	3
Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
<b>Charge permanente totale</b>			<b>G = 7.145</b>
<b>Charge d'exploitation</b>			<b>Q=1.5</b>

### II.8.3. Planchers Terrasse accessible en corps creux :

**Tableau II.5.** Évaluation des charges du plancher terrasse accessible en corps creux.

Désignation des éléments	Epaisseurs (m)	Poids surfacique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	0.02	20	0.4
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Forme de pente	0.1	22	2.2
Isolation thermique	0.25	0.04	0.01
Plancher à corps creux (25+5)	0.3	/	4
Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
Enduit en ciment	0.015	10	0.15
<b>Charge permanente totale</b>			<b>G = 7,28</b>
<b>Charge d'exploitation</b>			<b>Q=1.5</b>

### II.8.4. Planchers Terrasse accessible en dalle pleine :

**Tableau II.6.** Évaluation des charges du plancher terrasse accessible en dalle pleine.

Désignation des éléments	Epaisseurs (m)	Poids surfacique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement en carrelage	0.02	20	0.4
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Forme de pente	0.1	22	2.2
Lit de sable	0.2	18	0.36
Dalle pleine	0.12	25	3
Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
<b>Charge permanente totale</b>			<b>G = 6,56</b>
<b>Charge d'exploitation</b>			<b>Q=1.5</b>

### II.8.5. Planchers étages courants en corps creux :

**Tableau II.7.** Évaluation des charges du plancher étages courants en corps creux.

Désignation des éléments	Epaisseurs (m)	Poids surfacique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement en carrelage	0.02	20	0.4
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Lit de sable	0.02	18	0.36
Plancher à corps creux (25+5)	0.3	/	4
Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
Cloison de séparation	0.1	9	0.9
<b>Charge permanente totale</b>			<b>G = 6,26</b>
<b>Charge d'exploitation</b>			<b>Q=1.5</b>

### II.8.6. Planchers étages courants en Dalle pleine :

**Tableau II.8.** Évaluation des charges du plancher étages courants en dalle pleine.

Désignation des éléments	Epaisseurs (m)	Poids surfacique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement en carrelage	0.02	20	0.4
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Lit de sable	0.02	18	0.36
Dalle pleine	0.12	25	3
	0.2	25	5
Enduit en plâtre	0.015	10	0.15
Cloison de séparation	0.1	9	0.9
<b>Charge permanente totale</b>		<b>Etage courant</b>	<b>G = 5,21</b>
		<b>Garage</b>	<b>G = 7,21</b>
<b>Charge d'exploitation</b>		<b>Etage courant</b>	<b>Q=1.5</b>
		<b>Garage</b>	<b>Q=5</b>

### II.8.7. Balcons :

**Tableau. II.9.** Évaluation des charges des balcons.

Désignation des éléments	Epaisseurs (m)	Poids surfacique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement en carrelage	0.02	20	0.4
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Lit de sable	0.2	18	0.36
Dalle pleine	0.12	25	3
Enduit en ciment	0.02	18	0.36
<b>Charge permanente totale</b>			<b>G = 4.52</b>
<b>Charge d'exploitation</b>			<b>Q=3.5</b>

**II.8.8. Murs intérieurs :**

**Tableau. II.10.** Évaluation des charges des murs intérieures.

Désignation des éléments	Epaisseurs (m)	Poids surfacique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
Brique creuse	0.10	9	0.9
Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
<b>Charge permanente totale</b>			<b>G =1.3</b>

**II.8.9. Murs extérieurs :**

**Tableau. II.11.** Évaluation des charges des murs extérieures.

Désignation des éléments	Epaisseurs (m)	Poids surfacique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Enduit en ciment	0.02	20	0.4
Brique creuse	0.15	9	1.35
Brique creuse	0.10	9	0,9
Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
<b>Charge permanente totale</b>			<b>G =2,85</b>

**II.8.10. Volée :**

**Tableau. II.12.** Évaluation des charges de la volée.

Désignation des éléments		Epaisseurs (m)	Poids surfacique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement en carrelage	Horizontale	0.02	20	0.4
	Verticale	0.02*0.17/0.3		0.23
Mortier en pose	Horizontale	0.02	20	0.4
	Verticale	0.02*0.17/0.3		0.23
Marche		0.17/2	22	1,87
Paillasse		0.15/cos (33,82)	25	4.49
Enduit de ciment		0.015/cos α	18	0.32
<b>Charge permanente totale</b>				<b>G =7.94</b>
<b>Charge d'exploitation</b>				<b>Q=2.5</b>

**II.8.11. Palier :**

**Tableau. II.13.** Évaluation des charges des paliers.

Désignation des éléments	Epaisseurs (m)	Poids surfacique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement en carrelage	0.02	20	0.4
Mortier en pose	0.02	20	0.4

Lit de sable	0.02	18	0.36
Dalle pleine	0.15	25	3.75
Enduit de ciment	0.02	10	0.2
<b>Charge permanente totale</b>			<b>G =5.11</b>
<b>Charge d'exploitation</b>			<b>Q=2.5</b>

### II.9. Les poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux sera établi en faisant le calcul de la section en béton ; après avoir effectué la descente de charge sur le poteau le plus sollicité. Les sections prises au départ seront vérifiées par rapport aux critères suivants :

- Critère de résistance.
- Critères de stabilité de forme.
- Règlement du RPA 99.

Les sections des poteaux préalablement adoptées sont :

Sous-sol 3 et l'ente sol 2 ..... (50×55) cm<sup>2</sup>.

Sous-sol 1 et RDC ..... (45×50) cm<sup>2</sup>.

1<sup>eme</sup> et 2<sup>eme</sup> étage ..... (40×45) cm<sup>2</sup>.

3<sup>eme</sup> et 4<sup>eme</sup> étage ..... (35×40) cm<sup>2</sup>.

5<sup>eme</sup> étage ..... (30×35) cm<sup>2</sup>.

#### II.9.1. Descente de charges :

La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions (charges et surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu'au niveau le plus bas avant sa transmission au sol. Elle permet l'évaluation de la plupart des charges revenant à chaque élément de la structure en considérant :

- Le poids propre de l'élément.
- La charge de plancher qu'il supporte.
- La part de cloison répartie qui lui revient.
- Les éléments secondaires (escalier, acrotère...)

❖ **Loi de dégression :**

Elles s'appliquent aux bâtiments à grand nombre où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. C'est le cas de bâtiments à usage d'habitation ou d'hébergement :

On adopte :

- Sous la terrasse :  $Q_0$ .
- Sous le premier étage à partir du sommet ( $i=1$ ) :  $Q_0+Q_1$ .
- Sous le deuxième étage ( $i=2$ ) :  $Q_0+0.95\times(Q_1+Q_2)$ .
- Sous le troisième étage ( $i=3$ ) :  $Q_0+0.90\times(Q_1+Q_2+Q_3)$ .
- Sous le quatrième étage ( $i=4$ ) :  $Q_0+0.85\times(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$ .
- Pour  $n$  étage ( $n > 5$ ) :  $Q_0 + \frac{3+n}{2n} \times (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+\dots+Q_n)$

Dans notre étude La descente de charges va se faire pour le Poteau **C2** et **B2**, qui nous semblent d'être les plus sollicités comme la montre la figure ci-dessous :

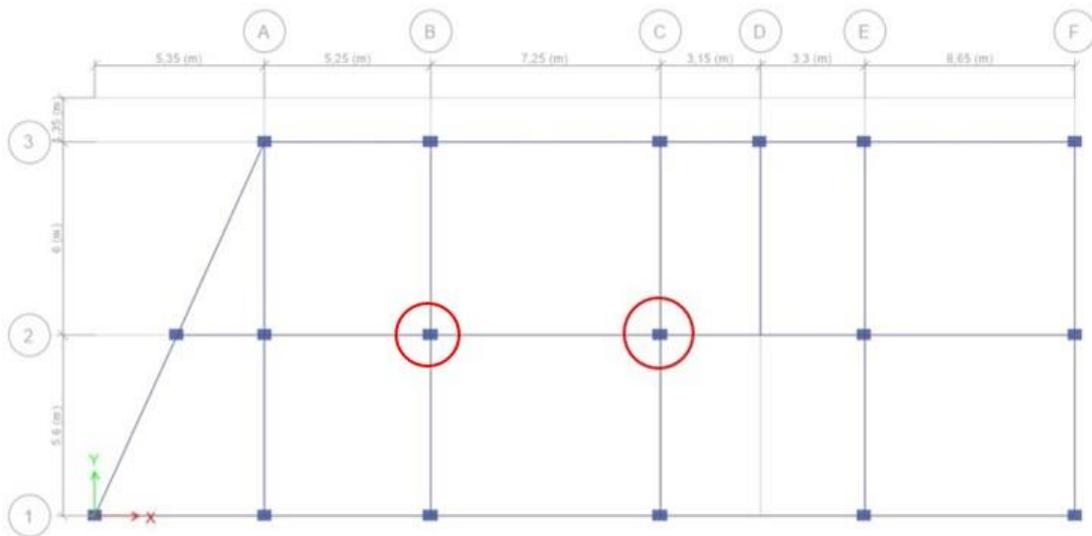


Figure.II.9. Vue en plan du poteau le plus sollicité.

• **Poids propre des poteaux :**

Tableau.II.14. Poids propre de poteaux.

Etage	Sous-sol 3	Entre sol2	Sous-sol 1 et RDC	1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup>	3 <sup>ème</sup> et 4 <sup>ème</sup>	5 <sup>ème</sup>
Surface (m <sup>2</sup> )	0,275	0,275	0,225	0,18	0,14	0,105

<b>Hauteur d'étage (m)</b>	2,8	4,08	2,8	2,8	2,8	2,8
<b>Poids (KN)</b>	19,25	28,05	15,75	12,6	9,8	7,35

• **Calcul du poids propre des éléments revenants au poteau (C2) :**

- Poids propre des poutres :

$$P_S = 25 \times 0,3 \times 0,5 \times (2,65 + 2,85) = 20,625 \text{ KN.}$$

$$P_p = 25 \times 0,3 \times 0,6 \times (3,475 + 3,075) = 29,475 \text{ KN.}$$

$$P_{ch} = 25 \times 0,3 \times 0,45 \times (2,65 + 2,85) = 18,39 \text{ KN.}$$

- Poids propre de mur :

$$P_{mur} = G_{mur} \times S_{mur} = 2,85 \times [3,475 \times (2,8 - 0,5) + 2,85 \times (2,8 - 0,5)] = 41,46 \text{ KN}$$

• **Calcul des Surfaces afférentes :**



**Figure II.10.** La surface afférente du poteau C2

- **Sous charges permanentes G :**

**Terrasse inaccessible :** Les quatre surfaces sont en corps creux

$$S_1 = 3,475 \times 2,85 = 9,9 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 3,075 \times 2,85 = 8,763 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 3,075 \times 2,65 = 8,15 \text{ m}^2$$

$$S_4 = 3,475 \times 2,65 = 9,21 \text{ m}^2$$

**Etage courant :** Les surface S<sub>1</sub>, S<sub>2</sub>, S<sub>3</sub> sont en corps creux, et S<sub>4</sub> est en dalle pleine, elle représente la surface afférente de l'escalier.

$$S_{affGcc} = S_1 + S_3 + S_4 = 27,264 \text{ m}^2$$

$$S_{Gpalier} = 3,075 \times 2,5 = 7,68 \text{ m}^2$$

$$S_{Gvolée} = 3,075 \times 0,35 = 1,076 \text{ m}^2$$

- **Sous charges d'exploitation :**

**Terrasse inaccessible :**

$$S_{affQ} = S_{affG} + (0,3 \times 12,05) = 36,03 + (0,3 \times 12,05)$$

$$\Rightarrow S_{affQ} = 39,65 \text{ m}^2$$

**Etage courant :**

$$S_{affQcc} = 27,264 + (0,3 \times 12,05) = 30,88 \text{ m}^2$$

$$S_{Qpalier} = 3,075 \times 2,5 = 7,68 \text{ m}^2$$

$$S_{Qvolée} = 3,075 \times 0,35 = 1,076 \text{ m}^2$$

• **Calcul des poids :**

**Terrasse inaccessible :**

$$N_{GTI} = 7,33 \times 36,06 = 264,32 \text{ KN}$$

$$N_{QTI} = 1 \times 39,65 = 39,65 \text{ KN}$$

**Etage courant :**

$$\text{On a : } \begin{aligned} N_{G\text{Plancher}} &= G \times S_{affG} \\ N_{Q\text{Plancher}} &= Q \times S_{affQ} \end{aligned}$$

$$N_{Gcc} = 6,26 \times 27,264 = 170,67 \text{ KN}$$

$$N_{Gpalier} = 5,11 \times 7,68 = 39,24 \text{ KN}$$

$$N_{Gvolée} = 7,94 \times 1,076 = 8,54 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow N_{GEC} = N_{Gcc} + N_{Gpalier} + N_{Gvolée} = 218,45 \text{ KN}$$

$$N_{Qcc} = 1,5 \times 33,88 = 46,32 \text{ KN}$$

$$N_{Qpalier} = 2,5 \times 7,68 = 19,2 \text{ KN}$$

$$N_{Qvolée} = 2,5 \times 1,076 = 2,69 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow N_{QEC} = N_{Qcc} + N_{Qpalier} + N_{Qvolée} = 68,21 \text{ KN}$$

• **POUR LE SOUS SOL 1 :**

$$N_{G DP} = N_{DP} \times S_1 = 5,21 \times 9,904 = 51,59 \text{ KN}$$

$$N_{G Escalier} = N_{G palier} + N_{G volée} = 8,54 + 39,24 = 47,78 \text{ KN}$$

$$N_{G CC} = G_{CC} \times (S_3 + S_4) = 6,26 \times (8,15 + 9,21) = 108,67 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow N_G = N_{G DP} + N_{G escalier} + N_{G CC}$$

$$N_G = 51,59 + 47,78 + 108,67 = 208,04 \text{ KN}$$

• **POUR L'ENTRE SOL 2 :**

$$N_{G DP} = G_{DP} \times (S_1 + S_3 + S_4) = 7,21 \times 27,264 = 196,57 \text{ KN}$$

$$N_{G palier} = 5,11 \times 7,68 = 39,24 \text{ KN}$$

$$N_{G volée} = 7,94 \times 1,016 = 8,54 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow N_G = 244,35 \text{ KN}$$

Les résultats de la descente de charge pour le poteau C2 sont dans le tableau suivant :

**Tableau.II.15 : Descente de charge du poteau C2.**

Niveau	Elément	G (KN)	Q (KN)
<b>N5</b>	Plancher Terrasse inaccessible	264,32	
	Poutres	68,49	
	Poteau	7,35	
	Mur	41,46	
	<b>Somme</b>	<b>381,62</b>	<b>39,65</b>
<b>N4</b>	Venant de N5	381,62	
	Plancher EC+ Escalier	218,45	
	Poutres	68,49	
	Poteau	9,8	
	Mur	41,46	
<b>Somme</b>	<b>719,82</b>	<b>107,86</b>	
<b>N3</b>	Venant de N4	719,82	
	Plancher EC +Escalier	218,45	
	Poutres	68,49	
	Poteau	9,8	
	Mur	41,46	
<b>Somme</b>	<b>1058,02</b>	<b>176,07</b>	
<b>N2</b>	Venant de N3	1058,02	
	Plancher EC+ Escalier	218,45	
	Poutres	68,49	
	Poteau	12,6	
	Mur	41,46	
<b>Somme</b>	<b>1399,02</b>	<b>244,28</b>	

<b>N1</b>	Venant de N2	1399,02	
	Plancher EC+ Escalier	218,45	
	Poutres	68,49	
	Poteau	12,6	
	Mur	41,46	
	<b>Somme</b>	<b>1740,02</b>	<b>271,56</b>
<b>RDC</b>	Venant de N1	1740,02	
	Plancher EC+ Escalier	218,45	
	Poutres	68,49	
	Poteau	15,75	
	Mur	41,46	
	<b>Somme</b>	<b>2084,17</b>	<b>312,49</b>
<b>Sous-sol 1</b>	Venant de RDC	2084,17	
	Plancher EC+ Escalier	244,35	
	Poutres	68,49	
	Poteau	15,75	
	Mur	41,46	
	<b>Somme</b>	<b>2454,22</b>	<b>346,6</b>
<b>Entre sol2</b>	Venant de sous-sol 1	2454,22	
	Plancher dalle pleine +Es	227,86	
	Poutres	68,49	
	Poteau	28,05	
	Mur	41,46	
	<b>Somme</b>	<b>2820,08</b>	<b>380,7</b>
<b>Sous-sol 3</b>	Venant de sous-sol 2	2820,08	
	Poutres	68,49	
	Poteau	19,25	
	Mur	41,46	
	<b>Somme</b>	<b>2949,28</b>	<b>414,81</b>

$$Nu = 1,35 \times 2949,28 + 1,5 \times 414,81 = 4603,743kN.$$

➤ **Calcul du poids propre des éléments revenants au poteau (B2) :**

• **Calcul des Surfaces afférentes :**

- **Sous charges permanentes G :**

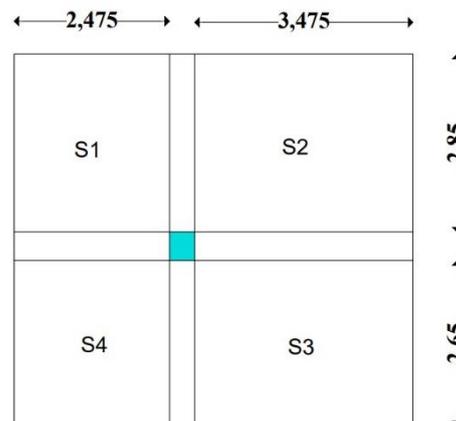
$$S1 = 7,054m^2$$

$$S2 = 9,903m^2$$

$$S3 = 9,21m^2$$

$$S4 = 6,56m^2$$

$$\Rightarrow S_{aff} = 32,727m^2$$



**Figure II.11.** La surface afférente du poteau B2

- **Sous charges d'exploitation :**

**Terrasse inaccessible :** Les quatre surfaces sont en corps creux

$$S_{aff Q} = S_{aff G} + (0,3 \times 11,45) = 32,727 + (0,3 \times 11,45)$$

$$\Rightarrow S_{aff Q} = 36,162m^2$$

**Etage courant :** Les quatre surfaces sont en corps creux

$$S_{aff CC} = S_{aff G} + (0,3 \times 11,45) = 32,727 + (0,3 \times 11,45)$$

$$\Rightarrow S_{aff QCC} = 36,162m^2$$

- **Calcul des poids :**

**Terrasse inaccessible :**

$$N_{GTI} = 7,33 \times 32,727 = 239,9KN$$

$$N_{QTI} = 1 \times 36,162 = 36,162KN$$

**Etage courant :**

$$N_{G Plancher} = G \times S_{aff G}$$

$$N_{Q Plancher} = Q \times S_{aff Q}$$

$$N_{GCC} = 6,21 \times 32,727 = 203,32KN$$

$$N_{QCC} = 1,5 \times 36,162 = 54,243KN$$

**Pour l'entre sol 2 :** Les quatre surfaces sont en dalle pleine

$$N_{GDP} = 7,21 \times 32,727 = 235,962 KN$$

L'effort normal trouvé après avoir effectué la descente de charge pour le poteau **B2** est :

$$G=2807,404KN ; Q=318,23KN$$

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

$$N_u = 4267,3404 KN$$

Donc c'est le poteau C2 qui est le plus sollicité sous charges verticales.

**II.9.2. La vérification du poteau (C2) :**

- **Vérification à la compression :**

$$N_u = 1,35 \times 2949,28 + 1,5 \times 414,81 = 4603,743KN$$

Selon le BAEL Nu doit être majoré de **10%**

$$N_u^* = 1,1 \times 4603,743 = 5064,1173 \text{ KN}$$

$$B_{cal} \geq \frac{N_u^*}{f_{bu}} \Rightarrow B_{cal} \geq \frac{5064,1173 \times 10^{-3}}{14,2} = 0,356 \text{ m}^2$$

La section supposée du poteau (**B2**) à la base du bâtiment (sous-sol 3) est :

$$\rightarrow B = 0,50 \times 0,55 = 0,275 \text{ m}^2 \dots\dots\dots \textit{Condition non vérifiée.}$$

La section supposée est inférieure à la section calculée (section minimale requise), le poteau risque l'écrasement sous effort de compression, il faut augmenter la section du poteau du **sous-sol 3**

$$\text{Soit } B = 0,60 \times 0,65 = 0,39 \text{ m}^2$$

$$B_{cal} = 0,356 \text{ m}^2 \leq B = 0,60 \times 0,65 = 0,39 \text{ m}^2 \dots\dots\dots \textit{Condition vérifiée}$$

- **Vérification au flambement (stabilité de forme) :**

On doit vérifier que :

$$N_u^* \leq \alpha \left( \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} + \frac{A_s \cdot f_e}{\gamma_s} \right)$$

$B_r$  : section réduite de poteau  $\Rightarrow B_r = (b - 2) \times (h - 2)$

$A_s$  : section des armatures calculées.

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

$N$  : Effort normal (en N).

$\gamma_b = 1,15$  ; Coefficient de sécurité du béton.

$\gamma_s = 1,5$  ; Coefficient de sécurité du béton.

$\alpha$  : Coefficient en fonction de l'élanement  $\lambda$  qui prend les valeurs :

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \dots\dots\dots 0 < \lambda \leq 50 \\ 0,6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \dots\dots\dots 50 < \lambda \leq 70 \end{cases}$$

$l_f$  : longueur de flambement :  $l_f = (0,7 \times l_0)$

$i$  : rayon de giration défini par :  $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

$\lambda$  : est définie comme suite :  $\lambda = \frac{l_f}{i}$

I : moment d'inertie:  $I = (h \times b^3) / 12$ .

$L_0$  : longueur du poteau

$$B = 0,6 \times 0,65 = 0,39 \text{ m}^2$$

$$I = (0,6 \times 0,65^3) / 12 \rightarrow I = 0,0137 \text{ m}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{0,0137}{0,39}} = 0,187$$

$$\lambda = \frac{1,96}{0,187} = 10,48 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{10,48}{35}\right)^2} = 0,835$$

On doit vérifier que :

$$B_r^{cal} = \frac{N_u^*}{\alpha \times \left(\frac{f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s}\right)} = \frac{5151,51 \times 10^{-3}}{0,835 \times \left(\frac{25}{0,9 \times 1,5} + \frac{400}{100 \times 1,15}\right)} = 0,28 \text{ m}^2$$

Or:  $B_r = (60 - 2) \times (65 - 2) = 0,3654 \text{ m}^2$

$B_r = 0,3654 \text{ m}^2 > B_r^{cal} = 0,28 \text{ m}^2$  ..... condition vérifiée.

**Tableau.II.16** : Résultats de vérification au flambement.

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	N <sub>u</sub> * (KN)	L0 (m)	If (m)	I (m <sup>4</sup> )	λ	A	Br cal	Br	Observation
N5	30 × 35	641,84	2,8	1,96	0,1	19,6	0,79	0,0163	0,0924	Vérifier
N4	35 × 40	1266,32	2,8	1,96	0,11	17,82	0,81	0,071	0,1254	Vérifier
N3	35 × 40	1890,4	2,8	1,96	0,11	17,82	0,81	0,106	0,1254	Vérifier
N2	40 × 45	2519,45	2,8	1,96	0,129	15,19	0,819	0,139	0,1634	Vérifier
N1	40 × 45	3080,56	2,8	1,96	0,129	15,19	0,819	0,17	0,1634	Non Vérifier
RDC	45 × 50	3668,87	2,8	1,96	0,144	13,61	0,825	0,202	0,2064	Vérifier
Sous-sol 1	45 × 50	4284,38	2,8	1,96	0,144	13,61	0,825	0,236	0,2064	Non Vérifier
Entre sol 2	50 × 55	4893,65	4,08	2,856	0,158	18,07	0,806	0,27	0,2544	Non Vérifier
Sous-sol 3	60 × 65	5151,51	2,8	1,96	0,0137	10,48	0,835	0,28	0,3074	Vérifier

- **Vérification aux exigences d'exigences de l'RPA :**

**Tableau.II.17** : Résultat de vérification aux exigences de l'RPA

Poteau	Sous-sol 3	Entre sol 2	Sous-sol 1 et RDC	1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étage	3 <sup>ème</sup> et 4 <sup>ème</sup> étage	5 <sup>ème</sup> étage
Min (b × h) ≥ 25cm	60 × 65	50 × 55	45 × 50	40 × 45	35 × 40	30 × 35
Min (b, h) ≥ $\frac{he}{20}$	14,7	20,4	14,7	14,7	14,7	14,7
$0,25 < \frac{b}{h} < 4$	0,92	0,91	0,9	0,9	0,875	0,857
<b>Observation</b>	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier

## II.10. Conclusion :

Le pré-dimensionnement est fait en guise d'un avant-projet en répondant aux différentes exigences de pré dimensionnement données par **RPA99.V2003**, **BAEL91** et **CBA93**, dans le but d'avoir une estimation des dimensions des sections des différents éléments à adopter. Les sections adoptées sont :

- **Les poteaux :**

Les sections des poteaux préalablement adoptées sont :

Sous-sol 3 ..... (60×65) cm<sup>2</sup>.

Entre sol 2 ..... (55×60) cm<sup>2</sup>.

Sous-sol 1..... (50×55) cm<sup>2</sup>.

RDC et 1<sup>eme</sup> ..... (45×50) cm<sup>2</sup>

2<sup>eme</sup> étage. .... (40×45) cm<sup>2</sup>.

3<sup>eme</sup> et 4<sup>eme</sup> étage ..... (35×40) cm<sup>2</sup>.

5<sup>eme</sup> étage ..... (30×35) cm<sup>2</sup>.

- **Les poutres :**

Poutres principales : ..... (30×60) cm<sup>2</sup>.

Poutres secondaires ..... (30×50) cm<sup>2</sup>.

Poutre de chaînage..... (30×45) cm<sup>2</sup>.

- **Les voiles :**

Pour le RDC, Sous-sol 1 et 3, et autres étages : **e = 15 cm.**

Pour l'entre sol 2 : **e = 20 cm.**

- **Dalle pleine et escalier :**

Pour tous les niveaux : **e = 15 cm.**

Pour l'entre sol 2 : **e = 20 cm.**

A dark blue vertical bar runs down the left side of the page. A lighter blue arrow points to the right from the bar, positioned horizontally across the top section of the page.

# CHAPITRE III

Etude des éléments secondaires

A series of thin, dark blue and grey wavy lines originate from the bottom left corner and curve upwards and to the right, creating a decorative, organic shape.

### III.1. Introduction :

Les éléments non structuraux sont des éléments qui n'ont pas une fonction de contreventement. Le calcul de ces éléments se fait sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation.

Dans ce chapitre, le calcul va concerner les éléments suivants : les planchers (corps creux et en dalle pleine), les escaliers, poutres palières et poutres de chainages et l'ascenseur.

### III.2. Calcul des planchers :

Dans notre projet nous rappelons que nous avons deux types de planchers : plancher à corps creux et plancher à dalle pleine.

#### III.2.1. Plancher à corps creux :

Ce type de plancher est constitué de corps creux (hourdis creux) qui ne sont que des éléments de remplissage, de compression.

Le calcul sera fait pour deux éléments :

- Poutrelle.
- Dalle de compression.

#### III.2.1.1. les différents types de poutrelles :

Le sens de disposition des poutrelles adopté donne naissance à des différents types de poutrelles selon le nombre d'appuis comme elles sont résumées sur le tableau suivant :

**Tableau III.1.** Les différents types de poutrelles.

Niveau	Type	Schéma statiques
<b>Terrasse inaccessible</b>	<b>Type 1</b>	
<b>Terrasse accessible</b>	<b>Type 2</b>	
	<b>Type 3</b>	

<b>Etage courant</b>	<b>Type 4</b>	
	<b>Type 5</b>	

### III.2.1.2. Méthode de calculs :

Les poutrelles sont calculées à la flexion simple sous les charges permanentes (G) et la surcharge d'exploitation (Q) comme une poutre continue sur plusieurs appuis.

Pour le calcul des sollicitations, on applique deux méthodes qui sont :

#### a. Méthode forfaitaire :

##### - Condition d'application :

C'est une méthode qui s'applique pour les poutres (poutrelles) continues et pour les dalles portant dans un seul sens ( $Lx/Ly \leq 0.4$ ).

Il faut que :

- Le plancher soit à surcharge modérée c'est-à-dire :  $Q \leq \min(2G ; 5\text{KN}/m^2)$ .
- Le moment d'inertie soit constant sur toutes les travées.
- Que le rapport :  $0.8 \leq Li/Li+1 \leq 1.25$
- La fissuration est peu nuisible.

##### - Exposée de la méthode :

Soit une poutrelle continue soumise à une charge q.

Et soit :  $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$  ; avec  $\alpha$  : coefficient d'importance.

#### ❖ Les moments :

##### Moment sur appuis :

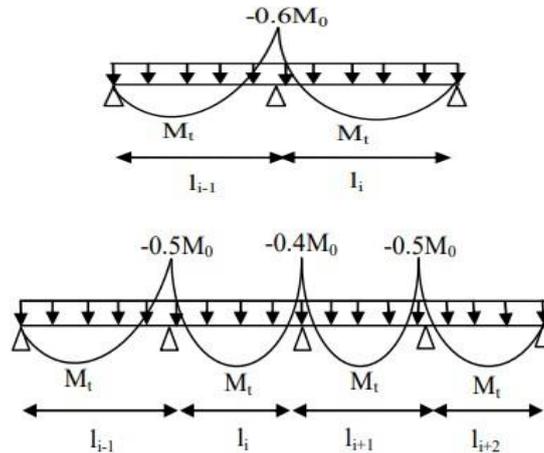
##### -Appuis de rive :

Les moments au niveau des appuis de rive sont nuls, cependant le BAEL exige de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment égale à ( $M_a^{rive} = -0.15M_0$ )

-Appuis intermédiaires :

$$M_a = \begin{cases} -0.6 M_0 & \text{pour une poutre à deux travées.} \\ -0.5 M_0 & \text{pour les appuis voisins de l'appui de rive.} \\ -0.4 M_0 & \text{pour les autres appuis intermédiaires.} \end{cases}$$

Tel que :  $M_0 = \frac{q l^2}{8}$  : Le maximum des deux moments isostatiques encadrant l'appui considéré.



**Figure III.1.**Evaluation des moments fléchissant.

**Moments en travée :**

Les moments en travée sont déterminés à partir des deux conditions suivantes :

$$(1) : M_t + \frac{|M_g| + |M_d|}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0.3\alpha)M_0 \\ 1.05M_0 \end{cases}$$

$$(2) : \begin{cases} M_t = \frac{(1 + 0.3\alpha)M_0}{2} & \dots \dots \dots \text{Si c'est une travée de rive.} \\ M_t = \frac{(1.2 + 0.3\alpha)M_0}{2} & \dots \dots \dots \text{Si c'est une travée intermédiaire.} \end{cases}$$

$M_t$  : Le moment maximale entre (1) et (2).

Tel que  $M_0$ : Moment isostatique de la travée considérée.

❖ **Les efforts tranchants :**

Les efforts tranchants sont évalués soit forfaitairement en supposant la discontinuité entre les travées, dans ce cas les efforts tranchants hyperstatiques sont confondues même avec les efforts tranchants isostatiques sauf pour les premiers appuis intermédiaires (voisin de rive).

L'effort tranchant isostatique doit être majoré de :

- 15 % s'il s'agit d'une poutre à deux travées.
- 10 % s'il s'agit d'une poutre à plus de deux travées.

Soit par la méthode RDM :

Compte tenu de la continuité :  $V_u = V_{u0} \text{ (isostatique) } + (M_i - M_{i+1}) / L$ .

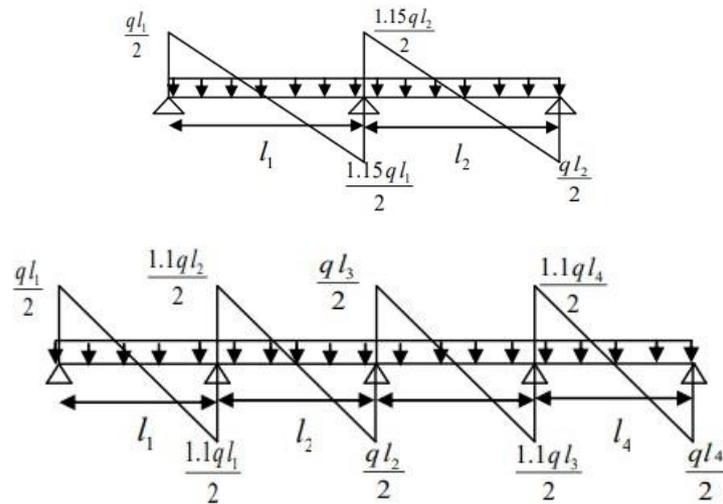


Figure III.2. Evaluation des efforts tranchants.

**b. Méthode de Caquot :**

- Condition d'application :

Cette méthode s'applique essentiellement pour les planchers à surcharge élevé, mais lorsque l'une des conditions d'application de la méthode forfaitaire est pas vérifiée, on ne peut pas appliquer cette méthode .si une des trois conditions restantes de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaites dans ce cas on applique la méthode de Caquot minorée ; là On remplace la charge permanente  $G$  par  $G'$  qui égale à :  $\frac{2}{3} G$ , pour le calcul des moments au niveau des appuis seulement.

- Principe de la méthode :

Cette méthode est basé sur la méthode des trois moments que Caquot a simplifié et corrigé pour tenir compte de l'amortissement des effets de chargement des travées éloignées sur un appui donné, et de la variation du moment d'inertie des travées successives.

o **Moments en appuis :**

$$M_i = - \frac{q_g l'_g + q_d l'_d}{8,5 (l'_g + l'_d)}$$

Tel que :  $\begin{cases} l'_g, l'_d : \text{Longueurs fictives.} \\ q_g, q_d : \text{Chargement à gauche et à droite de l'appui respectivement.} \end{cases}$

$$l' = \begin{cases} 0.8l : \text{Travée intermédiaire.} \\ l : \text{Travée de rive.} \end{cases}$$

- **Moments en travée :**

$$M_t = M_0(x) + M_g \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \times \left(\frac{x}{l}\right)$$

Tel que :  $M_0(x) = \frac{P_u \times x}{2} \times (l - x)$

$$x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{P_u \times l_i}$$

- **Effort tranchant :**

$$V = \frac{P_u \times l_i}{2} + \frac{M_g - M_d}{l_i}$$

- **Calcul de sollicitations :**

Le choix de la méthode de calcul à suivre pour les différents types est défini dans le tableau suivant :

**Tableau III.2.** Choix des méthodes de calculs pour les différents types de poutrelles.

Type	Conditions d'application de la méthode forfaitaire	Cause	Méthode adoptée
Type 1, 2, 4	Non Vérifiées	$\frac{L_i}{L_{i+1}} \notin [0,8 ; 1,25]$	Méthode de Caquot minorée
Type 5	vérifiées	/	Méthode forfaitaire
Type 3	/	Poutrelle isostatique	Méthode de la RDM

- **Calcul des charges et surcharges revenant aux poutrelles :**

**ELU :**  $q_u = 1.35G + 1.5Q$  ;  $p_u = q_u \times b$ .

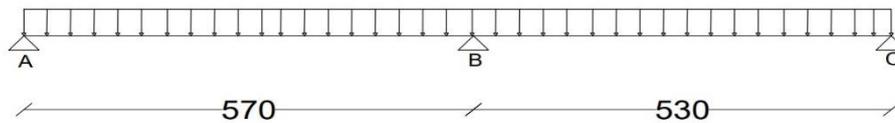
**ELS :**  $q_s = Q + G$  ;  $p_s = q_s \times b$  avec :  $b = 0.65m$ .

**Tableau III.3.** Evaluation des charges et surcharges sur poutrelles.

Niveau	G (KN)	Q (KN)	G' (KN)	ELU (KN/ml)		ELS (KN/ml)	
				P <sub>u</sub>	P' <sub>u</sub>	P <sub>s</sub>	P' <sub>s</sub>
<b>Terrasse inaccessible</b>	7,33	1	4,887	7,407	5,262	5,415	3,826
<b>Terrasse accessible</b>	7,28	1,5	4,853	7,851	5,721	5,707	4,129
<b>Etage courant</b>	6,26	1,5	4,173	6,956	5,124	5,044	3,687

➤ **Exemple de calcul :**

Pour le calcul des sollicitations, on exposera un exemple pour illustrer la méthode forfaitaire pour la poutrelle type 5 du plancher étage courant :



**Figure III.3.** Schéma statique de la poutrelle type 5.

$$G = 6,26 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$$

$$P_u = (1.35G + 1.5Q) \times 0,65 = 6,956 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = (G + Q) \times 0,65 = 5,044 \text{ KN/ml}$$

○ **Moments isostatiques :**

- A l'ELU :

$$M_0^{AB} = \frac{P_u l^2}{8} = \frac{6,956 \times 5,7^2}{8} = 28,250 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{BC} = \frac{P_u l^2}{8} = \frac{6,956 \times 5,3^2}{8} = 24,424 \text{ KN.m}$$

- A l'ELS :

$$M_0^{AB} = \frac{P_s l^2}{8} = \frac{5,044 \times 5,7^2}{8} = 20,485 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{BC} = \frac{P_s l^2}{8} = \frac{5,044 \times 5,3^2}{8} = 17,711 \text{ KN.m}$$

○ **Moment en appuis :**

- Appuis de rive :  $M_A = M_C = 0$

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

A l'ELU :  $M_A = M_C = -0,15 \times M_0 = -0,15 \times 28,250 = -4,238 \text{ KN.m}$

A l'ELS:  $M_A = M_C = -0,15 \times M_0 = -0,15 \times 20,485 = -3,073 \text{ KN.m}$

- Appuis intermédiaires :

A l'ELU :  $M_B = -0,6 \times \max (M_0^{AB}; M_0^{BC}) = -0,6 \times 28,250 = -16,950 \text{ KN.m}$

A l'ELS :  $M_B = -0,6 \times \max (M_0^{AB}; M_0^{BC}) = -0,6 \times 20,485 = -12,291 \text{ KN.m}$

o **Moments en travées :**

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1,5}{1,5 + 6,26} = 0,193$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,193 = \begin{cases} 1 + 0,3\alpha = 1,058 \\ 1,2 + 0,3\alpha = 1,258 \end{cases}$$

$$M_t + \frac{|M_g| + |M_d|}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0,3\alpha)M_0 \\ 1,05M_0 \end{cases}$$

$$M_t = \frac{(1 + 0,3\alpha)M_0}{2} \dots \dots \dots \text{Pour une travée de rive.}$$

**A l'ELU :**

**-Travée AB :**

$$\begin{cases} M_t \geq 1,058 \times 28,250 - \frac{16,950}{2} = 21,411 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1,058}{2} \times 28,250 = 14,944 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow M_t = \max (21,411 ; 14,944) = 21,411 \text{ KN.m}$$

**-Travée BC:**

$$\begin{cases} M_t \geq 1,058 \times 24,424 - \frac{16,950}{2} = 17,366 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1,058}{2} \times 24,424 = 12,920 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow M_t = \max (17,366 ; 12,920) = 17,366 \text{ KN.m}$$

A P'ELS :

**-Travée AB :**

$$\begin{cases} M_t \geq 1,058 \times 20,485 - \frac{12,291}{2} = 15,526 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1,058}{2} \times 20,485 = 10,836 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow M_t = \max (15,526 ; 10,836) = 15,526 \text{ KN.m}$$

**-Travée BC :**

$$\begin{cases} M_t \geq 1,058 \times 17,711 - \frac{12,291}{2} = 12,591 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1,058}{2} \times 17,711 = 9,368 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow M_t = \max (12,591 ; 9,368) = 12,591 \text{ KN.m}$$

○ **Efforts tranchant:**

$$\Rightarrow V = \frac{P_u \times l_i}{2}$$

- **Travée AB :**

$$V_A = \frac{6,956 \times 5,7}{2} = 19,827 \text{ KN}$$

$$V_B = -1,15 \times V_A = -22,798 \text{ KN}$$

- **Travée BC :**

$$V_c = \frac{6,956 \times 5,3}{2} = 18,433 \text{ KN}$$

$$V_B = 1,15 \times V_c = 21,198 \text{ KN}$$

Les résultats de tous les types de poutrelles des planchers terrasse inaccessible, terrasse accessible et étage courant sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau III.4.** Sollicitations dans les différents types de poutrelles.

Type de poutrelle	ELU			Effort tranchant Vu (KN)	ELS		
	Evaluation des moments				Evaluation des moments		
	Mrive (KN.m)	Mint (KN.m)	Mtravée (KN)		Mrive (KN.m)	Mint (KN.m)	Mtravée (KN)
<b>Terrasse Inaccessible</b>							
<b>Type 1</b>	-4,512	-15,311	22,913	<b>-23,796</b>	-3,298	-11,130	16,779
<b>Terrasse Accessible</b>							
<b>Type 2</b>	-4,781	-17,701	23,649	<b>-25,481</b>	-3,477	-12,779	17,228
<b>Type 3</b>	-4,135	/	27,567	<b>20,805</b>	-3,005	/	20,039
<b>Etage Courant</b>							
<b>Type 4</b>	-4,237	-15,857	20,878	<b>-22,607</b>	-3,073	-11,411	15,177
<b>Type 5</b>	-4,237	-16,950	21,411	<b>-22,798</b>	-3,073	-12,291	-15,326

### III.2.1.3. Ferrailage des poutrelles :

Les armatures seront calculées sous les sollicitations les plus défavorables et le calcul est conduit pour une section en T soumise à la flexion simple.

Le ferrailage de toutes les poutrelles se fera avec les sollicitations maximales à l'ELU.

**Tableau III.5.** Sollicitations Maximales dans les différents types de poutrelles.

Niveaux	ELU			Effort tranchant Vu (KN)	ELS		
	Evaluation des moments				Evaluation des moments		
	Mrive (KN.m)	Mint (KN.m)	Mtravée (KN)		Mrive (KN.m)	Mint (KN.m)	Mtravée (KN)
<b>Terrasse inaccessible</b>	-4,512	-15,311	22,913	<b>-23,796</b>	-3,298	-11,130	16,779
<b>Terrasse accessible</b>	-4,781	-17,701	27,570	<b>-25,481</b>	-3,477	-12,779	20,038
<b>Etage courant</b>	-4,237	-16,950	21,411	<b>-22,798</b>	-3,073	-12,291	-15,326

➤ **Exemple de calcul :**

Prenant en compte l'exemple de la poutrelle d'étage courant qui est sollicitée par :

**A L'ELU :**

$$M_a^{rive} = -4,237 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{int} = -16,950 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{max} = 21,411 \text{ KN.m}$$

$$V^{max} = 22,798 \text{ KN}$$

**A L'ELS :**

$$\begin{aligned} M_a^{rive} &= -3,073 \text{ KN.m} \\ M_a^{int} &= -12,291 \text{ KN.m} \\ M_t^{max} &= -15,326 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

**Les caractéristiques géométriques de la poutrelle sont :**

$$b = 65\text{cm}; b_0 = 12\text{cm}; h = 30\text{cm}; h_0 = 5\text{cm}; d = 28\text{cm}.$$

○ **Calcul des armatures longitudinal:**

- **En travée:**

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \times \left( d - \frac{h_0}{2} \right) = 0,65 \times 0,05 \times 14,2 \times \left( 0,28 - \frac{0,05}{2} \right) \times 10^3 = 117,68 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_{tu} = 117,68 \text{ KN.m} > M_t = 15,326 \text{ KN.m}$$

La table de compression n'est pas entièrement comprimée, l'axe neutre passe donc par la table de compression, ce qui nous conduit à faire un calcul d'une section rectangulaire ( $b \times h$ ).

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{15,326 \times 10^{-3}}{0,65 \times 0,28^2 \times 14,2} = 0,021 < 0,186$$

$$\mu_{bu} = 0,021 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0 ; \text{ pas d'armatures comprimés.}$$

$$\text{donc : } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,021}) = 0,027$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,28 \times (1 - 0,4 \times 0,027) = 0,276 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{M_t}{z \times f_{st}} = \frac{15,326 \times 10^{-3}}{0,276 \times 348} = 1,60 \text{ cm}^2$$

▪ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 65 \times 28 \times 2,1}{400} = 2,2 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} > A_t \dots \dots \dots \text{ Vérifiée.}$$

$$\text{Soit : } A_{ado} = 3\text{HA}10 = 2,36 \text{ cm}^2$$

- **En appuis :**

▪ **Appuis intermédiaires :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^{int}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{12,291 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,28^2 \times 14,2} = 0,092$$

$\mu_{bu} = 0,092 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$  ; pas d'armatures comprimés.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,092}) = 0,121$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,28 \times (1 - 0,4 \times 0,121) = 0,266 \text{ m}$$

$$A_a = \frac{M_a}{z \times f_{st}} = \frac{12,291 \times 10^{-3}}{0,266 \times 348} = 1,33 \text{ cm}^2$$

▪ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 12 \times 28 \times 2,1}{400} = 0,41 \text{ cm}^2$$

$A_{min} < A_a$  ..... Vérifiée.

Soit :  $A_{ado} = 1\text{HA}12 + 1\text{HA}10 = 1,92 \text{ cm}^2$

▪ **Appuis de rive :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^{rive}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{3,073 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,28^2 \times 14,2} = 0,023$$

$\mu_{bu} = 0,023 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$  ; pas d'armatures comprimés.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,023}) = 0,029$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,28 \times (1 - 0,4 \times 0,029) = 0,277 \text{ m}$$

$$A_r = \frac{M_a^{rive}}{z \times f_{st}} = \frac{3,073 \times 10^{-3}}{0,277 \times 348} = 0,32 \text{ cm}^2$$

▪ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 12 \times 28 \times 2,1}{400} = 0,41 \text{ cm}^2$$

$A_{min} > A_r$  ..... Vérifiée.

Soit :  $A_{ado} = 1\text{HA}10 = 0,97 \text{ cm}^2$

○ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$V_u = 22,798 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{22,798 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,28} = 0,68 \text{ MPa}$$

$$FPN \rightarrow \bar{\tau}_u = \min[0,13f_{c28}; 5\text{MPa}] = 3,25 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$  C'est vérifié, donc pas de risque de rupture par cisaillement.

$$\Phi_t \leq \min\left(\Phi_{l \min}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}\right)$$

$$\Phi_t \leq \min\left(12; \frac{30}{35}; \frac{12}{10}\right) = 0,857\text{cm}$$

Soit :  $\Phi_t = 8 \text{ mm}$ .

On choisit un étrier avec :  $A_t = 2\Phi 8 = 1,01 \text{ cm}^2$

○ **Espacement :**

$$S_t \leq \min \begin{cases} (0,9d; 40\text{cm}) = 25,2 \text{ cm} \\ \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0} = \frac{1,01 \times 400}{0,4 \times 12} = 84,17 \text{ cm} \\ \frac{A_t \times 0,8f_e(\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0(\tau_u - 0,3K \times f_{t28})} = 53,87 \text{ cm} \end{cases}$$

Avec :  $K = 1$  (pas de reprise de bétonnage, flexion simple et fissuration peu nuisible).

$\alpha = 90^\circ$  flexion simple, armatures droites.

Soit :  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

**III.2.1.4. Vérification à l'ELU :**

- **Appuis de rive :**

$$A_l \geq \frac{\gamma_s \times V_u}{f_e} = \frac{1,15 \times 22,798 \times 10^{-3}}{400} = 0,655 \text{ cm}^2$$

Avec :  $A_l = A_{\text{travée}} + A_{\text{appuis}}$

$$A_l = 3\text{HA}12 + 1\text{HA}12 = 4,52 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Appuis intermédiaires :**

$$A_l \geq \left[ V_u + \frac{M_a}{0,9 \times d} \right] \frac{\gamma_s}{f_e} = \left[ 22,798 - \frac{16,950}{0,9 \times 0,28} \right] \times 10^{-3} \times \frac{1,15}{400} = -1,278 \text{ cm}^2 < 0$$

→ Les  $A_l^{\text{inf}}$  ne sont soumises à aucun effort de traction.

○ **Vérification de la jonction table-nervure :**

$$\tau_u = \frac{V_u \times b_1}{0,9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :  $b_1 = \frac{b-b_0}{2} = \frac{0,65-0,12}{2} = 0,265 \text{ m}$

$$\tau_u = \frac{22,798 \times 10^{-3} \times 0,265}{0,9 \times 0,28 \times 0,65 \times 0,05} = 0,738 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u = 3,3 \text{ MPa} \dots \dots \dots$  Condition vérifiée.

○ **Vérification de la bielle :**

$$V_u \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

Avec :  $a \leq 0,9 d = 0,9 \times 28 = 25,2 \text{ cm}$  ; donc :  $a = 25 \text{ cm}$

⇒  $V_u \leq 0,267 \times 0,25 \times 0,12 \times 25 = 0,200 \text{ KN} \dots \dots \dots$  Condition vérifiée.

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III.6.** Ferrailage des poutrelles des différents niveaux.

Position	Nature	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	A	Z (m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>ado</sub> (cm <sup>2</sup> )
<b>Terrasse inaccessible</b>	<b>Travée</b>	16,779	0,023	0,029	0,276	1,75	2,2	<b>3HA12= 3,39</b>
	<b>App (inter)</b>	11,130	0,083	0,108	0,268	1,19	0,41	<b>2HA12 =2,26</b>
	<b>App (rive)</b>	3,298	0,024	0,030	0,276	0,34	0,41	<b>1HA12 =1,13</b>
<b>Terrasse accessible</b>	<b>Travée</b>	20,038	0,028	0,035	0,276	2,09	2,2	<b>3HA12 =3,39</b>
	<b>App (inter)</b>	12,779	0,096	0,126	0,266	1,38	0,41	<b>2HA12 =2,26</b>
	<b>App (rive)</b>	3,476	0,026	0,033	0,276	0,36	0,41	<b>1HA12 =1,13</b>
<b>Etage courant</b>	<b>Travée</b>	15,326	0,021	0,027	0,277	1,6	2,2	<b>3HA12 =3,39</b>
	<b>App (inter)</b>	12,291	0,092	0,121	0,266	1,33	0,41	<b>2HA12 =2,26</b>
	<b>App (rive)</b>	3,073	0,023	0,029	0,277	0,32	0,41	<b>1HA12 =1,13</b>

**III.2.1.5. Vérification à l'ELS :**

**a. Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification n'est pas nécessaire.

**b. Etat limite de compression du béton :**

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

➤ **En travée :**

- **Position de l'axe neutre (y) :**

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = \frac{65 \times 5^2}{2} - 15 \times 2,36 \times (28 - 5) = -357,05 \text{ cm}^3$$

$H < 0 \Rightarrow$  L'axe neutre est dans la nervure.

On a :

$$\frac{b_0}{2} y^2 + [15A + 15A' + (b - b_0)h_0]y - 15(Ad + A'd') - (b - b_0)\frac{h_0^2}{2} = 0$$

$$\frac{0,12}{2} y^2 + [15 \times 2,36 \times 10^{-4} + (0,65 - 0,12) \times 0,05]y - 15(3,05 \times 10^{-4} \times 0,28) - (0,65 - 0,12)\frac{0,05^2}{2} = 0$$

$$\Rightarrow y = 5,94 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} y^3 - (b - b_0) \frac{(y - h_0)^3}{3} + 15A'(d' - y)^2 + 15A(d - y)^2$$

$$I = \frac{0,65}{3} \times 0,0594^3 - (0,65 - 0,12) \frac{(0,0594 - 0,05)^3}{3} + 15 \times 2,36 \times 10^{-4} (0,28 - 0,0594)^2$$

$$\Rightarrow I = 2,92721 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

- **Contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{15,326 \times 10^{-3}}{2,92721 \times 10^{-4}} \times 0,0594 = 3,110 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 3,110 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **En appuis intermédiaires :**

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = \frac{65 \times 5^2}{2} - 15 \times 2,26 \times (28 - 5) = 32,8 \text{ cm}^3$$

$H \geq 0 \Rightarrow$  L'axe neutre passe par la table; d'où calcul d'une section rectangulaire.

On a :

$$\frac{b}{2}y^2 + 15(A + A')y - 15(Ad + A'd') = 0$$

$$\frac{0,65}{2}y^2 + 15(2,26 \times 10^{-4}) - 15(2,26 \times 10^{-4} \times 0,28) = 0$$

$$\Rightarrow y = 4,91 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A'(y - d')^2 + 15A(d - y)^2$$

$$I = \frac{0,65}{3} \times 0,0491^3 + 15 \times 2,26 \times 10^{-4} (0,28 - 0,0491)^2$$

$$\Rightarrow I = 2,06384 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

- **Contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{12,291 \times 10^{-3}}{2,06384 \times 10^{-4}} \times 0,0491 = 2,924 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 2,924 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les résultats de calcul pour les autres niveaux sont récapitulés dans les tableaux suivants :

**Tableau III.7.** Vérification de l'état limite de compression du béton de tous les étages.

Plancher	En travée				En appuis intermédiaire				Observation $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
	M <sub>t</sub> (KN.m)	Y (cm <sup>2</sup> )	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	M <sub>t</sub> (KN.m)	Y (cm <sup>2</sup> )	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	
<b>Etage courant</b>	15,326	5,94	29272,1	3,110	12,291	4,91	20638,4	2,924	Vérifiée
<b>Terrasse accessible</b>	20,038	5,94	29272,1	4,066	12,779	4,91	20638,4	3,040	Vérifiée
<b>Terrasse inaccessible</b>	16,779	5,94	29272,1	3,405	11,13	4,91	20638,4	2,648	Vérifiée

**C. État limite de déformation :**

Tout élément fléchi doit être vérifié à la déformation. Néanmoins l'article (B.6.5.1) de BAEL stipule que si les conditions suivantes sont remplies, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$
$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0}$$
$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{3,6}{f_e}$$

- Avec :
- h** : Hauteur de la poutrelle.
  - L** : Longueur de la travée.
  - M<sub>t</sub>** : Moment en travée.
  - M<sub>0</sub>** : Moment isostatique de cette travée.
  - A** : Section des armatures choisies.

Prenant en compte l'exemple de la poutrelle d'étage courant :

$\frac{h}{l} = \frac{30}{570} = 0,0526 < \frac{1}{16}$  ... .. la condition n'est pas satisfaite, la vérification de la flèche s'impose.

La flèche totale est définie d'après le BAEL91 comme suit :

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

La flèche admissible pour une poutre supérieure à 5m est de :

$$f_{adm} = \frac{l}{1000} + 0,5cm = \frac{570}{1000} + 0,5 = 0,5705 \text{ cm}$$

$f_{gv}$  et  $f_{gi}$  : Flèches dues aux charges permanentes totales différées et instantanées respectivement.

$f_{ji}$  : Flèche due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.

$f_{pi}$  : Flèche due à l'ensemble des charges appliquées (G + Q).

○ **Evaluation des moments en travée :**

$q_{jser} = 0,65 \times G'$  : La charge permanente qui revient à la poutrelle au moment de la mise en œuvre des cloisons.

$q_{gser} = 0,65 \times G$  : La charge permanente qui revient à la poutrelle.

$q_{pser} = 0,65 \times (G + Q)$  : La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$q_{jser} = 0,65 \times G' = 0,65 \times 4,9 = 3,185 \text{ KN/m}$$

$$q_{gser} = 0,65 \times G = 0,65 \times 6,26 = 4,069 \text{ KN/m}$$

$$q_{pser} = 0,65 \times (G + Q) = 0,65 \times (6,26 + 1,5) = 5,044 \text{ KN/m}$$

L'application de la méthode forfaitaire à cette travée conduit à un moment maximal en travée de :  $M_t = 0,758 M_0$

$$M_{jser} = w \times \frac{q_{jser} \times l^2}{8} \quad \Rightarrow M_{jser} = 0,758 \times \frac{3,185 \times 5,7^2}{8} = 9,804 \text{ KN/m}$$

$$M_{gser} = w \times \frac{q_{gser} \times l^2}{8} \quad \Rightarrow M_{gser} = 0,758 \times \frac{4,069 \times 5,7^2}{8} = 12,526 \text{ KN/m}$$

$$M_{pser} = w \times \frac{q_{pser} \times l^2}{8} \quad \Rightarrow M_{pser} = 0,758 \times \frac{5,044 \times 5,7^2}{8} = 15,527 \text{ KN/m}$$

○ **Contraintes :**

Avec :  $y = 5,88 \text{ cm}$  ;  $I = 29285 \text{ cm}^2$

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} \quad \Rightarrow \sigma_{sj} = 111,074 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} \quad \Rightarrow \sigma_{sg} = 141,903 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I} \quad \Rightarrow \sigma_{sp} = 175,905 \text{ MPa}$$

○ **Evaluation des flèches :**

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fij}}; \quad f_{gi} = \frac{M_{gser} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fig}}; \quad f_{pi} = \frac{M_{pser} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fip}}; \quad f_{gv} = \frac{M_{gser} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fgv}}$$

- **Position de l'axe neutre :**

$$y_G = \frac{\frac{b_0 h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + n(Ad + A'd')}{(b_0 h) + (b - b_0) h_0 + n(A + A')}$$

$$y_G = \frac{\frac{12 \times 30^2}{2} + (65 - 12) \times \frac{5^2}{2} + 15 \times (3,39 \times 28)}{(12 \times 30) + (65 - 12) \times 5 + 15 \times 3,39} = 11,08 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie de la section homogène :**

$$I_0 = \frac{b}{3} y_G^3 + b_0 \frac{(h - y_G)^3}{3} - (b - b_0) \frac{(y_G - h_0)^3}{3} + n[A(d - y_G)^2 + A'(y_G - d)']$$

⇒  $I_0 = 67150 \text{ cm}^4$  .....Moment d'inertie de la section totale (acier + béton)

- **Calcul de  $\rho$  et  $\lambda$  :**

On a :  $A_s = 3,05 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{2,36}{12 \times 28} = 0,01008$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \rho} = 4,075$$

$$\lambda_v = 0,4 \lambda_i = 1,630$$

- **Calcul des déformations  $E_i$  et  $E_v$  :**

$$E_{ij} = E_{i28} = 32456,58 \text{ MPa}$$

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} = 10818,86 \text{ MPa}$$

- **Inerties fictives :**

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_j = 0,442$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_g = 0,530$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_p = 0,601$$

$$I_{fij} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} \Rightarrow I_{fij} = 26380 \text{ cm}^4$$

$$I_{fig} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} \Rightarrow I_{fig} = 23363 \text{ cm}^4$$

$$I_{fip} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} \Rightarrow I_{fip} = 21428 \text{ cm}^4$$

$$I_{fvg} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} \Rightarrow I_{fvg} = 39613 \text{ cm}^4$$

- **Calcul des flèches :**

$$f_{ji} = \frac{9,804 \times 10^{-3} \times 5,7^2}{10 \times 32164,195 \times 26380 \times 10^{-8}} = 3,721 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$f_{gi} = \frac{12,526 \times 10^{-3} \times 5,7^2}{10 \times 32164,195 \times 23363 \times 10^{-8}} = 5,367 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$f_{pi} = \frac{15,528 \times 10^{-3} \times 5,7^2}{10 \times 32164,195 \times 21428 \times 10^{-8}} = 7,254 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$f_{gv} = \frac{12,526 \times 10^{-3} \times 5,35^2}{10 \times 10818,86 \times 39613 \times 10^{-8}} = 9,496 \times 10^{-3} \text{ m}$$

- **La flèche totale :**

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = (9,496 - 3,72 + 7,253 - 5,367) \times 10^{-3} = 7,662 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$\Delta f_t = 7,662 \times 10^{-3} \text{ m} > f_{adm} = 5,705 \times 10^{-3} \text{ m} \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée.}$$

C'est-à-dire que la condition de la flèche n'est pas vérifiée donc il faut augmenter la section du ferrailage, tel que :  $A_{st} = 3\text{HA}14 + 1\text{HA}12 = 5,75 \text{ cm}^2$ . Puis on refait le calcul de la flèche le résultat sera :

$$\Delta f_t = 5,458 \times 10^{-3} \text{ m} < f_{adm} = 5,705 \times 10^{-3} \text{ m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Pour le plancher terrasse inaccessible et terrasse accessible, on procède de la même manière pour le calcul du ferrailage à l'ELU et les vérifications à l'ELS. Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants :

**Tableau III.8.** Vérification aux états limites de déformation dans les planchers.

Niveau	L (cm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	M <sub>j</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>p</sub> (KN.m)	f <sub>gv</sub> (mm)	f <sub>ji</sub> (mm)	f <sub>pi</sub> (mm)	f <sub>gi</sub> (mm)	Δf	f <sub>adm</sub>
T.I	570	3,39	67150	12,492	14,745	16,756	11,70	5,35	8,04	6,76	7,63	5,705
T.A	570	3,39	67150	12,163	14,259	17,197	11,22	5,14	8,32	6,45	7,95	5,705

On remarque que la flèche n'est pas vérifiée donc il faut augmenter la section du ferrailage, tel que :

- Pour la terrasse inaccessible :  $A_{st} = 3\text{HA}14 + 1\text{HA}12 = 5,75 \text{ cm}^2$ .
- Pour la terrasse accessible :  $A_{st} = 4\text{HA}14 = 6,16 \text{ cm}^2$ .

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

**Tableau.III.9.** Evaluation de la flèche dans les planchers.

Niveau	Terrasse Inaccessible	Terrasse accessible	Etage courant
$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	3HA14 + 1HA12 =5,75 cm <sup>2</sup>	4HA14 = 6,16 cm <sup>2</sup>	3HA14 + 1HA12 =5,75 cm <sup>2</sup>
$\Delta f$	5,591	5,511	5,458
$f_{adm}$	5,705	5,705	5,705
<b>Observation</b>	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

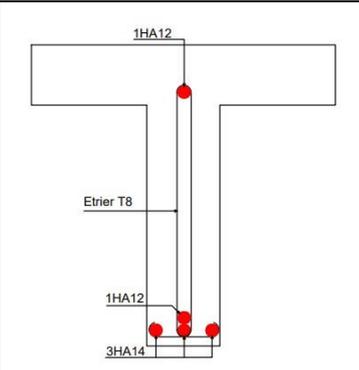
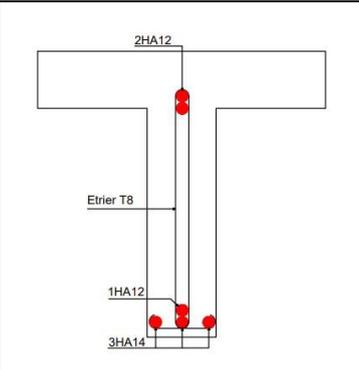
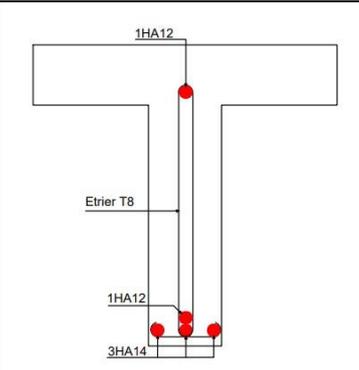
Alors les résultats de ferrailage des poutrelles sont résumés dans le tableau ci-dessous :

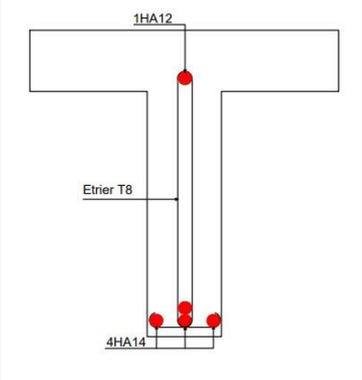
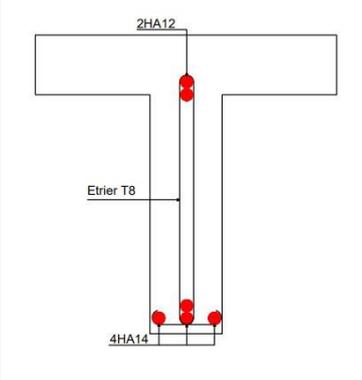
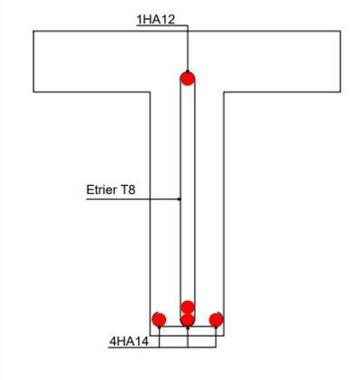
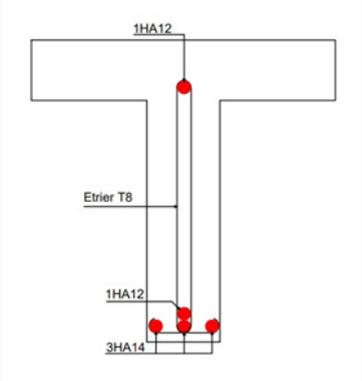
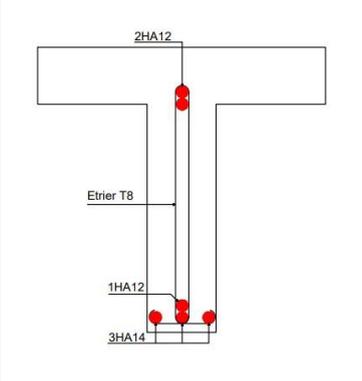
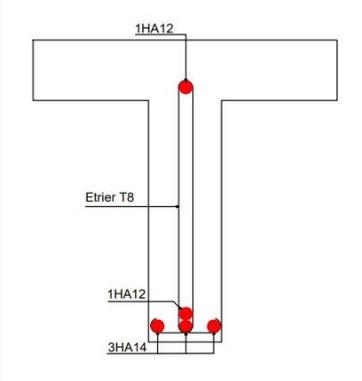
**Tableau.III.10.** Conclusion de ferrailage des différents niveaux.

Position	Nature	$A_{ado}$ (cm <sup>2</sup> )
<b>Terrasse inaccessible</b>	<b>Travée</b>	3HA14 + 1HA12 = 5,75 cm <sup>2</sup>
	<b>App (inter)</b>	2HA12 = 2,26cm <sup>2</sup>
	<b>App (rive)</b>	1HA12 = 1,13cm <sup>2</sup>
<b>Terrasse accessible</b>	<b>Travée</b>	4HA14 = 6,16 cm <sup>2</sup>
	<b>App (inter)</b>	2HA12 = 2,26cm <sup>2</sup>
	<b>App (rive)</b>	1HA12 = 1,13cm <sup>2</sup>
<b>Etage courant</b>	<b>Travée</b>	3HA14 + 1HA12 = 5,75 cm <sup>2</sup>
	<b>App (inter)</b>	2HA12 = 2,26cm <sup>2</sup>
	<b>App (rive)</b>	1HA12 = 1,13cm <sup>2</sup>

**III.2.1.6. Schéma de ferrailage :**

**Tableau.III.11.** Schéma de ferrailage des poutrelles.

Niveau	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
<b>Terrasse Inaccessible</b>			

<b>Terrasse accessible</b>			
<b>Etage courant</b>			

### III.2.1.7. Étude de la dalle de compression :

Selon le BAEL 91 (B.6.8, 423), Le ferrailage de la dalle de la compression se fait dans les deux sens :

- **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$$50 \text{ cm} \leq L_0 = 65 \text{ cm} \leq 80 \text{ cm}$$

On utilise des barres de type rond lisses de nuance Fe = 235 MPa  $\Rightarrow$  BAEL 91 (B.6.8, 423)

$$A_{\perp} = \frac{4 \times L_0}{f_e} = \frac{4 \times 65}{235} = 1,1 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1,1}{2} = 0,55 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

La dalle de compression doit être armée par un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 33 cm pour les armatures parallèles aux nervures.

On opte pour un treillis soudé  $\phi 6$  (150 x 150) mm<sup>2</sup> (Pour faciliter la mise en œuvre), tel que :

$$A_{\perp} = 5\Phi 6/\text{ml} = 1,41\text{cm}^2/\text{ml} \quad ; \text{ Avec : } S_t = 15 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm} \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{//} = 4\Phi 6/\text{ml} = 1,13\text{cm}^2/\text{ml} \quad ; \text{ Avec : } S_t = 15 \leq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

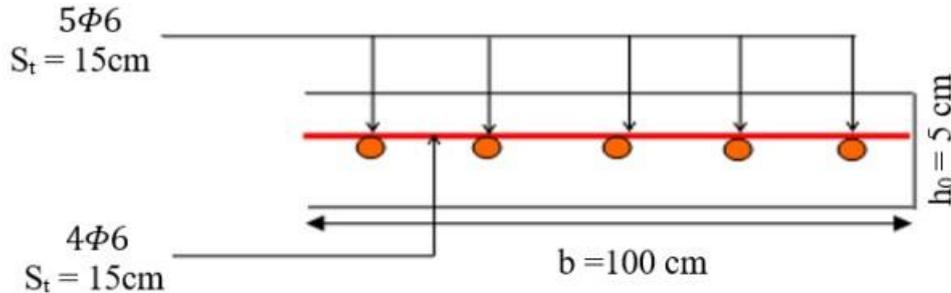


Figure.III.4. Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

### III.2. Etude des dalles pleines :

Une dalle pleine est définie comme une plaque horizontale, dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions. Cette plaque peut être encastrée sur deux ou plusieurs appuis, comme elle peut être assimilée à une console.

Avec :  $\rho = \frac{l_x}{l_y}$

- Si :  $\rho \leq 4.0$  la dalle travaille selon un seul sens (flexion principale suivant  $l_x$ ).
- Si :  $\rho \geq 4.0$  la dalle travaille selon les deux sens.

#### III.2.1. Exemple de calcul :

On étudiera la dalle de l'étage courant :

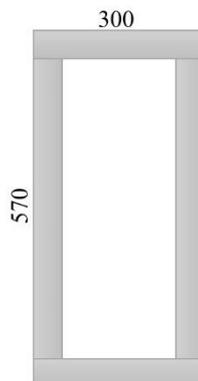


Figure.III.5. Schéma statique de la dalle D6.

$$\rho = \frac{3}{5.7} = 0.53 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens (x, y).}$$

**a. Calcul à l'ELU :**

• **Calcul des sollicitations :**

$$G = 5,21 \text{ KN/m}^2 ; Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = 1.35 \times 5,21 + 1.5 \times 1,5 = 9,28 \text{ KN}$$

• **Calcul du moment :**

En considérant que la dalle est simplement appuyée.

D'après l'abaque [Annexe1] :

$$\rho = 0.53 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0905 \\ \mu_y = 0,250 \end{cases}$$

$$M_x^0 = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 7,55 \text{ KN.m}^2$$

$$M_y^0 = \mu_y \times M_x^0 = 1,88 \text{ KN.m}^2$$

• **Calcul des moments réels :**

**En travée :**

$$M_t^x = 0.75 \times M_x^0 = 5,67 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0,75 \times M_y^0 = 1,41 \text{ KN.m}$$

**En appuis :**

$$M_x^a = 0.5 M_x^0 = 3,78 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = 0.5 M_y^0 = 0,94 \text{ KN.m}$$

• **Calcul de l'effort tranchant :**

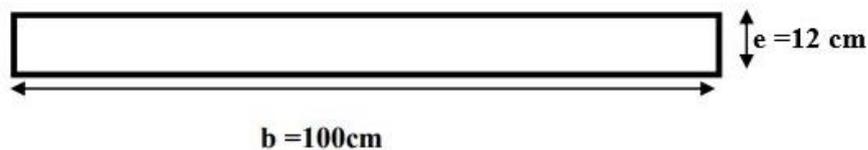
$$V_x = \frac{q_u \times l_x}{2} = 9,29 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{1}{\frac{p}{2} + 1} = 20,94 \text{ KN}$$

➤ **Calcul du ferrailage :**

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 ml, (b×e) ;

$$b=100\text{cm}, e=12\text{cm}$$



**Figure III.6.** Section de la dalle pleine à ferrailer.

Le tableau résume le calcul des armatures en travée et en appuis :

**Tableau III.12.** Résultats de ferrailage de la dalle D<sub>6</sub>.

Sens	$\mu_{bu}$	A	Z (m)	A <sub>calculé</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>optée</sub> (cm <sup>2</sup> )
	En travée				
Sens (x-x)	0,04	0,051	0,097	1,66	4HA8=2.01

<b>Sens (y-y)</b>	0,01	0,0125	0,099	0,4	4HA8=2.01
	<b>En Appuis</b>				
<b>Sens (x-x)</b>	0,026	0,033	0,098	1,1	4HA8=2.01
<b>Sens (y-y)</b>	0,0066	0,0083	0,099	0,27	4HA8=2.01

➤ **Vérification à l'ELU**

• **Condition de non fragilité**

- **En travée**

**Sens (x-x) :**  $\rho_0 = 0.0008$  Pour FeE400 ;  $e = 12 \text{ cm}$  ;  $\rho > 0,4$

$$A_{min}^{ty} = 0,0008 \times \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times e = 1,19 \text{ cm}^2$$

On a :  $A_{calculé} > A_{min}^{tx}$ .

On choisit pour :  $A^{tx} = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$ .

**Sens (y-y) :**  $e = 12 \text{ cm}$

$$A_{min}^{ty} = 0,0008 \times b \times e = 0,96 \text{ cm}^2$$

On a :  $A_{calculé} < A_{min}^{tx}$ .

On choisit pour :  $A^{ty} = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$

- **En Appui :**

**Sens (x-x) :**

On a :  $A_{calculé} > A_{min}^{ax}$ .

On choisit pour :  $A^{ax} = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$

**Sens (y-y) :**

On a :  $A_{calculé} < A_{min}^{ax}$ .

On choisit pour :  $A^{ax} = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$

➤ **Vérification de l'espacement :**

**Sens (x-x) :**  $S_t = \min(3e ; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \Rightarrow$  On opte pour  $S_t = 25\text{cm}$

**Sens (y-y) :**  $S_t = \min(4e ; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \Rightarrow$  On opte pour  $S_t = 25\text{cm}$

➤ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{Vu^{max}}{b \times d} = \frac{20,94 \times 10^{-3}}{1 \times 0,1} = 0,29 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 0,05f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

$\Rightarrow$  Pas de rupture par cisaillement

**b. Calcule à l'ELS :**

• **Calcul des sollicitations :**

$G = 5,21 \text{ KN/m}^2$ ;  $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$

$q_s = 5,21 + 1,5 = 6,71 \text{ KN}$ .

• **Calcul des moments :**

$$\rho = 0.53 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0945 \\ \mu_y = 0,40 \end{cases}$$

$$M_x^0 = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 5,7 \text{ KN.m}$$

$$M_y^0 = \mu_y \times M_x^0 = 2,28 \text{ KN.m}$$

• **Les moments réels :**

**En travée :**

$$M_{tser}^x = 0.75 \times M_x^0 = 4,28 \text{ KN.m}$$

$$M_{yser}^0 = 0.75 \times M_y^0 = 1,71 \text{ KN.m}$$

**En Appuis :**

$$M_{xser}^a = M_{yser}^a = 0.5 \times M_x^0 = 2,85 \text{ KN.m}$$

$$M_{yser}^a = 0.5 \times M_y^0 = 1,14 \text{ KN.m}$$

➤ **Vérification à l'ELS :**

**État limite de compression du béton :**

La fissuration est peu nuisible donc la seule vérification à faire est la contrainte de compression du béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$$

- Position de l'axe neutre :

$$\frac{b_0}{2} \times y^2 + [(b - b_0) \times h_0 + 15A] \times y - \left[ (b - b_0) \times \frac{h_0}{2} + 15Ad \right] = 0$$

- Le moment d'inertie I :

$$I = \frac{b \times y^3}{3} - \frac{(b - b_0)}{3} \times (y - h_0)^3 + 15A \times (d - y)^2$$

Les vérifications des contraintes sont résumées dans le tableau suivant :

**Tableau III.13.** Vérification des contraintes.

Sens	M <sub>s</sub> (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> < σ̄ <sub>bc</sub>
<b>En travée</b>						
Sens (x-x)	4,28	2,17	2198,1	4,24	15	Vérifier
Sens (y-y)	1,71	2,17	2198,1	1,69	15	Vérifier
<b>En appuis</b>						
Sens (x-x)	2,8	2,17	2198,1	2,83	15	Vérifier
Sens (y-y)	1,14	2,17	2198,1	1,13	15	Vérifier

➤ **Vérification de la flèche**

Si les trois conditions suivantes sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\begin{cases} \frac{h}{l} > \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} > \frac{Mt}{10 \times M_0} \\ A_t \leq \frac{2bd}{fe} \end{cases}$$

**Sens (x-x) :**

$$\begin{cases} 0.066 > 0.0375 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.} \\ 0.066 < 0.066 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.} \\ 2,01 \text{ Ccm}^2 < 9 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.} \end{cases}$$

**Sens (y-y) :**

$$\begin{cases} 0.035 > 0.0375 \dots\dots\dots \text{Non Vérifiée.} \\ 0.035 > 0.066 \dots\dots\dots \text{Non Vérifiée} \\ 2,01 \text{ cm}^2 < 9\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.} \end{cases}$$

Les deux premières conditions ne sont pas vérifiées, donc on doit vérifier la flèche.

$A_s = 2,02 \text{ cm}^2$ ;  $b = 100 \text{ cm}$ ;  $d = 10 \text{ cm}$ ;  $h = 12\text{cm}$ ;  $G = 5,21 \text{ KN}$ ;  $J = 3,9 \text{ KN}$ ;  $P = 6,71 \text{ KN}$ .

• **Les sollicitations:**

$M_{ser}^j = \frac{q_j \times l^2}{8}$ ; Avec  $q_j$  charge permanente avant la mise en place des cloisons

$M_{ser}^g = \frac{q_g \times l^2}{8}$ ; Avec  $q_g$  charge permanente après la mise en place des cloisons

$M_{ser}^p = \frac{q_p \times l^2}{8}$ ; Avec  $q_p$  la Charges totales ( $G + Q$ )

$I_f = 1.1 \times \frac{I_0}{1 + \lambda \mu}$

Avec :  $\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{(2b + 3b_0)} \times \frac{1}{\rho}$  : déformation instantanée.

$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i$  : Déformation différée.

$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4\mu_s \rho + f_{t28}}$ ;  $\rho = \frac{A_s}{b \times d}$  : Pourcentage d'armature tendue.

$E_i = 11000^3 \sqrt{f_{c28}} = 32456,59 \text{ MPa}$  : Module de déformation longitudinal différée du béton.

$E_v = \frac{E_i}{3} = 10818,8656 \text{ MPa}$  : Module de déformation longitudinal instantanée du béton.

• **Calcul des moments sous les différents chargements :**

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{ser}^j = 2,48 \text{ KN.m.} \\ M_{ser}^g = 3,32 \text{ KN.m.} \\ M_{ser}^p = 4,28 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

• **Caractéristiques géométriques de la section.**

**Calcul de  $y_G$  et  $I_0$**

On a :

$$y_G = \frac{b_0 \times h^2}{2} + \frac{(b - b_0) \times h_0^2}{2} + \frac{15 \times A \times d}{b_0 \times h + (b - b_0) \times h_0 + 15 \times A}$$

Donc :  $y_G = 3 \text{ cm}$ .

$$I_0 = \frac{\frac{b}{3} \times Y_G^3}{3} + \frac{(b - b_0) \times (Y_G - h_0)^3}{3} + 15 \times A \times d \times (d - Y_G)^2 + \frac{b_0 (h - Y_G)^3}{3}$$

**Calcul de  $\rho$ ,  $\lambda_i$  et  $\lambda_v$  :**

$\rho = 0,002$  ;  $\lambda_i = 10,44$  ;  $\lambda_v = 4,19$

**Calcul des contraintes de traction dans l'acier  $\sigma_s$  :**

$\sigma_s = nk(d - y)$  ; Avec  $n=15$

$k = \frac{M_{ser}}{I}$  ; Pour chaque cas :

$$\Rightarrow \begin{cases} \sigma_s^j = 72,81 \text{ MPa.} \\ \sigma_s^g = 97,27 \text{ MPa.} \\ \sigma_s^p = 125,27 \text{ MPa.} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} U_j = 0. \\ U_g = 0. \\ U_p = 0. \end{cases}$$

**Calcul de l'inertie fictive :**

$$I_f = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda \times \mu}$$

Donc :

$I_{fij} = 0,00016371 \text{ m}^4$  ;  $I_{fig} = 0,00016371 \text{ m}^4$  ;  $I_{fip} = 9,5410^{-5} \text{ m}^4$  ;  $I_{fvj} = 0,00016371 \text{ m}^4$

**Calcul de la flèche :**

$$f_{gi} = \frac{M_{ser}^g \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fig}} = 0,58mm ; f_{gv} = \frac{M_{ser}^g \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fvg}} = 1,68mm$$

$$f_{ji} = \frac{M_{ser}^j \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fig}} = 0,42mm ; f_{pi} = \frac{M_{ser}^p \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fip}} = 1,24mm$$

$$\Delta_f = f_{gv} - f_{ij} + f_{pi} - f_{gi} = 1,94mm.$$

$$l < 5m \Rightarrow F_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{300}{500} = 6mm$$

$\Delta_f = 3,01cm < 6cm \Rightarrow$  La flèche est vérifiée.

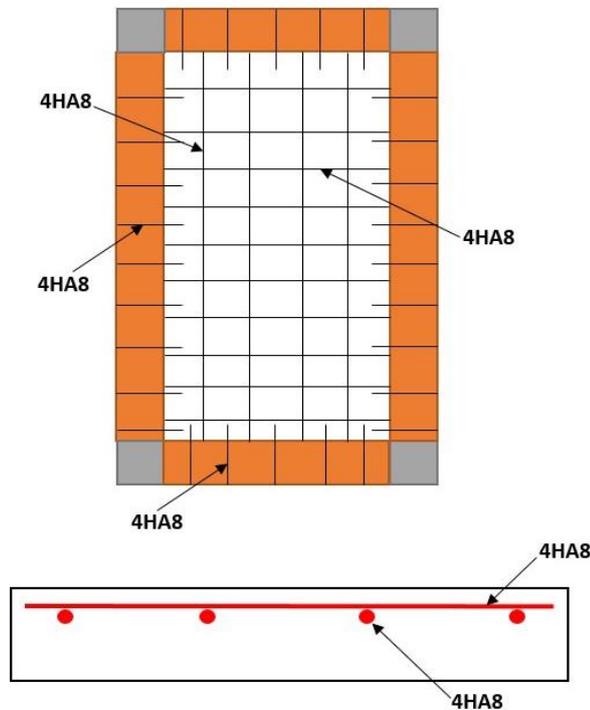
Les résultats de calcul de la flèche sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III.14.** Calcul de la flèche Dalle D6.

	$f_{gv}(cm)$	$f_{ji}(cm)$	$f_{pi}(cm)$	$f_{gi}(cm)$	$f(cm)$	$f_{adm}(cm)$	$\Delta f < f_{adm}$
Sens (x-x)	1,68	0,42	1,24	0,58	1,94	6	Vérifiée
Sens (y-y)	2,43	0,60	1,04	0,81	2,064	10,7	Vérifiée

Donc : la flèche est vérifiée.

**C. Schéma de ferrailage**



**Figure III.7.** Schéma de ferrailage de la dalle n°6 sur quatre appuis.

Le résultat des autres dalles sont représentés dans les tableaux suivant :

- Les dalles **D1, D2, D3, D4, D5, D6** appartient à l'étage courant.  
Avec : les dalles D1, D2, D3 sont des balcons. ⇒fissuration nuisible.
- Les dalles **D7, D8, D9, D10, D11, D12, D13, D14, D15** appartient au sous-sol 2.  
(Pour les autres dalles la fissuration est peu nuisible).

➤ **Calcul des sollicitations :**

**Tableau III.15.** Calcul des Sollicitation.

Types	Sollicitation							
	ELU				ELS			
	M <sub>xtra</sub> (KN.m)	M <sub>ytra</sub> (KN.m)	M <sub>xapp</sub> (KN.m)	M <sub>yapp</sub> (KN.m)	M <sub>xtra</sub> (KN.m)	M <sub>ytra</sub> (KN.m)	M <sub>xapp</sub> (KN.m)	M <sub>yapp</sub> (KN.m)
<b>D1</b>	1,939	/	1,295	/	1,370	/	0,091	/
<b>D2</b>	2,198	/	0,776	/	1,553	/	0,548	/
<b>D3</b>	2,198	/	0,776	/	1,553	/	0,548	/
<b>D4</b>	2,56	1,52	0,9	0,53	2,07	1,47	0,73	0,52
<b>D5</b>	1,9	1,64	0,67	0,58	1,61	1,46	0,56	0,51
<b>D6</b>	5,67	1,41	3,78	0,94	4,28	1,71	2,85	1,14
<b>D7</b>	22,27	16,9	7,86	5,96	18,17	15,12	6,41	5,33
<b>D8</b>	21,84	14,18	7,71	5	17,49	13,11	6,17	4,63
<b>D9</b>	10,67	2,66	7,11	1,77	7,88	3,08	5,25	2,05
<b>D10</b>	22,7	14,36	15,17	9,57	18,14	13,37	12,09	8,91
<b>D11</b>	18,08	12,52	12,05	8,35	14,63	11,57	9,75	7,77
<b>D12</b>	15,77	10,92	10,51	7,28	12,76	10	8,51	6,73
<b>D13</b>	13,55	11,39	9,03	7,59	11,21	9,99	7,47	6,66
<b>D14</b>	15,31	13,6	5,4	4,8	12,78	11,79	4,51	4,16
<b>D15</b>	22,14	16,27	14,76	7,75	17,33	11,39	11,55	7,59

➤ **Choix de ferrailage :**

**Tableau III.16.** Résultats de Ferrailage.

Type		$\mu_{bu}$	A	Z (m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>ado</sub> (cm <sup>2</sup> )	S <sub>t</sub> (cm)
<b>D1</b>	Travée	0,014	0,017	0,099	0,56	0,96	2HA8=1,01	25
	Appui	0,009	0,011	0,010	0,37		2HA8=1,01	25
	Ar=At/4	/	/	/	/	0,14	2HA8=1,01	25
<b>D2</b>	Travée	0,016	0,019	0,099	0,63	0,16	2HA8=1,01	25
	Appui	0,005	0,007	0,099	0,22		2HA8=1,01	25
	Ar=At/4	/	/	/	/	0,39	2HA8=1,01	25
<b>D3</b>	Travée	0,016	0,019	0,099	0,63	0,96	2HA8=1,01	25
	Appui	0,005	0,007	0,099	0,22		2HA8=1,01	25
	Ar=At/4	/	/	/	/	0,15	2HA8=1,01	25

<b>D4</b>	Tra x-x	0,0181	0,0228	0,099	0,74	1,5	4HA8=2,01	25
	App x-x	0,0063	0,008	0,099	0,26		4HA8=2,01	25
	Tra y-y	0,01	0,0135	0,099	0,44	0,96	4HA8=2,01	25
	App y-y	0,0038	0,0047	0,099	0,155		4HA8=2,01	25
<b>D5</b>	Tra x-x	0,013	0,016	0,099	0,51	0,98	4HA8=2,01	25
	App x-x	0,0047	0,0059	0,099	0,193		4HA8=2,01	25
	Tra y-y	0,0116	0,0146	0,099	0,47	0,96	4HA8=2,01	25
	App y-y	0,004	0,0051	0,099	0,167		4HA8=2,01	25
<b>D6</b>	Tra x-x	0,04	0,051	0,097	1,66	1,18	4HA8=2,01	25
	App x-x	0,0266	0,0338	0,099	1,1		4HA8=2,01	25
	Tra y-y	0,01	0,0125	0,099	0,49	0,96	4HA8=2,01	25
	App y-y	0,0066	0,0083	0,099	0,27		4HA8=2,01	25
<b>D7</b>	Tra x-x	0,048	0,062	0,176	3,64	1,68	4HA12=4,52	25
	App x-x	0,017	0,021	0,178	1,26		4HA8=2,01	25
	Tra y-y	0,036	0,046	0,176	2,74	1,6	4HA10=3,14	25
	App y-y	0,012	0,016	0,179	0,95		4HA8=2,01	25
<b>D8</b>	Tra x-x	0,047	0,06	0,175	3,57	1,73	4HA12=4,52	25
	App x-x	0,016	0,021	0,178	1,24		4HA8=2,01	25
	Tra y-y	0,03	0,039	0,177	2,3	1,6	4HA10=3,14	25
	App y-y	0,01	0,013	0,179	0,8		4HA8=2,01	25
<b>D9</b>	Tra x-x	0,023	0,029	0,177	1,72	1,97	4HA8=2,01	25
	App x-x	0,015	0,019	0,178	1,14		4HA8=2,01	25
	Tra y-y	0,0058	0,0072	0,179	0,42	1,6	4HA8=2,01	25
	App y-y	0,0038	0,0048	0,179	0,28		4HA8=2,01	25
<b>D10</b>	Tra x-x	0,049	0,63	0,175	3,73	1,74	4HA12=4,52	25
	App x-x	0,033	0,042	0,176	2,46		4HA10=3,14	25
	Tra y-y	0,031	0,039	0,177	2,33	1,6	4HA10=3,14	25
	App y-y	0,02	0,026	0,178	1,54		4HA8=2,01	25
<b>D11</b>	Tra x-x	0,039	0,05	0,176	2,94	1,7	4HA10=3,14	25
	App x-x	0,026	0,033	0,177	1,95		4HA8=2,01	25
	Tra y-y	0,027	0,034	0,177	2,02	1,6	4HA10=3,14	25
	App y-y	0,018	0,022	0,178	1,34		4HA8=2,01	25
<b>D12</b>	Tra x-x	0,034	0,043	0,176	2,56	1,65	4HA10=3,14	25
	App x-x	0,022	0,028	0,177	1,69		4HA8=2,01	25
	Tra y-y	0,028	0,03	0,177	1,76	1,6	4HA8=2,01	25
	App y-y	0,015	0,02	0,178	1,69		4HA8=2,01	25

<b>D13</b>	Tra x-x	0,029	0,037	0,177	2,19	1,65	4HA10=3,14	25
	App x-x	0,019	0,024	0,178	1,45		4HA8=2,01	25
	Tra y-y	0,024	0,031	0,177	1,84	1,6	4HA8=2,01	25
	App y-y	0,016	0,02	0,1	2,18		4HA10=3,14	25
<b>D14</b>	Tra x-x	0,033	0,042	0,176	2,48	1,63	4HA10=3,14	25
	App x-x	0,011	0,014	0,178	0,86		4HA8=2,01	25
	Tra y-y	0,029	0,037	0,177	2,2	1,6	4HA10=3,14	25
	App y-y	0,01	0,013	0,1	1,38		4HA8=2,01	25
<b>D15</b>	Tra x-x	0,048	0,061	0,175	3,62	1,78	4HA12=4,52	25
	App x-x	0,032	0,04	0,177	2,39		4HA10=3,14	25
	Tra y-y	0,025	0,032	0,177	1,88	1,6	4HA8=2,01	25
	App y-y	0,016	0,021	0,1	2,22		4HA10=3,14	25

➤ **Vérification de l'effort tranchant :**

**Tableau III.17.** Vérification de l'effort tranchant.

Type	V <sub>ux</sub> (KN)	V <sub>uy</sub> (KN)	$\tau_{ux}$ (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	$\tau_{ux} \leq \bar{\tau}_u$
<b>D1</b>	7,66	/	0,076	1,25	Vérifiée
<b>D2</b>	7,66	/	0,76	1,25	Vérifiée
<b>D3</b>	7,66	/	0,76	1,25	Vérifiée
<b>D4</b>	7,42	9,73	0,09	1,25	Vérifiée
<b>D5</b>	7,42	7,96	0,044	1,25	Vérifiée
<b>D6</b>	9,28	20,94	0,19	1,25	Vérifiée
<b>D7</b>	32,74	37,76	0,2	1,25	Vérifiée
<b>D8</b>	30,44	38,6	0,21	1,25	Vérifiée
<b>D9</b>	17,23	38,88	0,21	1,25	Vérifiée
<b>D10</b>	32,74	42,47	0,23	1,25	Vérifiée
<b>D11</b>	30,44	37,03	0,2	1,25	Vérifiée
<b>D12</b>	28,43	34,24	0,19	1,25	Vérifiée
<b>D13</b>	28,43	31,13	0,17	1,25	Vérifiée
<b>D14</b>	29	30,930	0,17	1,25	Vérifiée
<b>D15</b>	30,44	43,35	0,24	1,25	Vérifiée

➤ **Les vérifications à effectuer dans le cas de fissuration préjudiciable sont :**

- **Contrainte limite de l'acier : Etat limite d'ouverture des fissures.**

$$\sigma_{st} = 15 \sigma_{bc} \frac{d-y}{y} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{n \cdot f_{tj}} \right)$$

$$\eta = 1,6 \text{ Pour les barres de haute adhérence.}$$

- **Contrainte limite du béton : Etat limite de compression du béton.**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$$

**Pour les balcons :**

**Tableau III.18.** Vérification des contraintes (Balcon).

Type		M <sup>s</sup> (MPa)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_{st}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$
D1	Travée	1,37	2,28	2415,5	1,3	15	Vérifier	65,635	201,63	Vérifier
	Appuis	0,091	1,6	1205,5	1,21		Vérifier	95,53		Vérifier
D2	Travée	1,553	2,28	2415,5	1,47	15	Vérifier	74,39	201,63	Vérifier
	Appuis	0,548	1,6	1205,5	0,72		Vérifier	57,32		Vérifier
D3	Travée	1,553	2,28	2415,5	1,47	15	Vérifier	74,39	201,63	Vérifier
	Appuis	0,548	1,6	1205,5	0,72		Vérifier	57,32		Vérifier

**Pour les autres dalles :**

**Tableau. III.19.** Vérification des contraintes.

Type		M <sup>s</sup> (MPa)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
D4	Tra x-x	2,07	2,17	21890	2,06	15	Vérifier
	App x-x	1,47	2,17	21890	0,72		Vérifier
	Tra y-y	0,732	2,17	21890	1,46		Vérifier
	App y-y	0,52	2,17	21890	0,51		Vérifier
D5	Tra x-x	1,61	2,17	21890	1,6	15	Vérifier
	App x-x	0,56	2,17	21890	0,56		Vérifier
	Tra y-y	1,46	2,17	21890	1,45		Vérifier
	App y-y	0,51	2,17	21890	0,51		Vérifier
D6	Tra x-x	4,28	2,17	21890	4,24	15	Vérifier
	App x-x	2,8	2,17	21890	2,83		Vérifier
	Tra y-y	1,71	2,17	21890	1,69		Vérifier
	App y-y	1,14	2,17	21890	1,13		Vérifier
D7	Tra x-x	18,17	4,3	15376	5,09	15	Vérifier
	App x-x	6,41	3,6	15376	2,08		Vérifier
	Tra y-y	15,12	3	7683,7	5,91		Vérifier
	App y-y	5,33	3	7683,7	2,08		Vérifier
D8	Tra x-x	17,49	4,3	15376	4,9	15	Vérifier
	App x-x	6,17	3,6	11320	2		Vérifier
	Tra y-y	13,11	3	7683,7	5,13		Vérifier
	App y-y	4,6	3	7683,7	1,81		Vérifier
D9	Tra x-x	7,88	3	7683,7	3,08	15	Vérifier
	App x-x	5,25	3	7683,7	2,05		Vérifier
	Tra y-y	3,08	3	7683,7	1,2		Vérifier
	App y-y	2,05	3	7683,7	0,80		Vérifier

<b>D10</b>	Tra x-x	18,14	4,3	15376	5,08	15	Vérifier
	App x-x	12,09	3,67	11320	3,92		Vérifier
	Tra y-y	13,37	3,67	11320	4,34		Vérifier
	App y-y	8,91	3	7683,7	3,48		Vérifier
<b>D11</b>	Tra x-x	14,63	3,6	11320	4,75	15	Vérifier
	App x-x	9,75	3	7683,7	3,81		Vérifier
	Tra y-y	11,57	3,6	11320	3,75		Vérifier
	App y-y	7,71	3	7683,7	3,02		Vérifier
<b>D12</b>	Tra x-x	12,76	3,6	11320	4,14	15	Vérifier
	App x-x	8,51	3	7683,7	3,33		Vérifier
	Tra y-y	10	3	7683,7	3,95		Vérifier
	App y-y	6,73	3	7683,7	2,63		Vérifier
<b>D13</b>	Tra x-x	11,21	3,6	11320	3,64	15	Vérifier
	App x-x	7,47	3	7683,7	2,92		Vérifier
	Tra y-y	9,99	3	7683,7	3,91		Vérifier
	App y-y	6,66	3,6	7683,7	2,16		Vérifier
<b>D14</b>	Tra x-x	12,78	3,6	11320	4,14	15	Vérifier
	App x-x	4,51	3	7683,7	1,76		Vérifier
	Tra y-y	11,79	3	7683,7	4,61		Vérifier
	App y-y	4,16	3,6	7683,7	1,35		Vérifier
<b>D15</b>	Tra x-x	17,33	4,3	15376	4,85	15	Vérifier
	App x-x	11,55	3,6	11320	3,75		Vérifier
	Tra y-y	11,39	3	7683,7	4,45		Vérifier
	App y-y	7,59	3,6	11320	2,46		Vérifier

➤ **Vérification des conditions de la flèche :**

**Tableau. III.20.** Vérification des conditions de flèche.

Type	$\frac{h}{l} > \frac{3}{80}$	$\frac{h}{l} > \frac{3}{80}$	$\frac{M_t}{20M_0}$	$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{20M_0}$	$A_t$	$\frac{2bd}{f_e}$	$A_t \leq \frac{2bd}{f_e}$	
<b>D1</b> x-x	0,148>0,0375	Vérifiée	0,066	Vérifiée	1,01	9	Vérifiée	
<b>D2</b> x-x	0,11>0,0375	Vérifiée	0,058	Vérifiée	1,01	7,5	Vérifiée	
<b>D3</b> x-x	0,11>0,0375	Vérifiée	0,058	Vérifiée	1,01	7,5	Vérifiée	
<b>D4</b>	x-x	0,1>0,0375	Vérifiée	0,058	Vérifiée	2,01	9	Vérifiée
	y-y	0,083>0,0375	Vérifiée	0,058	Vérifiée	2,01	9	Vérifiée
<b>D5</b>	x-x	0,083>0,0375	Vérifiée	0,058	Vérifiée	2,01	9	Vérifiée
	y-y	0,079>0,0375	Vérifiée	0,058	Vérifiée	2,01	9	Vérifiée
<b>D6</b>	x-x	0,066>0,0375	Vérifiée	0,066	Vérifiée	2,01	9	Vérifiée
	y-y	0,035>0,0375	Non-vérifiée	0,066	Non-vérifiée	2,01	9	Vérifiée

<b>D7</b>	x-x	0,035>0,0375	Non-vérifiée	0,058	Non-vérifiée	4,52	9	Vérifiée
	y-y	0,031>0,0375	Non-vérifiée	0,058	Non-vérifiée	3,14	9	Vérifiée
<b>D8</b>	x-x	0,037>0,0375	Vérifiée	0,058	Vérifiée	4,52	9	Vérifiée
	y-y	0,031>0,0375	Non-vérifiée	0,058	Non-vérifiée	3,14	9	Vérifiée
<b>D9</b>	x-x	0,066>0,0375	Vérifiée	0,066	Non-vérifiée	2,01	9	Vérifiée
	y-y	0,035>0,0375	Non-vérifiée	0,066	Non-vérifiée	2,01	9	Vérifiée
<b>D10</b>	x-x	0,035>0,0375	Vérifiée	0,066	Vérifiée	4,52	9	Vérifiée
	y-y	0,028>0,0375	Vérifiée	0,066	Vérifiée	3,14	9	Vérifiée
<b>D11</b>	x-x	0,0377>0,0375	Vérifiée	0,066	Non-vérifiée	3,14	9	Vérifiée
	y-y	0,032>0,0375	Non-vérifiée	0,066	Non-vérifiée	3,14	9	Vérifiée
<b>D12</b>	x-x	0,04>0,0375	Vérifiée	0,066	Vérifiée	3,14	9	Vérifiée
	y-y	0,035>0,0375	Non-vérifiée	0,066	Non-vérifiée	2,01	9	Vérifiée
<b>D13</b>	x-x	0,04>0,0375	Vérifiée	0,066	Vérifiée	3,14	9	Vérifiée
	y-y	0,0377>0,0375	Vérifiée	0,066	Vérifiée	2,01	9	Vérifiée
<b>D14</b>	x-x	0,039>0,0375	Vérifiée	0,058	Vérifiée	3,14	9	Vérifiée
	y-y	0,0377>0,0375	Vérifiée	0,058	Vérifiée	3,14	9	Vérifiée
<b>D15</b>	x-x	0,0377>0,0375	Vérifiée	0,066	Non-vérifiée	4,52	9	Vérifiée
	y-y	0,028>0,0375	Non-vérifiée	0,066	Non-vérifiée	2,01	9	Vérifiée

➤ **Vérification de la flèche :**

**Tableau.III.21.** Résultats calcul de flèche.

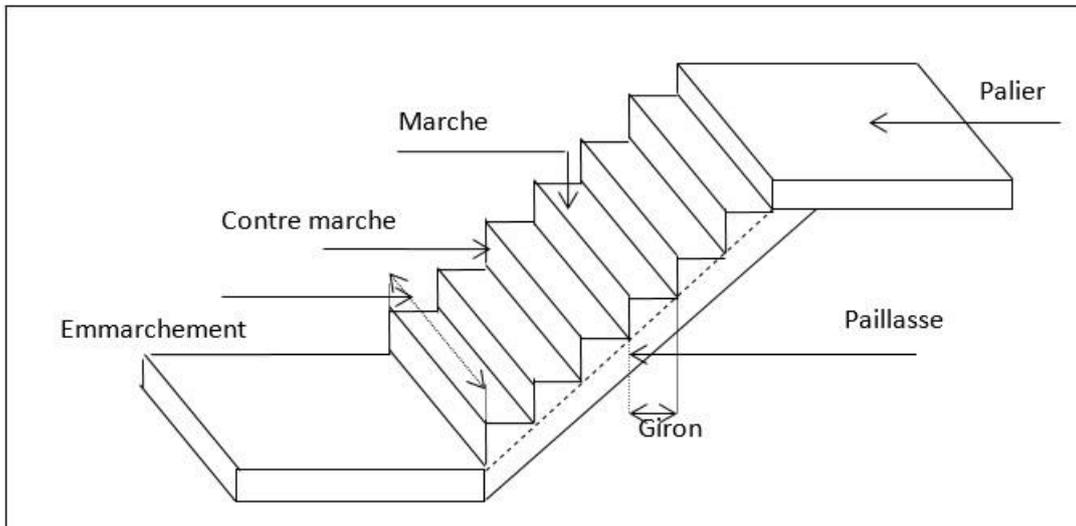
Type		$f_{gv}$ (mm)	$f_{ji}$ (mm)	$f_{pi}$ (mm)	$f_{gi}$ (mm)	$\Delta f$ (mm)	$\bar{f}$ (mm)	$\Delta f \leq \bar{f}$
<b>D6</b>	x-x	1,68	0,42	1,24	0,56	1,94	6	Vérifiée
	y-y	2,43	0,608	1,04	0,81	2,06	10,7	Vérifiée
<b>D7</b>	x-x	4,12	1,12	6,03	1,37	7,6	10,7	Vérifiée
	y-y	4,34	1,18	5,52	1,44	7,23	11,35	Vérifiée
<b>D8</b>	x-x	3,43	0,93	4,75	1,14	6,1	10,3	Vérifiée
	y-y	3,76	1,02	3,21	1,25	4,69	11,35	Vérifiée
<b>D9</b>	x-x	0,51	0,14	0,28	0,17	0,49	6	Vérifiée
	y-y	0,72	0,19	0,4	0,24	0,69	10,7	Vérifiée
<b>D11</b>	x-x	2,92	0,79	3,44	0,97	4,59	10,3	Vérifiée
	y-y	3,11	0,85	1,76	1,03	2,98	11,15	Vérifiée

<b>D12</b>	<b>x-x</b>	2,22	0,6	1,72	0,74	2,59	9,9	<b>Vérifiée</b>
	<b>y-y</b>	2,37	0,64	1,33	0,79	2,27	10,7	<b>Vérifiée</b>
<b>D15</b>	<b>x-x</b>	2,32	0,63	1,8	0,77	2,71	10,05	<b>Vérifiée</b>
	<b>y-y</b>	2,39	0,65	1,35	0,79	2,29	10,3	<b>Vérifiée</b>

### III.3. Les escaliers :

Un escalier est une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre. Il peut être en béton armé, en acier ou en bois.

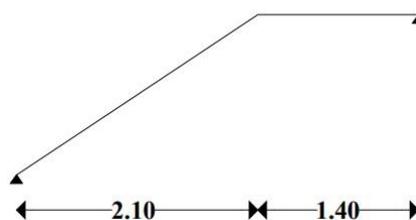
Dans notre structure nous avons un seul type d'escalier à deux volées qui est identique pour tous les étages.



**Figure.III.8.** schéma d'escalier.

#### III.3.1. Calcul de l'escalier :

Les calculs des sollicitations se fait par la méthode RDM ou par la méthode des charges équivalentes.



**Figure.III.9.** Schéma statique d'escalier.

III.3.1.1. Calcul des sollicitations :

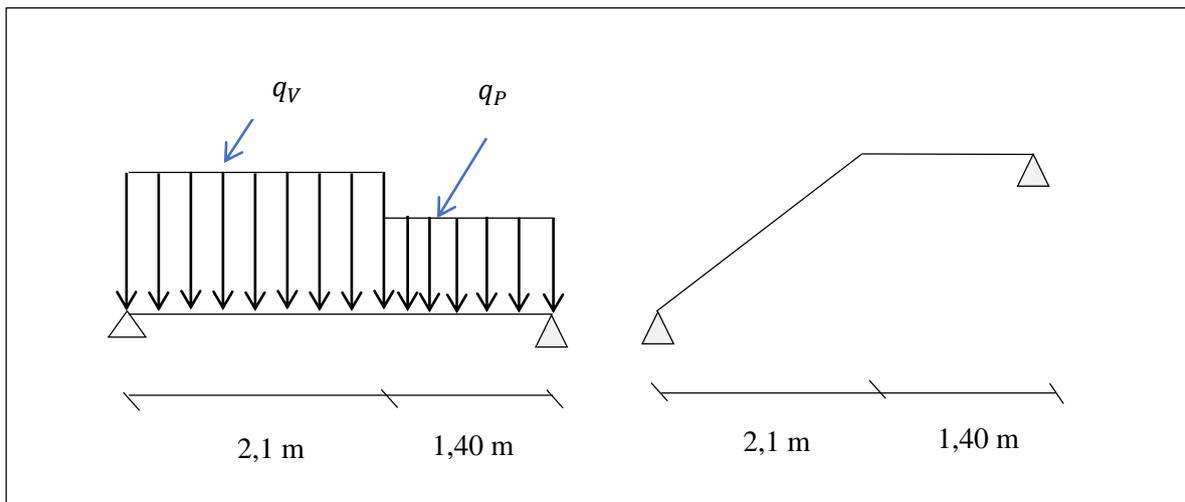


Figure III.10. Sollicitation sur l'escalier

a. Calcul à l'ELU :

- La charge qui revient sur la volée :

$$q_v = 1.35G_v + 1.5Q_v = (1.35 \times 7,94) + (1.5 \times 2.5) = 14.47 \text{ KN/ml}$$

- La charge qui revient sur le palier :

$$q_p = 1.35G_p + 1.5Q_p = (1.35 \times 5,11) + (1.5 \times 2.5) = 10.65 \text{ KN/ml}$$

- o Réactions des appuis :

Par la méthode RDM on trouve :

$$R_A = 24.26 \text{ KN.}$$

$$R_B = 21.04 \text{ KN.}$$

- o Effort tranchant et moment fléchissant :

- Premier tronçon :  $0 \leq x \leq 2,1 \text{ m}$

$$M(x) = -7,235x^2 + 24,25x$$

$$T = 14,47x - 24,25$$

Pour  $x = 0 \text{ m}$  :

- $M = 0 \text{ KN.m}$
- $T = 24,25 \text{ KN}$

Pour  $x = 2,1 \text{ m}$  :

- $M = -16,08 \text{ KN.m}$

- $T = 6.13 \text{ KN}$
- **Deuxième tronçon :  $0 \leq x \leq 1,4\text{m}$**

$$M(x) = -5,325x^2 + 21,04x$$

$$T = 10,65x - 21,04$$

**Pour  $x = 0 \text{ m}$  :**

- $M = 0 \text{ KN.m}$
- $T = -21,04 \text{ KN}$

**Pour  $x = 1,4\text{m}$  :**

- $M = 19,02 \text{ KN.m}$
- $T = -6,13 \text{ KN}$
- **Calcul de  $M_{\max}$  :**

$$M_{\max} = M(x)$$

- **Calcul de  $x$  :**

$$\frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow 14,47x - 24,25 \Rightarrow x = 3,44 \text{ m}$$

$$M_{\max} = 20,8 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des moments réels :**

$$M_a = -0,4 M_{\max} = -8,32 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,75 M_{\max} = 15,6 \text{ KN.m}$$

### III.3.1.2. Calcul du ferrailage :

Le calcul se fera en flexion simple pour une section ( $e \times b$ )

Avec :  $e = 15 \text{ cm}$  ;  $b = 100 \text{ cm}$  ;  $d = 13 \text{ cm}$  ;  $c = 2 \text{ cm}$ .

**Tableau.III.22.** Ferrailage à l'ELU.

Position	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )
<b>En travée</b>	15,6	0,065	0,084	0,125	3,58	1,56	<b>4HA12 =4,52</b>
<b>En appuis</b>	8,32	0,0346	0,44	0,127	1,85	1,56	<b>4HA8 =2,01</b>

- **Vérification l'effort tranchant**

On a :  $V_{\max} = 21,04 \text{ KN}$ ;  $b = 1\text{m}$ ;  $H = 15 \text{ cm}$ ;  $d = 0,13 \text{ m}$ .

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} = 0,16 \text{ MPa}$$

$$\tau_\ell = \min \left( \frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,16 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa. .... Condition vérifiée.}$$

⇒ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

○ **Espacement des barres :**

- **Armatures longitudinales :**

$$St = \frac{100}{4} \leq \min (3h ; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

Donc on opte **St = 25cm** en travée et en appui.

- **Armatures de répartition :**

**En travée :**

$$Ar = \frac{Ap}{3} = 1,51\text{cm}^2$$

Soit :  $A_r = 2\text{HA}10 = 1,57\text{cm}^2$

**En appuis :**

$$Ar = \frac{Ap}{3} = 0,213 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_r = 2\text{HA}8 = 1,01\text{cm}^2$

**b. Calcul à l'ELS :**

- **La charge qui revient sur la volée :**

$$q_v = G_v + Q_v = 7,94 + 2,5 = 10,44 \text{ KN/ml}$$

- **La charge qui revient sur le palier :**

$$q_p = G_p + Q_p = 5,11 + 2,5 = 7,36 \text{ KN/ml}$$

- **Réactions des appuis :**

Par la méthode RDM on trouve :

$$R_A = 17,4 \text{ KN}$$

$$R_B = 14,82 \text{ KN}$$

- **Calcul des moments réels :**

$$M_{\max} = 14,5 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 7,25 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -5,8 \text{ KN.m}$$

o **Vérification à faire :**

- **Etat limite d'ouverture de fissures :**

L'état de fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

- **Etat limite de compression du béton :**

On a une fissuration peu nuisible, donc on doit vérifier la contrainte du béton comprimé.

La vérification des contraintes est présentée dans le tableau suivant :

**Tableau.III.23.** Vérification de la contrainte.

Position	$M_{\text{ser}}$ (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	Observation
En travée	7,25	3,32	12514,77	11,44	15	Vérifier
En appuis	5,8	2,52	6231,432	9,53	15	Vérifier

- **Etat limite de déformation**

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$\frac{h}{l} = 0,042 \geq 1/16 = 0,0625 \dots \dots \dots (1)$$

$$\frac{h}{l} = 0,042 \geq \frac{Mt}{10M_0} = 0,075 \dots \dots \dots (2)$$

$$\frac{A}{b \times d} = 0,04 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \dots \dots \dots (3)$$

Les trois conditions ne sont pas vérifiées donc la vérification de la flèche est nécessaire.

Donc on procède à la vérification de la flèche et les résultats sont comme suit :

$$\Delta f \leq \bar{f}$$

$$l > 5m \rightarrow \bar{f} = \frac{l}{500} + 0,5 \text{ cm} = \frac{350}{1000} + 0,5 = 0,85 \text{ cm.}$$

Avec :  $\Delta f_t = f_{gv} - f_{jt} + f_{pt} - f_{gt} \dots \dots \dots$  BAEL91 révisé 99.

On a :  $M_g = 25,48 \text{ KN.m}$  ;  $M_j = 15,91 \text{ KN.m}$  ;  $M_p = 32,71 \text{ KN.m}$

Tous les résultats de calcul effectués sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.III.24. Vérification de la flèche dans les escaliers.

$f_{ji}$ (mm)	$f_{gi}$ (mm)	$f_{gv}$ (mm)	$f_{pi}$ (mm)	$\Delta f_i$ (mm)	$f_{adm}$ (mm)	Observation
1,63	3,11	6,15	4,27	5,67	6,005	Vérifiée

○ Schéma de ferrailage :

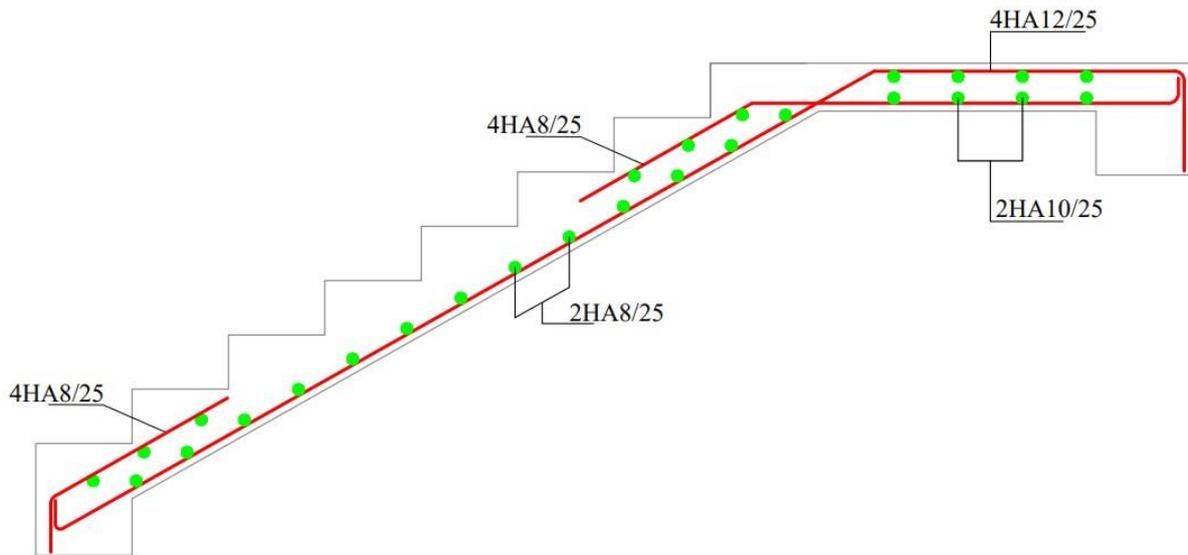


Figure.III.11. Schéma de ferrailage d'escalier.

III.3.2. Etude de la poutre palière :

La poutre palière est un élément soumis à la flexion simple qui est due à son poids propre, et à de la torsion qui est due à la charge transmise par l'escalier.

○ Prédimensionnement :

Condition de la flèche :

On a :  $\frac{L}{15} \leq h_p \leq \frac{L}{10}$  avec :  $h_p$  : hauteur de la poutre.

$b$  : largeur de la poutre.

$L$  : longueur de la poutre.

$L = 315 - 30 = 285 \text{ cm} \Rightarrow 19 \leq h \leq 28,5 \text{ cm}$

En tenant compte de l'effet sismique on prend :  $h = 30 \text{ cm}$  ;  $b = 30 \text{ cm}$ .

**- Vérification RPA :**

$b \geq 20\text{cm} \Rightarrow b=30\text{ cm} \dots\dots\dots$  Condition vérifiée.

$h \geq 30\text{ cm} \Rightarrow h = 30\text{ cm} \dots\dots\dots$  Condition vérifiée.

$h/b \leq 4 \Rightarrow h/b=30/30 = 1 \leq 4 \dots\dots\dots$  Condition vérifiée.

**o Evaluation des charges :**

Le poids propre de la poutre :  $G_0 = 0,3 \times 0,3 \times 25 = 2,25\text{ KN/ml}$ .

Le poids propre du mur :  $G_1 = 3,3 \times \left(\frac{2,8-0,3}{2}\right) = 4,125\text{ KN/ml}$ .

**- Les sollicitations de la poutre palière :**

**Tableau.III.25.** Les sollicitations de la poutre palière.

	<b>R<sub>A</sub> (KN)</b>	<b>P (KN/m)</b>	<b>M<sub>0</sub> (KN.m)</b>	<b>M<sub>t</sub> (KN.m)</b>	<b>M<sub>a</sub> (KN.m)</b>	<b>V (KN)</b>
<b>ELU</b>	36,702	45,308	56,19	47,76	22,48	71,36
<b>ELS</b>	29,747	30,384	37,68	32,033	15,074	37,68

**o Calcul de la section d'armature à la flexion simple :**

**Tableau.III.26.** Ferrailage de la poutre palière la flexion simple.

	<b>M(KN.m)</b>	<b>μ<sub>bu</sub></b>	<b>α</b>	<b>Z (m)</b>	<b>A<sub>cal</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>A<sub>min</sub>(cm<sup>2</sup>)</b>
<b>En travée</b>	47,76	0,143	0,194	0,258	5,317	1,01
<b>En appui</b>	22,48	0,067	0,087	0,270	2,391	1,01

**a. Vérification à l'ELU :**

**- Contrainte de cisaillement à la flexion simple :**

$V_U = 68,96\text{ KN} ; f_{c28} = 25\text{ MPa} ; \gamma_b = 1,5 ; b = 30\text{ cm} ; h = 30\text{ cm} ; c = 2\text{ cm} ; d = 28\text{ cm}$ .

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

$$\Rightarrow \tau_f = \frac{V_u}{b \times d} = 0,849\text{ MPa}$$

$\tau_f = 0,821\text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33\text{ MPa} \dots\dots\dots$  Condition vérifiée.

Donc : pas de rupture par cisaillement.

**o Calcul de l'espacement :**

$St \leq \min (0,9d; 40\text{ cm}) = 25,2\text{cm}$ .

On opte :  $S_t = 15 \text{ cm}$ .

○ **Calcul des armatures transversal :**

**À la flexion simple :**

$$\frac{(A_t \times f_e)}{(b \times S_t)} \geq \max \left( \frac{u}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right)$$

$$A_t^{flexion} \geq 0,4 \times \frac{b \times S_t}{f_e} = 0,4 \times \frac{0,3 \times 0,15}{400} = 1,125 \text{ cm}^2$$

**À la torsion :**

Pour une section pleine on remplace la section réelle pour une section creuse équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égale à sixième du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour de la section (D'après le BAEL 91).

- U : périmètre de la section.
- $\Omega$  : air du contour tracé à mi-hauteur.
- e : épaisseur de la paroi. ( $e = \varnothing/6$  cercle qu'on peut inscrire dans la section  $b \times h$ )
- $A_l$  : section d'acier.

Le moment de torsion de cette poutre est égal au moment de la volée à cet appui.

$$M_{tor} = Ma \times \frac{L}{2} = 25,32 \times \frac{3,15}{2} = 39,87 \text{ KN.m}$$

**Calcul de l'aire de la section efficace «  $\Omega$  » :**

$$\Omega = (h - e) (b - e) \Rightarrow e = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm.}$$

$$\Omega = (30 - 5) (30 - 5) = 625 \text{ cm}^2.$$

**Calcul du périmètre de la section efficace « U » :**

$$U = [(h - e) + (b - e)] \times 2 = 100 \text{ cm.}$$

$$\Rightarrow A_t^{torsion} = \frac{M_{tor}}{2 \times f_s} = \frac{39,87 \times 10^{-3}}{2 \times 0,0625 \times 348} = 1,378 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_t^{min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 0,15 \times 0,40 = 1,35 \text{ cm}^2$$

Donc on ferraille avec :  $A_t = 3\text{HA}10 = 2,36 \text{ cm}^2$ .

○ **Calcul des armatures longitudinales :**

$$A_{ltor} = \frac{M_{tor} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{39,87 \times 10^{-3} \times 1 \times 1,15}{2 \times 0,0625 \times 400} = 9,172 \text{ cm}^2$$

**En travée :**  $A = A_{flexion} + \frac{A_{torsion}}{2} \Rightarrow At = 9,903 \text{ cm}^2$  Soit : At = 5HA16 = 10,05 cm<sup>2</sup>

**En appui :**  $A = A_{flexion} + \frac{A_{torsion}}{2} \Rightarrow Aa = 6,977 \text{ cm}^2$  Soit : Aa = 5HA14 = 7,7 cm<sup>2</sup>

○ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_t = \frac{M_{tor}}{2 \times e} = \frac{39,87 \times 10^{-3}}{2 \times 0,06250,05} = 6,38 \text{ MPa}$$

$$\tau = \sqrt{(\tau_t)^2 + (\tau_f)^2} = \sqrt{(6,38)^2 + (0,821)^2} = 6,43 \text{ MPa.}$$

D'où  $\tau = 6,43 \text{ MPa} > \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa}$  .....Condition non vérifiée.

⇒ il y a un risque de rupture par cisaillement. On augmente la section de la poutre palière, soit :

$$(b \times h) \text{ cm}^2 = (40 \times 40) \text{ cm}^2$$

$$G_0 = 0,4^2 \times 25 = 4 \text{ KN/m}$$

$$P_u = 47,67 \text{ KN}$$

$$M_t = 50,25 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 23,65 \text{ KN.m}$$

$$V_u = 75,08 \text{ KN}$$

- **Calcul d'armature à la flexion simple :**

**En travée :**  $A_t = 3,92 \text{ cm}^2$

**En appuis :**  $A_a = 1,815 \text{ cm}^2$

$$A_{min} = 1,83 \text{ cm}^2$$

- **Calcul d'armature à la torsion :**

$$M_{torsion} = 39,87 \text{ KN.m}$$

$$e = 0,067 \text{ m}; \Omega = 0,111 \text{ m}; U = 1,333$$

- **Armatures longitudinales :**

$$A_{ltor} = \frac{M_{tor} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{39,87 \times 10^{-3} \times 1 \times 1,15}{2 \times 0,111 \times 400} = 9,43 \text{ cm}^2$$

**En travée :**  $A_t = 9,439 \text{ cm}^2$  .....On ferraille avec : **5HA16 = 10,05 cm<sup>2</sup>**

**En appuis :**  $A_a = 7,439 \text{ cm}^2$ .....On ferraille avec : **5HA14 = 7,70 cm<sup>2</sup>**

○ **Calcul de l'espacement :**

$$St \leq \min (0,9d; 40 \text{ cm}) = 36 \text{ cm.}$$

On opte :  $St=15 \text{ cm.}$

○ **Calcul des armatures transversal :**

À la flexion simple :  $A_t = 0,6 \text{ cm}^2$ .

À la torsion :  $A_{\min}=1,35 \text{ cm}^2$ .

$$A_{t\text{-torsion}}=1,47 \text{ cm}^2$$

Donc on ferraille avec :  $A_t = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$ .

○ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_t = 2,69 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Donc : pas de risque de rupture par cisaillement.

**b. Vérification à l'ELS :**

- **Etat limite de compression de béton :**

$$\sigma_{bc} = Ms \times \frac{y}{I} \leq \sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

**Tableau.III.27.** Vérification de la contrainte.

Localisation	M (KN.m)	Y(m)	I (m <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (Mpa)	Observation
<b>En travée</b>	33,304	0,110	0,00083	4,258	15	Vérifiée
<b>En appuis</b>	15,672	0,087	0,00028	2,33	15	Vérifiée

- **Etat limite de déformation :**

Il faut vérifier les conditions suivantes :

$$\frac{h}{l} = 0,114 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} = 0,114 \geq \frac{M_t}{10M_0} = 0,085 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b \times d} = 0,0066 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc : La vérification de la Flèche n'est pas nécessaire.

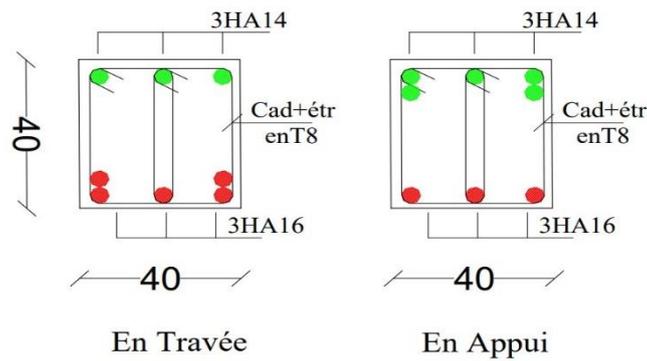


Figure.III.12. Schéma de ferrailage de la poutre palière.

#### III.4. Etude de la poutre de chaînage :

D'après l'article (9.3.6) et (9.3.7), les poutres de chaînages sont des poutres en béton armé soit horizontale ou verticale, jouant un rôle porteur des poutrelles ou du corps creux.

Elle est conçue pour reprendre le poids des murs. Aussi considérée comme simplement appuyée, soumise à une charge répartie due à son poids propre et au poids des murs.

Dans notre projet, on a adopté :  $h = 45 \text{ cm}$  ;  $b = 30 \text{ cm}$ .

##### o Calcul des sollicitations :

##### - Calcul à la flexion :

**Poids propre du chaînage :**  $G_0 = 25 \times 0,35 \times 0,45 = 3,375 \text{ KN/m}$ .

**Poids du mur :**  $G_1 = 3,3 \times \left(\frac{2,8-0,3}{2}\right) = 4,125 \text{ KN/ml}$

**ELU :**  $q_u = 1,35 \times (G_0 + G_1) = 10,125 \text{ KN/ml}$

$$M_u = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{10,125 \times 6^2}{8} = 45,56 \text{ KN.m}$$

$$V_u = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{10,125 \times 6}{2} = 30,37 \text{ KN}$$

**ELS :**  $q_s = G_0 + G_1 = 7,5 \text{ KN/ml}$

$$M_s = \frac{q_s \times L^2}{8} = \frac{7,5 \times 6^2}{8} = 33,75 \text{ KN.m}$$

- **Correction des moments :**

**En travée :**  $M_{tu} = 0,85M_u = 38,726 \text{ KN}$ .

$$M_{ts} = 0,85M_u = 28,875 \text{ KN.m}$$

**En appuis :**  $M_{au} = -0,4M_u = -18,224 \text{ KN.m}$

$$M_{as} = -0,4M_s = -13,5 \text{ KN.m}$$

o **Ferraillage de la poutre de chaînage :**

**Tableau.III.28.** Ferraillage de la poutre de chaînage.

	<b>M (KN.m)</b>	$\mu_{bu}$	<b>A</b>	<b>Z (m)</b>	<b>A<sub>cal</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>A<sub>min</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>A<sub>choisit</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>
<b>En travée</b>	38,726	0,021	0,0260	0,425	2,618	1,56	3HA12=3,39
<b>En appui</b>	18,224	0,001	0,0012	0,427	1,226	1,56	3HA10=2,36

o **Vérifications Nécessaire :**

**a. À ELU :**

- **Effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{Vu}{b \times d} = \frac{30,37 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,43} = 0,235 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- **Calcul des armatures transversales :**

On fixe  $S_t = 15 \text{ cm}$  ; on calcule  $A_t$  :

$$A_t \geq \frac{0,4 \times b \times S_t}{f_e} = \frac{0,4 \times 0,3 \times 15}{400} = 0,45 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots 1$$

$$A_t \geq \frac{b \times S_t (\tau_u - 0,3f_{c28})}{0,9f_e} = -9,08 \text{ cm}^2 < 0 \dots \dots \dots 2$$

$$A_t = \max (1,2) = 0,45 \text{ cm}^2.$$

Soit un cadre Ø8,  $A_t = 2\text{Ø}8 = 1,01 \text{ cm}^2$ .

- **Vérification des contraintes sur le béton :**

On doit vérifier :  $\sigma_{bc} = M_s \times \frac{y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

**Tableau.III.29.** Vérification des contraintes.

<b>Position</b>	<b>M<sub>ser</sub> (KN.m)</b>	<b>Y (cm)</b>	<b>I (cm<sup>4</sup>)</b>	<b><math>\sigma_{bc}</math> (MPa)</b>	<b><math>\bar{\sigma}_{bc}</math> (MPa)</b>	<b>Observation</b>
<b>En travée</b>	28,875	27,77	225949,5	3,55	15	Vérifiée
<b>En appui</b>	13,5	22,61	130302,68	2,35	15	Vérifiée

- **Vérification de la flèche :**

$$\frac{h}{l} = 0,05 \geq \frac{M_t}{10M_0} = 0,085 \dots \dots \dots \text{condition non vérifier.}$$

$$\frac{A}{bd} = 0,0018 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{conditio vérifier.}$$

$$L = 6m < 8m \dots \dots \dots \text{Condition vérifier.}$$

Une condition n'est pas vérifiée don le calcul de flèche est nécessaire. Donc en procède à la vérification de la flèche et les résultats sont comme suit :

$$\Delta f \leq \bar{f} ; l > 5m \rightarrow \bar{f} = \frac{l}{500} + 0,5cm = \frac{600}{1000} + 0,5 = 0,6005 \text{ cm.}$$

Avec :  $\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \dots \dots \dots$  BAEL91 révisé 99.

• **Les charges**

$$G = 4,71\text{KN} ; Q = 1,5\text{KN} ; j = G - G_{\text{revêtement}} = 3,25 \text{ KN.m} ;$$

$$P = G + Q = 6,21 \text{ KN} ; G_{\text{mur}} = 3,3 \text{ KN} ; L = 6m.$$

$$\Rightarrow M_{gser} = \frac{GL^2}{8} + G_{mur} \times l = 40,995 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_{jser} = \frac{jL^2}{8} + G_{mur} \times l = 34,425\text{KN.m}$$

$$\Rightarrow M_{pser} = \frac{p \times l^2}{8} + G_{mur} \times l = 47,745\text{KN.m}$$

$$\text{Avec : } E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa}$$

$$E_i = 3 \times E_v = 32456.58 \text{ MPa.}$$

**Tableau.III.30.** Vérification la flèche.

Données (KN/m)	Moments (KN.m)	Flèches (mm)	
<i>j</i>	34,425	<i>f<sub>ji</sub></i>	1,34
<i>g</i>	40,995	<i>f<sub>gi</sub></i>	1,6
		<i>f<sub>gv</sub></i>	4,77
<i>p</i>	47,745	<i>f<sub>pi</sub></i>	1,8

$\Delta f = 3,63 \text{ mm} \leq \bar{f} = 6,005 \text{ mm}$  .....condition vérifier.

➤ **Schéma de ferrailage :**

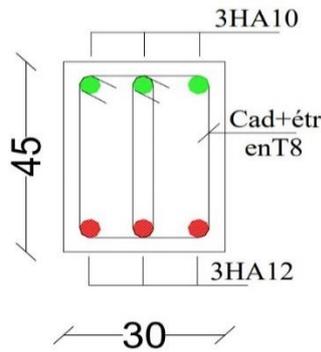


Figure.III.13. Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage.

**III.5. Etude de l'acrotère :**

L'acrotère est considéré comme une console soumise à son poids propre (G), à une force latérale due à l'effet sismique et à une surcharge horizontale (Q) due à la main courante.

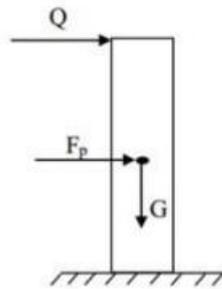


Figure III.14. Schéma statique de l'acrotère.

**III.5.1. Evaluation des charges et surcharges :**

➤ **Verticales :**

Tableau III.31. Charges et surcharges.

Surface (m <sup>2</sup> )	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment KN/ml	G (KN/ml)	Q (KN/ml)
0.0685	1.712	$0.02 \times 18 = 0.36$	2.072	1

➤ **Horizontales :** (dues au séisme).

D'après le RPA99, l'acrotère est soumis à une force horizontale due au séisme :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$$

Tel que :

**A** : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) du **RPA99** pour la zone et le groupe d'usages appropriés.

**C<sub>P</sub>** : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (**Tab. 6.1** du **RPA99**).

**W<sub>P</sub>** : poids de l'élément considéré.

**Pour notre cas :**

- Groupe d'usage 2.
- Zone II<sub>a</sub> (Bejaia).

$$\begin{cases} A = 0,15. \\ C_P = 0,8. \\ W_P = 2,072KN / ml. \end{cases}$$

**Donc :**  $F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2,072 \Rightarrow F_p = 0,995KN$

**NB :** La section de calcul en flexion composée sera de (100×10) cm<sup>2</sup>, car le calcul se fait pour une bande de un mètre linéaire.

### III.5.2. Calcul des sollicitations :

a) **Calcul du centre de pression :**

$$x_C = \frac{\sum A_i \times x_i}{\sum A_i}, y_C = \frac{\sum A_i \times y_i}{\sum A_i}$$

Tel que :  $\sum A_i = S$

$$x_C = \frac{0,6 \times 0,1 \times (0,1/2) + 0,07 \times 0,1 \times (0,1 + 0,1/2) + 0,5 \times 0,1 \times 0,03 \times (0,1 + 0,1/3)}{0,0685}$$

$$x_C = 0,06m$$

$$y_C = 0,33m$$

b) **Moment engendré par les efforts normaux :**

$$N_G = 2,072KN / ml \Rightarrow M_G = 0.$$

$$Q = 1KN / ml \Rightarrow M_Q = 1 \times 0,6 \Rightarrow M_Q = 0,6KN.m.$$

$$F_p = 0,995KN \Rightarrow M_{F_p} = F_p \times y_C = 0,995 \times 0,33 \Rightarrow M_{F_p} = 0,3284KN.m.$$

**NB :** La section dangereuse se situe à l'encastrement.

III.5.3. Calcul de l'excentricité :

$$\left. \begin{aligned} e_1 &= \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.797} = 0.3217m \\ \frac{H}{6} &= \frac{60}{6} = 0.1m \end{aligned} \right\} \rightarrow e_1 > \frac{H}{6} \Rightarrow \text{La section est partiellement comprimée.}$$

$e_2 = e_1 + e_a$  ; **Tel que**  $e_a$  : Excentricité additionnelle.  
 $e_1$  : Excentricité structurale (résultat des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles).

$$e_a = \max(2cm; \frac{l}{250}) = \max(2cm; \frac{60}{250}) = 2cm$$

d'où :  $e_2 = 0.3217 + 0.02 = 0.3417m$

$$e_3 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \alpha \times \phi)}{10^4 \times h} \dots\dots\dots \text{BAEL91}$$

Calcul à la flexion composée, en tenant compte de façon forfaitaire de l'excentricité ( $e_3$ ) du second ordre due à la déformation.

**Tel que :**

$\alpha$  : Le rapport du moment du premier ordre dû aux charges permanentes et quasi-permanentes au moment total du premier ordre.

$\phi$  : Le rapport de la déformation finale dû au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 6} = 0 \Rightarrow e_3 = \frac{3 \times (2 \times 0.6)^2 \times (2 + 0)}{10^4 \times 0.1} = 0.864cm.$$

d'où :  $e_t = e_2 + e_3 = 34.17 + 0.864 = 35,034cm.$

Les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée sont :

$N_U = 2,797 \text{ KN}$  et  $M_U = N_U \times e_t = 2.797 \times 0,35034 = 0,98 \text{ KN}.$

III.5.4. Ferrailage :

a) à l'ELU :

Tableau III. 32. Différentes combinaisons à utiliser.

Sollicitation	Combinaison		
	RPA99	ELU	ELS
	G+Q+E	1,35×G + 1,5×Q	G+Q
N (KN)	2,072	2,797	2,075
M (KN)	0,995	0,9	0,6

$h = 10 \text{ cm}$ ;  $d = 7 \text{ cm}$ ;  $b = 100 \text{ cm}$ ;

$$\overline{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa};$$

$$\overline{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}.$$

L'acrotère, est sollicité en flexion composée, mais le calcul se fera par assimilation à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif :  $M_{uA} = M_{uG} + N_u \times (d - \frac{h}{2})$

Tel que :

$M_{uG}$  et  $N_u$  : les sollicitations au centre de gravité de la section du béton seul.

$M_{uA}$  : moment de flexion évalué au niveau de l'armature.

$$\Rightarrow M_{uA} = 0.995 + 2.797 \times (0.07 - \frac{0.1}{2}) = 1.051 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times \overline{\sigma}_{bc}} = \frac{1.051 \times 10^{-3}}{1 \times 0.07^2 \times 14.2} = 0.015 < \mu_l = 0.392 \rightarrow (F_e E400)$$

d'où :  $A's = 0$ .

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu^{bu}} \right) = 0.018$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.0695$$

$$A_{Ls} = \frac{M_{uA}}{z \times \overline{\sigma}_s} = \frac{1.051 \times 10^{-3}}{0.0695 \times 348} = 0.4345 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_{Ls} - \frac{N_u}{\overline{\sigma}_s} = 0.4345 \times 10^{-4} - \frac{2.797 \times 10^{-3}}{348} = 0.3541 \text{ cm}^2$$

• **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 0,07 \times \frac{2,1}{400} = 0,845 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} > A_s \Rightarrow$  on adopte  $A_s = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{m}$ .

• **Armatures de répartition :**

$$A_r = A_u / 4 = 2,01 / 4 = 0,5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 3HA8 (1,51 \text{ cm}^2 / \text{ml}).$$

• **Espacement :**

1. Armatures principales :  $S_t \leq 100/3 = 33,3 \text{ cm} \rightarrow$  on adopte  $S_t = 30 \text{ cm}$ .

2. Armatures de répartitions :  $S_t \leq 60/3 = 20 \text{ cm} \rightarrow$  on adopte  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

• **Vérification au cisaillement :**

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$\Rightarrow \bar{\tau}_u \leq \min(0,1 \times f_{c28}; 3\text{Mpa})$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min(2,5; 3\text{Mpa})$$

$$\bar{\tau}_u \leq 2,5\text{Mpa}$$

$$V_u = 1,5 \times G = 1,5 \times 2,797 = 4,2 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{4,2 \times 10^{-3}}{1 \times 0,07} \Rightarrow \tau_u = 0,06\text{Mpa.}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement}$$

• **Vérification de l'adhérence :**

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum \mu_i}; \sum \mu_i : \text{La somme des périmètres des barres.}$$

$$\sum \mu_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times \pi \times 0,6 = 7,54\text{cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{4,2 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,07 \times 7,54 \times 10^{-2}} = 0,884\text{Mpa}$$

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{c28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,83\text{Mpa}$$

$$\Rightarrow \tau_{se} < \bar{\tau}_s \rightarrow \text{Pas de risque par rapport à l'adhérence.}$$

**b) à l'ELS :** (vérification des contraintes).

$$d = 0,07 \text{ m ;}$$

D'après le BAEL 91, la vérification des contraintes se fait de façon suivante :

• **Position de l'axe neutre :**

$$C = d - e_A;$$

Tel que  $e_1$  : distance du centre de pression **C** à la fibre la plus comprimée **B** de la section.

$$e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2}\right) = \frac{0,6}{2,075} + \left(0,07 - \frac{0,1}{2}\right) = 0,309\text{m}$$

$$e_A > d \Rightarrow C \text{ à l'extérieur de la section.}$$

$$\Rightarrow c = 0,07 - 0,309 = -0,239\text{m}$$

$$y_{sser} = y_c + c$$

$$y_c^3 + p \times y_c + q = 0$$

Tel que :

$$p = -3 \times c^2 - (c - d') \times \frac{6 \times n \times A_s'}{b} + (d - c) \times \frac{6 \times n \times A_s}{b}.$$

$$q = -2 \times c^3 - (c - d')^2 \times \frac{6 \times n \times A_s'}{b} - (d - c)^2 \times \frac{6 \times n \times A_s}{b}.$$

$$p = -3 \times (-0.239)^2 - (0.07 + 0.239) \times \frac{6 \times 15 \times 2.01 \times 10^{-4}}{1} = -0.177 m^2$$

$$q = -2 \times (-0.239)^3 - (0.07 + 0.239)^2 \times \frac{6 \times 15 \times 2.01 \times 10^{-4}}{1} = 0.025 m^3$$

$$\rightarrow \Delta = q^2 + \frac{4 \times p^3}{27} = (0.025)^2 + \frac{4 \times (-0.177)^3}{27} = -1.965 \times 10^{-4} < 0$$

Donc il existe 3 racines réelles, on garde celle qui convient à l'intervalle suivant :

$$-C \leq y_c \leq h - C \Rightarrow 0,239 \leq y_c \leq 0.339$$

$$\begin{cases} y_{c1} = a \cos \frac{\phi}{3} = 0.31 \\ y_{c2} = a \cos \left( \frac{\phi}{3} + 120^\circ \right) = -0.48 \\ y_{c3} = a \cos \left( \frac{\phi}{3} + 240^\circ \right) = 0.168 \end{cases} \quad \text{avec: } \begin{cases} a = 2\sqrt{-p/3} = 0.486 \\ \phi = \cos^{-1} \left( \frac{3q\sqrt{-3/p}}{2p} \right) = 150,72^\circ \end{cases}$$

Donc, on prend  $y_c = 0.31$

$y_{ser} = 0.310 - 0.239 = 0.071$  m ; (distance l'axe neutre et la fibre supérieur de la section).

• Calcul des contraintes :

$$\mu_t = \frac{by^2}{2} - A(d - y) = \frac{1 \times 0,071^2}{2} - 2,01 \times 10^{-4}(0.07 - 0.071) = 2.52 \times 10^{-3}$$

D'où :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} \times y = \frac{2.075 \times 10^{-3}}{2.52 \times 10^{-3}} \times 0,071 = 0.058 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

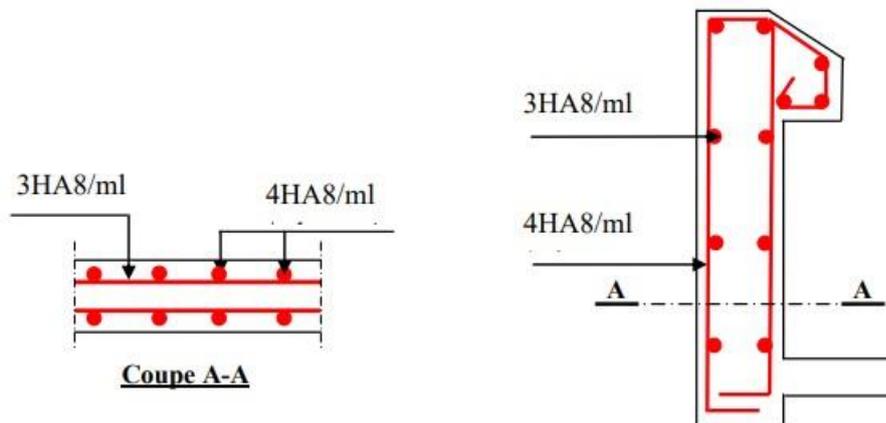
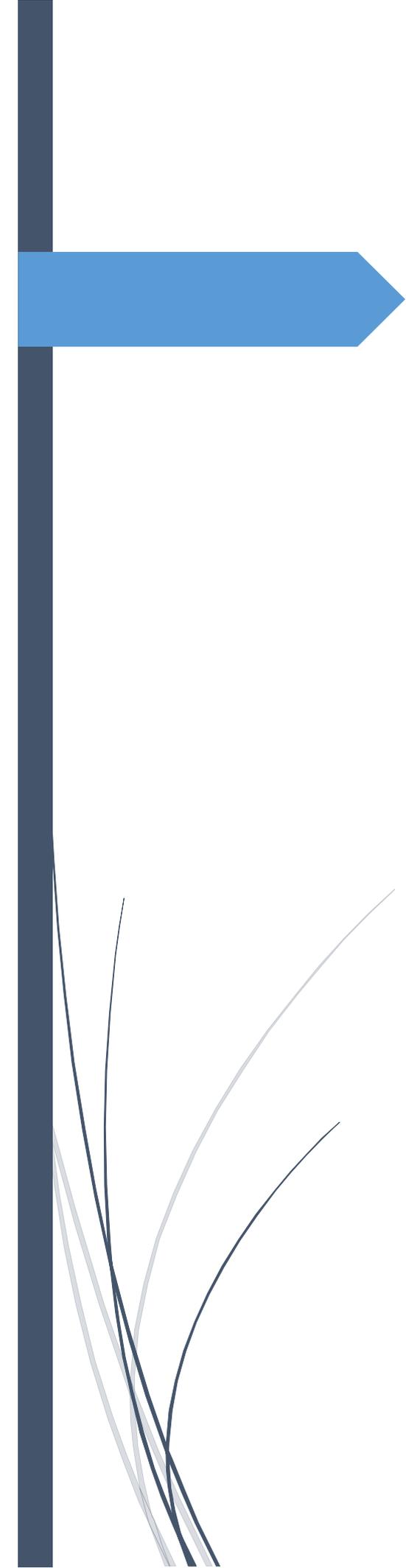


Figure III.14. Schéma de ferrailage de l'acrotère.



# CHAPITRE IV

Etude dynamique

### IV.1. Introduction :

Dans les régions sismiques, nous devons réaliser des constructions dites parasismique afin de minimiser les conséquences désastreuses de ce phénomène des séismes. Pour consolider les bâtiments on se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitée. Pour réaliser cette étude dynamique nous avons modélisés notre structure à l'aide du logiciel SAP.

### IV.2. Modélisation :

Le logiciel utilisé pour modéliser notre structure est le SAP2000 version 14, qui est un logiciel destiné à la conception et l'analyse des structures, et des ouvrages de génie civil catégorie bâtiments, ces structures peuvent être réalisées en béton armé, en acier ou tous autres matériaux....

Ce logiciel va nous permettre d'effectués des diverses options de saisie des données, la visualisation des données et des résultats, l'analyse statique, l'analyse dynamique éventuellement, le dimensionnement et la vérification des sections des éléments de la structure complet.

### IV.3. Méthodes de calcul

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99/V2003) le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

1. La méthode statique équivalente.
2. La méthode d'analyse modale spectrale.
3. La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

#### IV.3.1. Méthode statique équivalente :

Le règlement parasismique Algérien permet sous certaines conditions (4.2 du RPA99/V2003) de calculer la structure par une méthode pseudo dynamique, qui consiste à remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives, dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

##### ➤ Calcul de force sismique totale :

L'effort sismique  $V$ , appliqué à la base de la structure, doit être calculé successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V_{st} = A \times D \times Q \times \frac{1}{R} \times w \quad \text{RPA99 (Article 4.2.3)}$$

- **A : Coefficient d'accélération de la zone RPA99** (Tableau 4.1)

Le coefficient **A** représente l'accélération du sol et dépend de l'accélération maximale possible de la région, de la période de vie de la structure, et du niveau de risque que l'on veut avoir. L'accélération maximale dépend de la période de retour que l'on se fixe ou en d'autres termes de la probabilité que cette accélération survienne dans l'année. Il suffit donc de se fixer une période de calcul et un niveau de risque. Cette accélération ayant une probabilité plus au moins grande de se produire. Il dépend de deux paramètres :

$$\left. \begin{array}{l} - \text{Groupe d'usage : groupe 2} \\ - \text{Zone sismique : Zone IIa} \end{array} \right\} \Rightarrow A = 0,15$$

- **R : Coefficient de comportement global de la structure :**

Il est en fonction du système de contreventement, il est donné dans le tableau 4.3 (RPA99/version2003). Dans le cas de notre projet, on a opté pour un système de contreventement mixte portiques-voiles avec justification de l'interaction, donc : **R= 5**.

- **Q : Facteur de qualité de la structure :**

Déterminée par la formule suivante : RPA99 (Formule 4.4) :  $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$   
Avec  $P_q$  : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non .

**Tableau.IV.1.** Valeurs de pénalités  $P_q$ .

Critère « q »	Observé	$P_q/(x-x)$	Observé	$P_q/(y-y)$
<b>1-Conditions minimales sur les files de contreventement</b>	Oui	0	Non	0,05
<b>2-Redondance en plan</b>	Non	0.05	Oui	0
<b>3-Régularité en plan</b>	Non	0.05	Non	0.05
<b>4-Régularité en élévation</b>	Non	0.05	Non	0.05
<b>5-Contrôle de qualité des matériaux</b>	Non	0,05	Non	0,05
<b>6-Contrôle de qualité d'exécution</b>	Non	0,1	Non	0,1

Donc :  $Q_x = Q_y = 1,30$

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

La valeur de W comprend la totalité des charges permanentes pour les bâtiments d'habitation. Il est égal à la somme des poids  $W_i$  calculés à chaque niveau (i), tel que :

$$W = n \sum W_i$$

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

Avec :  $W_{Gi}$  : poids due aux charges permanentes total.

$W_{Qi}$  : Charge d'exploitation

$\beta$  : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, Il est donné par le tableau (4-5 du RPA99).

$\beta = 0.2$  pour usage d'habitation.

Le poids total de la structure a été calculé en utilisant le logiciel SAP 2000 version 14 la valeur trouvée est : **W = 24125,423 KN.**

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

Le coefficient D est le facteur d'amplification dynamique moyen, il est en fonction de la période fondamentale de la structure (T), de la nature du sol et du facteur de correction de la période ( $\eta$ ).

On comprendra aisément qu'il devrait y avoir une infinité, mais pour simplifier on est amené à prendre des courbes enveloppes et à supprimer la partie descendante de la courbe vers les valeurs faibles de la période de la structure T (ceci pour tenir compte des formule forfaitaires de la période qui donnent des valeurs faibles de T).

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3,0}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3,0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-2)}$$

Avec :  $\eta$  : Facteur de correction de l'amortissement, donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\zeta)}} > 0,7$$

$\zeta$  : Pourcentage d'amortissement critique (Tableau 4.2 RPA99/version 2003). On prend :  $\zeta = 7\%$

Donc :  $\eta = 0.88 > 0.7$

**T<sub>1</sub> et T<sub>2</sub>** : période caractéristique relative au sol. Selon le rapport de sol, le sol d'implantation de notre structure est classé : site S3.

Ce qui nous donne les périodes caractéristiques :  $\begin{cases} T_1 = 0,15s \\ T_2 = 0,5s \end{cases}$

• **T : période fondamentale de la structure :**

Pour une structure contreventée partiellement par des voiles en béton armé, la période fondamentale est donnée par le minimum des deux expressions du RPA99 (art 4.2.4) suivante :

$$T = \min \left( T_c \times h_n^{3/2} ; 0,09 \times \frac{H}{\sqrt{L}} \right)$$

**h<sub>n</sub>**: Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$h_n = 26,48 \text{ m}$$

- **C<sub>T</sub>** : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage donnée par le tableau 4.6 du RPA99 version 2003.

Le contreventement étant assuré partiellement par des voiles en béton armé, **C<sub>T</sub> = 0,05**.

Donc : **T<sub>c</sub> = 0,05 × 26,48<sup>3/4</sup> = 0,58s.**

- **L** : Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.
- **L<sub>x</sub>** = 31,65 m ; étant la dimension projetée du bâtiment selon le sens x.
- **L<sub>y</sub>** = 12,2 m ; étant la dimension projetée du bâtiment selon le sens y.

$$\text{Donc : } T_x = 0,09 \times \frac{26,48}{\sqrt{31,65}} = 0,423 \text{ s}$$

$$T_y = 0,09 \times \frac{26,48}{\sqrt{12,2}} = 0,68 \text{ s}$$

$$T_x = \min(T_x, T_c) = 0,423 \text{ s} \quad \Rightarrow \quad 0 \leq T = 0,423 \leq T_2 = 0,5s$$

$$T_y = \min(T_y, T_c) = 0,58s \quad \Rightarrow \quad T_2 = 0,5 \leq T_y = 0,58 \leq 3s$$

Ce qui nous Donne pour les deux Sens :

$$\begin{cases} D_x = 2,5\eta = 2,5 \times 0,88 = 2,2 \\ D_y = 2,5 \eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} = 2,5 \times 0,76 \times \left( \frac{0,5}{0,58} \right)^{2/3} = 1,99 \end{cases}$$

- **La période fondamentale statique majorée de 30% est :**

$$T_{sx} = 1,30 \times 0,423 = 0,55s.$$

$$T_{sy} = 1,30 \times 0,58 = 0,75s$$

La force sismique totale à la base de la structure est :

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times w$$

$$\Rightarrow V_{stx} = \frac{0,15 \times 2,2 \times 1,30}{5} \times 24125,423 = 2069,96 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow V_{sty} = \frac{0,15 \times 1,99 \times 1,30}{5} \times 24125,423 = 1872,374 \text{ KN}$$

### IV.3.2. Méthode d'analyse modale spectrale :

Par la méthode d'analyse modale spectrale, il est recherché, pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul établit grâce à l'expression suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25 \times A \times \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta \times (1,25 \times A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \times (1,25 \times A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) \times \left( \frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2,5\eta \times (1,25 \times A) \times \left( \frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \times \left( \frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \times \left( \frac{Q}{R} \right) & T \geq 3.0 s \end{cases} \quad \text{RPA99(4 - 13)}$$

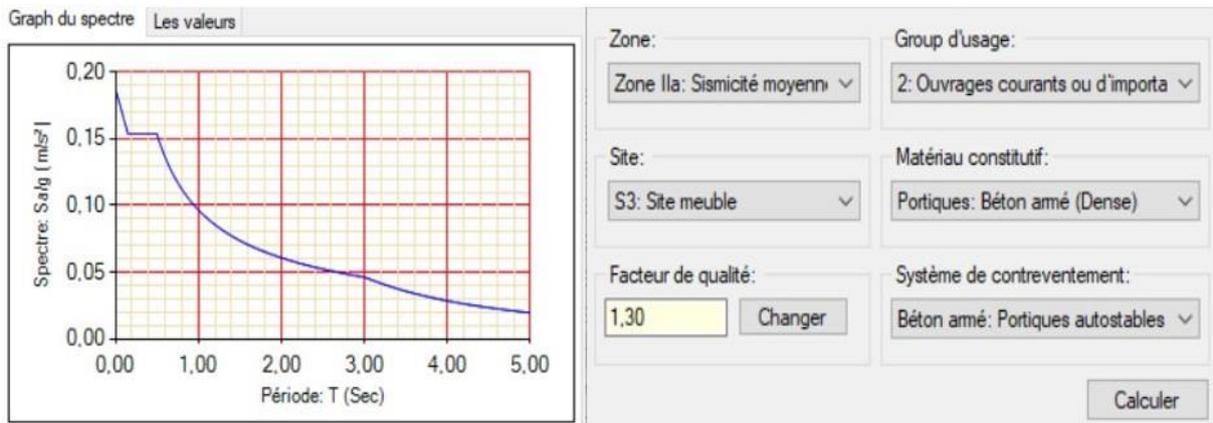


Figure.IV.1. Spectre de réponse.

### IV.3.3. Méthode d'analyse par accélérogramme

Cette méthode peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant auparavant le choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interpolation des résultats et des critères de sécurité à satisfaire :

### IV.3.4. Exigences de RPA99/V2003 pour les systèmes mixtes :

- 1). D'après l'article 3.4.4.a, les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

2). D'après l'article 4.3.4, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

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

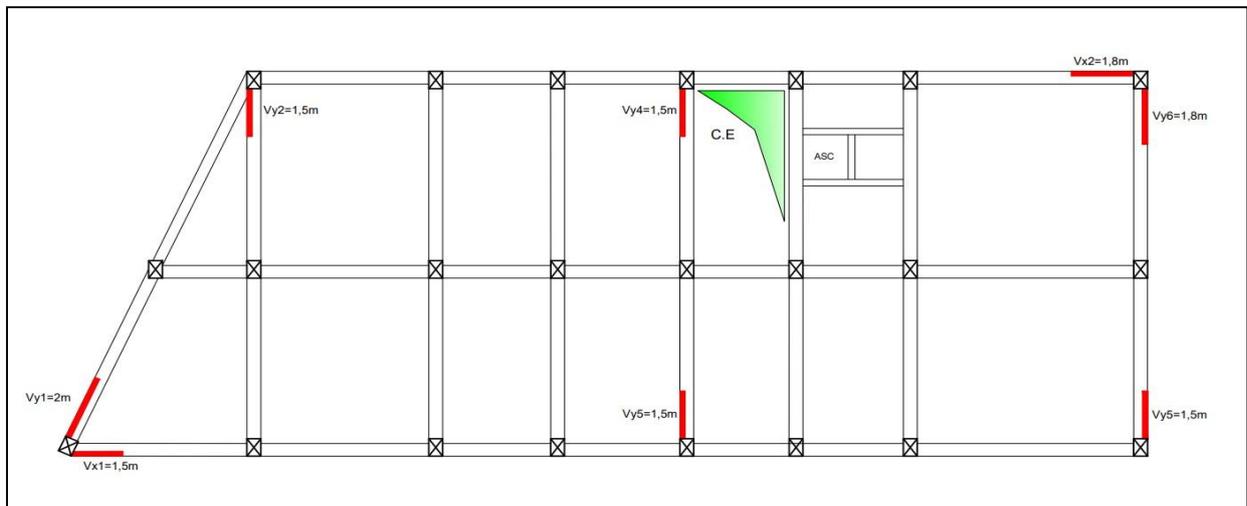
Le minimum des modes à retenir est trois modes de chaque direction considérée.

#### IV.4. Modélisation et résultats :

##### IV.4.1. Disposition des voiles :

La modélisation doit autant possible englober les éléments secondaires de la structure, pour avoir un comportement proche du réel. Il est difficile d'obtenir un bon comportement dynamique vis-à-vis des sollicitations sismiques.

Après plusieurs essais de disposition des voiles et changement du système de contreventement, notre structure ne répond toujours pas aux vérifications d'interactions voiles portiques. Selon notre choix de disposition des voiles qui nous a mené à atteindre les résultats les plus logique vis-à-vis l'interaction voile-portique. On a retenu la disposition représentée ci-dessous :



**Figure.IV.2.** Disposition des voiles.

Afin de vérifier les périodes et avoir un bon comportement de la structure, on a ajouté et augmenté la section des poteaux et poutres comme suite :

- Les Poutres principales : (40×60) cm<sup>2</sup>.
- Les Poutres secondaires : (40×50) cm<sup>2</sup>.
- Sous-sol 3 : (65×75) cm<sup>2</sup>.
- Entre sol 2 : (60×70) cm<sup>2</sup>.

- Sous-sol 1 : (60×65) cm<sup>2</sup>.
- RDC : (55×60) cm<sup>2</sup>.
- 1er étage : (50×55) cm<sup>2</sup>.
- 2eme étage : (40×45) cm<sup>2</sup>.
- 3eme étages : (40×45) cm<sup>2</sup>.
- 4eme étages : (35×40) cm<sup>2</sup>.
- 5eme étages : (30×35) cm<sup>2</sup>.

**IV.4.2. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par Sap2000 :**

**a. Mode de vibration et taux de participation massique :**

Le RPA (art 4.3.4, a) exige que le nombre de mode de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation soit comme suit :

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

Le tableau suivant donne la participation massique pour chaque mode :

**Tableau IV.2.**Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses.

Modes	Périodes (sec)	Individuel mode		Cumulative sum (%)	
		U <sub>x</sub>	U <sub>y</sub>	U <sub>x</sub>	U <sub>y</sub>
<b>Mode 1</b>	0,5248	0,01982	0,65394	1,982	65,394
<b>Mode 2</b>	0,4651	0,6794	0,68811	67,94	68,811
<b>Mode 3</b>	0,4094	0,71719	0,72385	71,719	72,385
<b>Mode 4</b>	0,1945	0,81242	0,72392	81,242	72,392
<b>Mode 5</b>	0,1650	0,81269	0,84961	81,269	84,961
<b>Mode 6</b>	0,1392	0,81351	0,85125	81,351	85,125
<b>Mode 7</b>	0,1270	0,89478	0,85404	89,478	85,404
<b>Mode 8</b>	0,1207	0,89484	0,85732	89,484	85,732
<b>Mode 9</b>	0,1085	0,89577	0,85818	89,577	85,818
<b>Mode 10</b>	0,0971	0,89583	0,85884	89,583	85,884
<b>Mode 11</b>	0,0956	0,89964	0,89367	89,964	89,367
<b>Mode 12</b>	0,0845	0,89969	0,89462	89,969	89,462
<b>Mode 13</b>	0,0813	0,90002	0,91072	90,002	91,072
<b>Mode 14</b>	0,0741	0,94403	0,91277	94,403	91,277

D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, on constate que les exigences du RPA sont vérifiées.

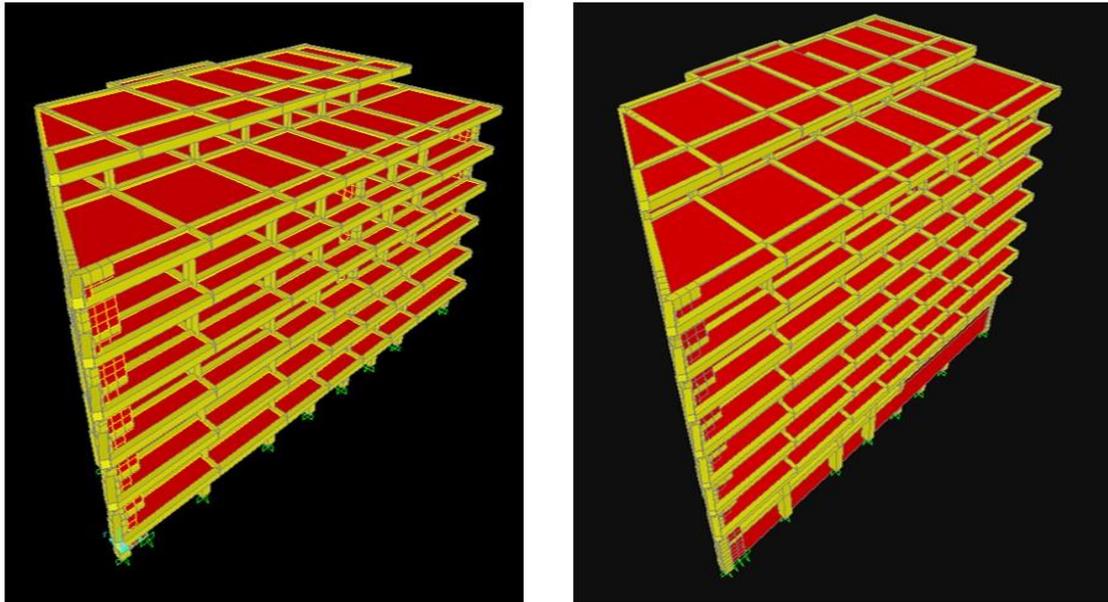


Figure.IV.3. Vue en 3D du model obtenu par logiciel SAP2000

Les modes de vibration sont montrées sur les figures ci-dessous :

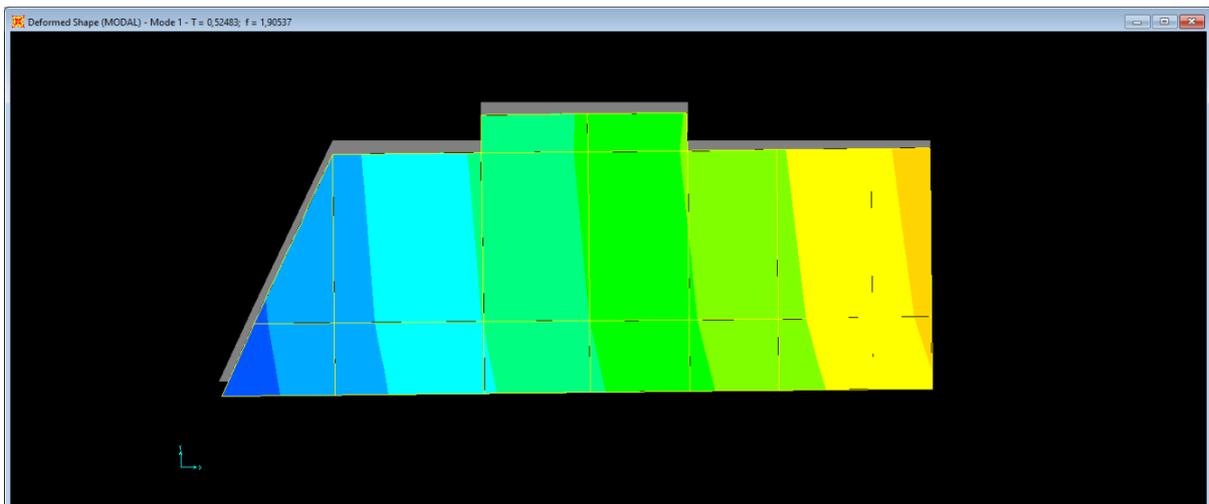


Figure.VI.4. Translation suivant Y.

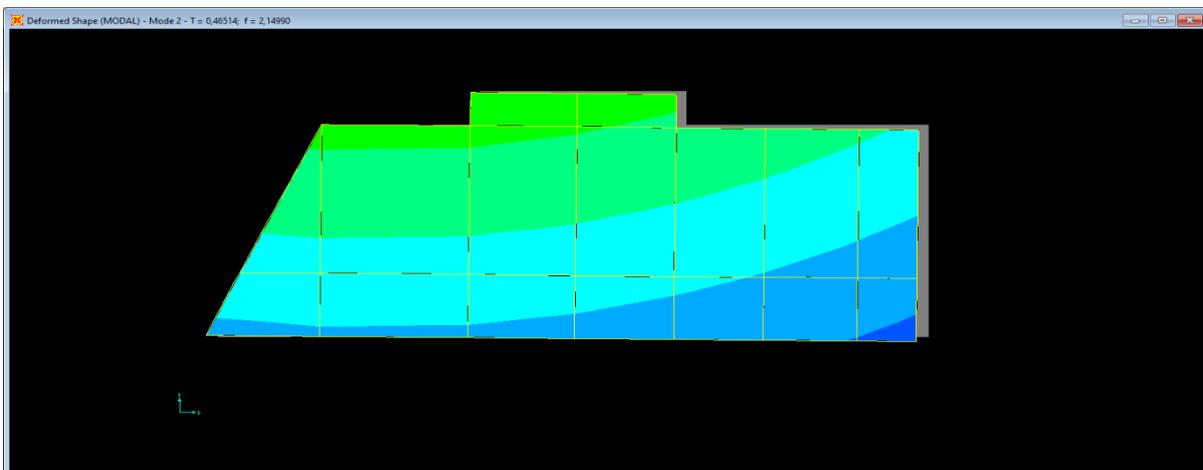


Figure.VI.5. Translation suivant X.

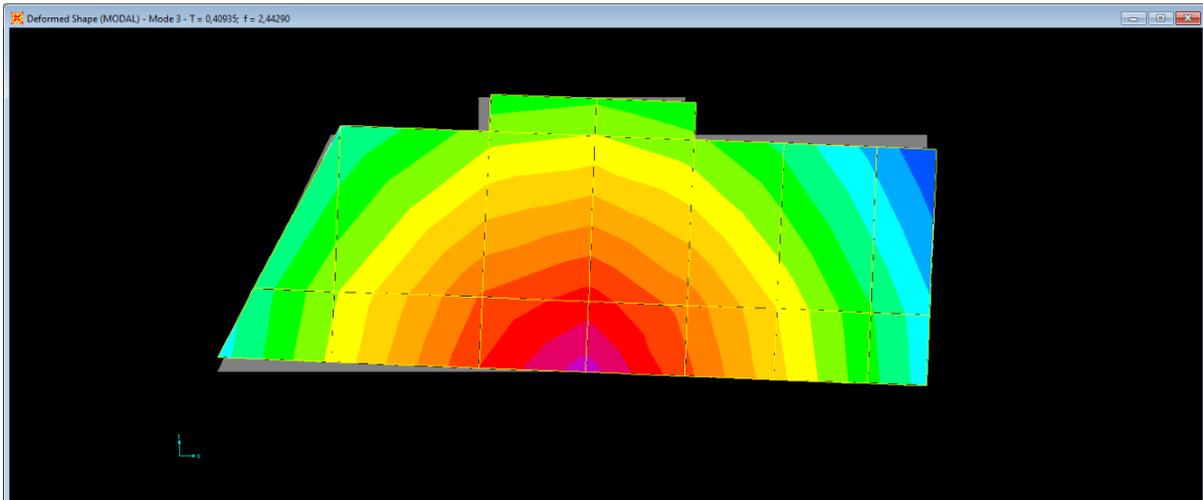


Figure.VI.6. Rotation autour de Z.

**b. Justification de l'interaction voiles portiques :**

Le RPA99/2003 (Art 3.4.a) exige pour les systèmes mixtes avec justification de l'interaction ce qui suit :

- **Sous charges verticales :**

Les voiles doivent reprendre au moins 20% des sollicitations :

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portique} + \sum F_{voiles}} \leq 20\%$$

Les portiques doivent reprendre au plus 80% des sollicitations :

$$\frac{\sum F_{portique}}{\sum F_{portique} + \sum F_{voiles}} \geq 80\%$$

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau.IV.3.Vérification sous charges verticales.**

Niveau	Charges reprises (KN)		Pourcentage repris (%)	
	Portique	Voile	Portique	Voile
Sous-sol 3	48252,8	13659,998	77,936715	22,06328
Entre sol 2	42486,7	9266,376	82,095017	17,90498
Sous-sol 1	40200,2	4938,778	89,058732	10,94127
RDC	32249,6	4675,498	87,337902	12,6621
Niveau 1	26021,9	4246,703	85,969953	14,03005
Niveau 2	19750,3	3682,079	84,286343	15,71366
Niveau 3	14245,7	2672,013	84,205796	15,7942
Niveau 4	8819,14	1970,859	81,734398	18,2656

<b>Niveau 5</b>	-3083,86	-385,118	88,898226	11,10177
-----------------	----------	----------	-----------	----------

➤ **Analyse des résultats :**

L'interaction sous charges verticales est justifiée puisque les voiles de contreventement reprennent moins de 20% de sollicitations dues aux charges verticales et les portiques reprennent plus de 80%, sauf dans le premier niveau où l'écart de 3% ce qui peut être négligé.

- **Sous charges horizontales :**

Les voiles doivent reprendre au moins 75% des sollicitations :

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portique} + \sum F_{voiles}} \leq 75\%$$

Les portiques doivent reprendre au plus 25% des sollicitations :

$$\frac{\sum F_{portique}}{\sum F_{portique} + \sum F_{voiles}} \geq 25\%$$

**Tableau.IV.4.** Vérification sous charges horizontales.

NI- VEAU	Charge reprise (KN)				Pourcentage repris (%)			
	Portique		Voile		Portique		Voile	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
<b>S-SOL3</b>	195,807	366,663	1329,129	2275,156	12,84034	13,87919	87,15966	86,12081
<b>E-SOL2</b>	177,701	727,281	1271,765	2501,304	12,25976	22,52631	87,74024	77,47369
<b>S-SOL1</b>	1102,586	243,891	234,287	91,617	82,475	72,69305	17,525	27,30695
<b>RDC</b>	1030,1	217,214	187,147	111,271	84,62539	66,126	15,37461	33,874
<b>NIV1</b>	1030,766	212,978	111,914	89,31	90,20601	70,45533	9,793993	29,54467
<b>NIV2</b>	758,294	156,485	257,809	124,91	74,62767	55,61044	25,37233	44,38956
<b>NIV3</b>	714,692	145,169	155,111	70,661	82,16711	67,26081	17,83289	32,73919
<b>NIV4</b>	469,664	92,728	128,019	52,697	78,58079	63,76345	21,41921	36,23655
<b>NIV5</b>	253,345	43,67	16,501	3,226	93,88503	93,12095	6,114969	6,879052

➤ **Analyse des résultats :**

L'interaction sous charges horizontale est justifiée puisque le taux de l'effort tranchant repris par les portiques est supérieur à 25% et celui repris par les voiles est inférieur à 75%, sauf aux deux premiers niveaux où l'écart de 5% ce qui peut être négligé.

**c. Vérification de l'effort normal réduit :**

Dans le but d'éviter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. Le RPA99 (7.4.3.1) exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$$

$N_d$  : Effort normal de calcul retiré à partir des résultats donnés par SAP 2000 version 14.

$B$  : est l'aire de la section transversale du poteau considéré.

**Tableau IV.5.** Vérification de l'effort normale réduit.

NIVEAU	Poteau (cm)	B (m <sup>2</sup> )	N <sub>d</sub> (KN)	v	Observation
Sous-sol 3	65×75	0,4875	3745,827	0,3	Vérifier
Entre sol 2	60×70	0,42	3143,968	0,29	Vérifier
Sous-sol 1	60×65	0,39	2812,872	0,28	Vérifier
RDC	55×60	0,33	2388,417	0,28	Vérifier
Etage 1	50×55	0,275	1985,669	0,28	Vérifier
Etage 2	40×45	0,225	1596,657	0,28	Vérifier
Etage 3	40×45	0,18	1226,06	0,27	Vérifier
Etage 4	35×40	0,14	868,675	0,24	Vérifier
Etage 5	30×35	0,105	469,886	0,19	Vérifier

#### IV.4.3. Vérification de la résultante des forces sismiques :

Selon l'article 4.3.6 de l'RPA/2003, la résultante des forces sismiques à la base  $V_{dyn}$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismique déterminée par la méthode statique équivalent  $V_{st}$ .

$$V_{dyn} > 0,8 V_{st}$$

**Tableau.IV.6.** Vérification de la résultante des forces sismiques.

Sens	V <sub>dyn</sub> (KN)	0.8V <sub>st</sub> (KN)	Observation
Sens x-x	1249,606	1655,969	Non Vérifiée
Sens y-y	1201,519	1497,899	Non Vérifiée

L'effort  $V_{Dynamique} < 0,8V_{Statique}$ , donc les paramètres de la réponse calculés seront majorés.

**Tableau.IV.7.** Vérification de la résultante des forces sismiques.

Sens	V <sub>dyn</sub> (KN)	0.8V <sub>st</sub> (KN)	Observation
Sens x-x	1721,4	1655,969	Non Vérifiée
Sens y-y	1562,383	1497,899	Non Vérifiée

L'effort  $V_{Dynamique} > 0,8V_{Statique}$ , donc les paramètres de la réponse calculés ne seront pas majorés.

**IV.4.4. Vérification vis à vis des déformations :**

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

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

Avec :

- $\delta_k$  : déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par le **RPA (Art4.43)**.
- $\delta_{ek}$  : déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion).
- R : coefficient de comportement (R=5).

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

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

**Tableau.IV.8.** Vérification des déplacements selon X-X.

NIVEAU	$h_k$ (cm)	Sens x-x					Observation
		$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_k$ (cm)	$\delta_{k-1}$ (cm)	$\Delta k$ (cm)	$\Delta k/h_k$ (%)	
<b>S-SOL3</b>	2,8	0,00002	0,0001	0	0,0001	3,5714E-05	<b>Vérifiée</b>
<b>S-SOL2</b>	4,08	0,0002	0,001	0,0001	0,0009	0,00022059	<b>Vérifiée</b>
<b>S-SOL1</b>	2,8	0,0007	0,0035	0,001	0,0025	0,00089286	<b>Vérifiée</b>
<b>RDC</b>	2,8	0,00185	0,00925	0,0035	0,00575	0,00205357	<b>Vérifiée</b>
<b>NIV1</b>	2,8	0,00326	0,0163	0,00925	0,00705	0,00251786	<b>Vérifiée</b>
<b>NIV2</b>	2,8	0,00498	0,0249	0,0163	0,0086	0,00307143	<b>Vérifiée</b>
<b>NIV3</b>	2,8	0,00656	0,0328	0,0249	0,0079	0,00282143	<b>Vérifiée</b>
<b>NIV4</b>	2,8	0,00803	0,04015	0,0328	0,00735	0,002625	<b>Vérifiée</b>
<b>NIV5</b>	2,8	0,01019	0,05095	0,04015	0,0108	0,00385714	<b>Vérifiée</b>

**Tableau.IV.9.** Vérification des déplacements selon Y-Y.

NIVEAU	$h_k$ (cm)	Sens y-y					Observation
		$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_k$ (cm)	$\delta_{k-1}$ (cm)	$\Delta k$ (cm)	$\Delta k/h_k$ (%)	
<b>S-SOL3</b>	2,8	0,00002	0,0001	0	0,0001	3,5714E-05	<b>Vérifiée</b>
<b>S-SOL2</b>	4,08	0,00017	0,00085	0,0001	0,00075	0,00018382	<b>Vérifiée</b>
<b>S-SOL1</b>	2,8	0,00029	0,00145	0,00085	0,0006	0,00021429	<b>Vérifiée</b>
<b>RDC</b>	2,8	0,00063	0,00315	0,00145	0,0017	0,00060714	<b>Vérifiée</b>
<b>NIV1</b>	2,8	0,0012	0,006	0,00315	0,00285	0,00101786	<b>Vérifiée</b>
<b>NIV2</b>	2,8	0,0018	0,009	0,006	0,003	0,00107143	<b>Vérifiée</b>

<b>NIV3</b>	2,8	0,00238	0,0119	0,009	0,0029	0,00103571	<b>Vérifiée</b>
<b>NIV4</b>	2,8	0,00293	0,01465	0,0119	0,00275	0,00098214	<b>Vérifiée</b>
<b>NIV5</b>	2,8	0,00354	0,0177	0,01465	0,00305	0,00108929	<b>Vérifiée</b>

➤ **Analyse des résultats :**

D'après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

**IV.4.5. Justification vis à vis de l'effet P-Δ :**

Les effets du 2<sup>ème</sup> ordre (ou effet P-Δ) sont les effets dus aux charges verticales après Déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0,1 \quad \text{RPA99/2003(Article 5.9)}$$

**P<sub>K</sub>** : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau «k» :  $P_K = \sum_{i=k} n(W_{gi} + \beta W_{qi})$  **RPA99/2003(Article 5.9)**

**V<sub>K</sub>** : effort tranchant d'étage au niveau "k"

**Δ<sub>k</sub>** : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »

**h<sub>k</sub>** : hauteur de l'étage "k".

- Si  $0,1 \leq \theta_k \leq 0,2$  , les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculée au moyen d'une analyse élastique du 1<sup>er</sup> ordre par le facteur :  $\frac{1}{(1-\theta_k)}$
- Si  $\theta_k > 0,2$  , la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats sont représentés dans ce tableau :

**Tableau.IV.10.** Vérification de l'effet P-Δ selon (x-x).

Niveau	hk (Cm)	Pk (KN)	Sens x-x			Observation
			Δk	Vk (KN)	Θk	
<b>S-SOL 3</b>	2,8	24146,567	0,0001	1812,091	0,0004759	<b>Vérifiée</b>
<b>S-SOL 2</b>	4,08	20840,658	0,0009	2615,602	0,00175761	<b>Vérifiée</b>
<b>S-SOL 1</b>	2,8	18676,264	0,0025	1777,212	0,00938281	<b>Vérifiée</b>
<b>RDC</b>	2,8	15432,028	0,00575	1618,335	0,01958233	<b>Vérifiée</b>
<b>Etage 1</b>	2,8	12749,872	0,00705	1519,137	0,02113197	<b>Vérifiée</b>

Etage 2	2,8	9980,978	0,0086	1350,967	0,02269179	Vérifiée
Etage 3	2,8	7307,9	0,0079	1156,025	0,01783588	Vérifiée
Etage 4	2,8	2154,13	0,00735	794,298	0,00711898	Vérifiée
Etage 5	2,8	1586,937	0,0108	358,931	0,01705354	Vérifiée

Tableau.IV.11. Vérification de l'effet P- $\Delta$  selon (y-y).

Niveau	hk (Cm)	Pk (KN)	Sens y-y			Observation
			$\Delta_k$	Vk (KN)	$\Theta_k$	
S-SOL 3	2,8	24146,567	0,0001	949,941	0,00090782	Vérifiée
S-SOL 2	4,08	20840,658	0,00075	1620,417	0,00236421	Vérifiée
S-SOL 1	2,8	18676,264	0,0006	420,199	0,00952419	Vérifiée
RDC	2,8	15432,028	0,0017	412,242	0,02272802	Vérifiée
Etage 1	2,8	12749,872	0,00285	378,621	0,03427583	Vérifiée
Etage 2	2,8	9980,978	0,003	352,434	0,030343	Vérifiée
Etage 3	2,8	7307,9	0,0029	269,925	0,02804074	Vérifiée
Etage 4	2,8	2154,13	0,00275	181,898	0,01163104	Vérifiée
Etage 5	2,8	1586,937	0,00305	58,805	0,02939593	Vérifiée

➤ **Analyse des résultats :**

On remarque d'après les résultats obtenus ( $\theta_k < 0.1$ ) dans tous les niveaux d'où les effets du second ordre (effet P- $\Delta$ ) peuvent être négligés.

**IV.5. Conclusion :**

Le choix de la disposition des voiles pour la satisfaction de toutes les exigences de l'étude dynamique n'est pas une chose aisée pour tout type de structures, car des contraintes architecturales peuvent entravée certaines étapes.

Dans notre cas, on a pu vérifier toutes les exigences, selon le **RPA99/2003** à savoir :

- L'interaction voile-portique horizontale et verticale,
- La vérification de la période,
- La vérification de l'effort normale réduit,
- La vérification de la résultante des forces sismiques,
- Justification vis-à-vis les déformations et effet P- $\Delta$ .

A dark blue vertical bar runs down the left side of the page. A lighter blue arrow points to the right from the middle of this bar.

# CHAPITRE V

Etude des éléments structuraux

A series of thin, dark blue and grey wavy lines originate from the bottom left corner and curve upwards and to the right, creating a decorative, organic shape.

### **V.1. Introduction :**

Les éléments principaux sont les éléments qui interviennent dans la résistance aux actions sismiques d'ensemble ou dans la distribution de ces actions au sein de l'ouvrage.

L'objet de ce chapitre est l'étude de ces éléments principaux à savoir : les poteaux, les poutres et les voiles.

### **V.2. Etude des poteaux :**

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les poutres aux fondations.

Le ferrailage des poteaux est calculé en flexion composée en fonction de l'effort normal (N) et du moment fléchissant (M) donnés par les combinaisons les plus défavorables. Parmi celles introduites dans le fichier de données du SAP2000, on trouve :

- 1)  $1.35G+1.5Q$
- 2)  $G+Q$
- 3)  $G+Q+E$
- 4)  $G+Q-E$
- 5)  $0.8G+E$
- 6)  $0.8G-E$

Il s'agit de ferrailer les poteaux là où il y a changement de section, selon les sollicitations suivantes :

- l'effort normal maximal et le moment correspondant.
- l'effort normal minimal et le moment correspondant.
- le moment maximum et l'effort normal correspondant.

#### **V.2.1. Recommandations du RPA99 (version 2003) :**

##### **a). Armatures longitudinales :**

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- $A_{\min} = 0.8\%$  de la section de béton (en zone IIa).
- $A_{\max} = 4\%$  de la section de béton (en zone courante).
- $A_{\max} = 6\%$  de la section de béton (en zone de recouvrement).
- $\Phi_{\min} = 12\text{mm}$  (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales).
- La longueur minimale de recouvrement ( $L_{\min}$ ) est de  $40\Phi$  en zone IIa.

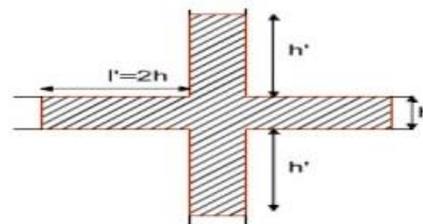
- La distance ou espacement (St) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone IIa).

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zone critique).

La zone nodale est définie par  $l'$  et  $h'$ .

$$l' = 2 \times h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm}\right).$$



**Figure V.1.** Zone nodale

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99 sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

**Tableau.V.1.** Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.

Niveau	Section du poteau (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> ) Zone courante	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> ) Zone de recouvrement
Sous-sol 3	65×75	39	195	292,5
Entre sol 2	60×70	33,6	168	252
Sous-sol 1	60×65	31,2	156	234
RDC	55×60	26,4	132	198
1 <sup>er</sup> étage	50×55	22	110	165
2 <sup>eme</sup> étage	40×45	14,4	72	108
3 <sup>eme</sup> étage	40×45	14,4	72	108
4 <sup>eme</sup> étage	35×40	11,2	56	84
5 <sup>eme</sup> étage	30×35	8,4	42	63

**V.2.2. Sollicitations de calcul :**

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel SAP2000, les résultats sont résumés dans les tableaux ci-après :

**Tableau V.2.** Sollicitation dans les poteaux.

Niveau	N <sub>max</sub> → M <sub>corr</sub>		N <sub>min</sub> → M <sub>corr</sub>		M <sub>max</sub> → N <sub>corr</sub>		V (KN)
	N (KN)	M(KN.m)	N (KN)	M(KN.m)	M (KN.m)	N(KN)	
Sous-sol 3	-3745,827	-105,5843	251,218	13,4584	117,5913	-3494,639	113,21

<b>Entre sol 2</b>	-3148,236	-72,7946	252,935	6,6772	148,8553	-1899,997	85,71
<b>Sous-sol 1</b>	-2891,6	-37,0461	456,758	152,291	159,1641	197,83	94,158
<b>RDC</b>	-2455,583	-89,7439	377,931	377,931	377,931	377,931	64,4
<b>1<sup>er</sup> étage</b>	-2044,727	-82,9358	205,276	40,8535	137,8603	-897,381	78,08
<b>2<sup>eme</sup> étage</b>	-1641,952	-55,1417	119,004	27,4607	96,8567	-714,914	72,185
<b>3<sup>eme</sup> étage</b>	-1254,646	-70,7337	28,556	22,1364	109,0376	-540,68	61,898
<b>4<sup>eme</sup> étage</b>	-881,306	-55,4876	23,96	4,0483	100,0462	-267,004	40,872
<b>5<sup>eme</sup> étage</b>	-439,237	-32,8588	84,919	13,404	51,6837	-271,768	42,381

### V.2.3. Calcul du ferrailage :

➤ **Armature longitudinales :**

Le calcul du ferrailage se fera pour un seul poteau comme exemple de calcul et les autres seront résumés dans des tableaux.

• **Exemple de calcul**

Nous exposerons un exemple de calcul pour les poteaux du niveau sous-sol 3.

**Données :**

$b = 65 \text{ cm}$  ;  $h = 75 \text{ cm}$  ;  $d = 73 \text{ cm}$ .

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

Soit à calculer le poteau le plus sollicité du sous-sol 3, avec les sollicitations suivantes :

- $N_{max} = -3745,954 \text{ KN} \rightarrow M_{corr} = -105,5843 \text{ KN.m} \quad (ELU)$
- $N_{min} = 251,218 \text{ KN} \rightarrow M_{corr} = 13,4584 \text{ KN.m} \quad (G + Q + Ex)$
- $M_{max} = 117,5913 \text{ KN} \rightarrow N_{corr} = -3694,639 \text{ KN.m} \quad (G + Q + Ex)$

**a. Calcul sous  $N_{max}$  et  $M_{corr}$  :**

$$N_{max} = -3745,827 \text{ KN (Traction)} ; \quad M_{corr} = -105,5843 \text{ KN.m}$$

$$e_G = \frac{M}{N} = \frac{105,5843}{3745,827} = 0,028 \text{ m}$$

$$e_G < \frac{h}{2} = \frac{0,75}{2} = 0,375 \text{ m} ; \text{ (Le centre de pression est à l'intérieur de la section).}$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$e_1 = \left(\frac{h}{2} - d'\right) + e_G = 0,383 \text{ m}$$

$$e_1 = (d - d') - e_1 = 0,327 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{N}{f_{st}} \times \frac{e_2}{d - d'} = 47,57 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \frac{N}{f_{st}} \times \frac{e_1}{d - d'} = 52,06 \text{ cm}^2$$

**b. Calcul sous  $N_{\min}$  et  $M_{\text{corr}}$  :**

$$N_{\min} = 251,218 \text{ KN (compression)} ; M_{\text{corr}} = 13,4584 \text{ kN.m}$$

$$e_G = \frac{M}{N} = \frac{13,4584}{251,218} = 0.053 \text{ m}$$

$$e_G < \frac{h}{2} = \frac{0,75}{2} = 0,375 \text{ m} ; \text{ (Le centre de pression est à l'intérieur de la section).}$$

Il faut vérifier la condition suivante :  $(a) \leq (b) \dots \dots \dots (1)$

$$(a) = N \times (d - d') - M_{ua}$$

$$(b) = (0,337h - 0,81d')bf_{bu}$$

$$\Rightarrow M_{ua} = M + N \left(d - \frac{h}{2}\right) = 13,4584 + 251,218 \times \left(0,73 - \frac{0,75}{2}\right) = 102,640 \text{ KN.m}$$

$$\left. \begin{aligned} (a) &= [251,218 \times (0,73 - 0,02) - 102,640] \times 10^{-3} = 0,075 \text{ MN.m} \\ (b) &= (0,337 \times 0,75 - 0,81 \times 0,02) \times 0,65 \times 0,75 \times 14,2 = 1,63 \text{ MN.m} \end{aligned} \right\} \Rightarrow (1) \text{ vérifiée}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{102,640 \times 10^{-3}}{0,65 \times 0,73^2 \times 18,48} = 0,021 < 0,186$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,021}) = 0,026$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,73 \times (1 - 0,4 \times 0,026) = 0,722 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} - \frac{N_u}{f_{st}} = \frac{102,640 \times 10^{-3}}{0,722 \times 400} - \frac{251,218 \times 10^{-3}}{400} = -3,163 \text{ cm}^2$$

**a. Calcul sous  $M_{\max}$  et  $N_{\text{corr}}$  :**

$$M_{\max} = 117,5913 \text{ KN} \rightarrow N_{\text{corr}} = -3494,639 \text{ KN.m}$$

$$e_G = \frac{M}{N} = \frac{117,5913}{3494,639} = 0.031 \text{ m}$$

$$e_G < \frac{h}{2} = \frac{0,75}{2} = 0,375 \text{ m} ; \text{ (Le centre de pression est à l'intérieur de la section).}$$

$$e_1 = \left(\frac{h}{2} - d'\right) + e_G = 0,387 \text{ m}$$

$$e_2 = (d - d') - e_1 = 0,323 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{N}{f_{st}} \times \frac{e_2}{d - d'} = 42,348 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \frac{N}{f_{st}} \times \frac{e_1}{d - d'} = 50,871 \text{ m}^2$$

**Tableau V.3.** Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux.

Niveau	Section du poteau (cm <sup>2</sup> )	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>ado</sub> (cm <sup>2</sup> )
Sous-sol 3	65×75	52,12	39	14HA20+2HA25 = 53,8 cm <sup>2</sup>
Entre sol 2	60×70	48,42	33,6	12HA20+6HA16 = 49,76 cm <sup>2</sup>
Sous-sol 1	60×65	43,31	31,2	14HA20 = 43,98 cm <sup>2</sup>
RDC	55×60	39,20	26,4	10HA20+4HA16 = 39,46 cm <sup>2</sup>
1 <sup>er</sup> étage	50×55	34,06	22	10HA20+2HA16 = 34,5 cm <sup>2</sup>
2 <sup>eme</sup> étage	40×45	27,06	14,4	14HA16 = 28,15 cm <sup>2</sup>
3 <sup>eme</sup> étage	40×45	23	14,4	12HA16 = 24,13 cm <sup>2</sup>
4 <sup>eme</sup> étage	35×40	17,10	11,2	12HA14 = 18,47 cm <sup>2</sup>
5 <sup>eme</sup> étage	30×35	9,36	8,4	10HA12 = 11,31 cm <sup>2</sup>

➤ **Armatures transversales :**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a}{h_l} \times \frac{V_u}{f_e} \dots \dots \dots (1)$$

- $V_u$  : est l'effort tranchant de calcul.
- $h_l$  : hauteur totale de la section brute.
- $f_e$  : contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.
- $\rho_a$  : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort.
- $t$  : espacement entre les  $A_t$ .

**Avec :**

- $t \leq \min(10\phi, 15\text{cm}) \rightarrow$  En zone nodale.

- $t < 15\phi_l \rightarrow$  en zone courante

**Avec :**

$\phi_l$  : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture par effort tranchant :

$$\rho_a = 2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_a = 3.75 \text{ si } \lambda_g \leq 5$$

**Avec :**

$\lambda_g$  : L'élançement géométrique,  $\lambda_g = \frac{l_f}{a}$  ou  $\lambda_g = \frac{l_f}{b}$  (a et b sont les dimension de la section)

- La quantité minimale des armatures transversales :  $\frac{A_t}{t \times b_1}$

En pourcentage est :

$$\begin{cases} 0.003 \times t \times b_1 & \text{si } \lambda_g > 5 \\ 0.008 \times t \times b_1 & \text{si } \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

Interpolation entre les valeurs si :  $3 < \lambda_g \leq 5$

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

Le tableau V.4 résume les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux :

**Tableau V.4.** Ferrailages transversale des poteaux.

Niveau	Sous-sol 3	entre sol 2	Sous-sol 1	RDC	1 <sup>er</sup> étage	2 <sup>eme</sup> étage	3 <sup>eme</sup> étage	4 <sup>eme</sup> étage	5 <sup>eme</sup> étage
<b>Section</b>	65×75	60×70	60×65	55×60	50×55	40×45	40×45	35×40	30×35
$\phi_l^{min}$ (cm)	2	1,6	2	1,6	1,4	1,6	1,6	1,4	1,2
$l_f$	196	285,6	196	196	196	196	196	196	196
$\lambda_g$	2,61	4,08	3	3,26	3,56	4,36	4,36	4,9	5,6
$\rho$	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	2,5
<b>V<sub>u</sub> (KN)</b>	113,21	85,71	94,158	64,4	78,08	72,185	61,898	40,872	42,381
<b>S<sub>t</sub> zone nodale (cm)</b>	15	15	15	15	10	15	15	15	10
<b>S<sub>t</sub> zone courante (cm)</b>	20	20	20	20	15	20	20	15	15
<b>A<sub>t</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	2,83	2,29	2,71	2,01	1,99	3	2,57	1,44	1,14

<b>A<sub>t min</sub></b> <b>(cm<sup>2</sup>)</b>	10,4	6,36	9,6	8,085	6,6	3,68	3,68	1,71	1,35
<b>A<sub>t adop</sub></b> <b>(cm<sup>2</sup>)</b>	14HA10 =11,00	14HA8 =7,04	14HA10 =11,00	12HA10 =9,42	14HA8 =7,04	8HA8 =4,02	8HA8 =4,02	4HA8 =2,01	4HA8 =2,01

Conformément aux règles du RPA 99/2003 et au BAEL 91, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures longitudinales.

$$\phi_t \geq \frac{1}{3} \times \phi_l^{max} \Rightarrow 10 \geq \frac{25}{3} cm \Rightarrow 10 \geq 8,33 cm \dots \dots \dots \text{Vérfiée.}$$

**V.2.4. Vérifications :**

**a. Vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme :**

Selon BAEL91, (**art 4.4.1**) : les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial que peut supporter un poteau sans subir des instabilités de forme par flambement.

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau et le plus élancé

**- Critère de la stabilité de forme :**

D'après le CBA93 on doit vérifier que :

$$N_u = \alpha \times \left( \frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \dots \dots \dots \text{(CBA93 : Art : B.8.2.1)}$$

Avec :

B<sub>r</sub> : Section réduite du béton

γ<sub>s</sub> = 1.5 : Coefficient de sécurité de béton (cas durable).

γ<sub>s</sub> = 1.15 coefficient de sécurité de l'acier.

α : Coefficient réducteur qui est fonction de l'élancement λ<sub>g</sub>.

A<sub>s</sub> : section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\left\{ \begin{array}{ll} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{si: } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6 \times \left( \frac{50}{\lambda} \right) & \text{si: } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{array} \right.$$

Tel que :  $\lambda = \frac{l_f}{i}$  avec  $i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}}$

Cas d'une section rectangulaire :  $I = \frac{b \times h^3}{12}$

$l_f$  : Longueur de flambement

$$B_r = (a-2) \times (b-2) \quad \text{avec : } \begin{cases} a : \text{largeur de la section nette} \\ b : \text{Hauteur de la section nette} \end{cases}$$

$A_s$  : Section d'armature.

Les résultats de vérification des poteaux au flambement sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.5.** Justification de l'effort normale ultime.

Niveaux	$L_0$ (m)	$l_f$ (m)	$I$ (m)	$\lambda$	$A$	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$B_r$ (cm <sup>2</sup> )	$N_{max}$ (KN)	$N_{ultime}$ (KN)	observation
Sous-sol 3	2,8	1,96	0,023	9,053	0,839	53,8	4599	3745,827	8713,19055	Vérifiée
Entre sol2	4.08	2,856	0,017	14,134	0,823	49,76	3944	3148,236	7436,77518	Vérifiée
Sous-sol 1	2,8	1,96	0,014	10,446	0,835	43,98	3654	2891,6	6928,52051	Vérifiée
RDC	2,8	1,96	0,010	11,316	0,833	39,46	3074	2455,583	5882,36651	Vérifiée
Etage 1	2,8	1,96	0,007	12,345	0,829	34,5	2544	2044,727	4902,4678	Vérifiée
Etage 2	2,8	1,96	0,003	15,088	0,820	28,15	1634	1641,952	3282,30321	Vérifiée
Etage 3	2,8	1,96	0,003	15,088	0,820	24,13	1634	1254,646	3167,71016	Vérifiée
Etage 4	2,8	1,96	0,002	16,974	0,812	18,47	1254	881,306	2406,74516	Vérifiée
Etage 5	2,8	1,96	0,001	19,399	0,801	11,31	924	439,237	1685,28325	Vérifiée

La condition  $N_{max} < N_u$  est vérifiée pour tous les niveaux donc y a pas de risque de flambement.

**b. Vérification des contraintes :**

Étant donné que la fissuration est peu nuisible, on entame la vérification des poteaux les plus sollicités à chaque niveau par la contrainte de compression du béton seulement ; pour cela nous allons procéder comme suit :

$$\Rightarrow \sigma_{bc1,2} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_G^{ser} \times v}{I_{yy'}} \dots \dots \dots \text{béton fibre superieure.}$$

$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_G^{ser} \times v'}{I_{yy'}} \dots \dots \dots \text{béton fibre inferieure.}$$

$$S = b \times h + 15(A + A') : \text{section homogénéisée.}$$

$$M_G^{ser} = M^{ser} - N^{ser} \times \left(\frac{h}{2} - v\right)$$

$$v = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15(Ad + A'd')}{bh + 15(A + A')} \quad \text{et} \quad v' = h - v ; d = 0,9 \times h$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15A \times (d - v)^2$$

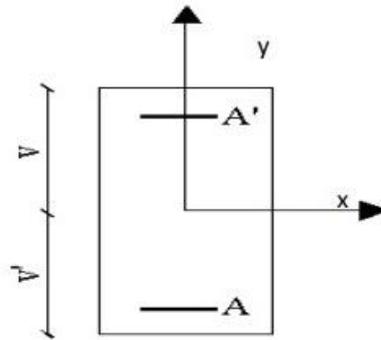


Figure V.2. Section d'un poteau.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.6. Vérification des contraintes dans le béton.

Niveau	Sous-sol 3	entre sol 2	Sous-sol 1	RDC	1 <sup>er</sup> étage	2 <sup>eme</sup> étage	3 <sup>eme</sup> étage	4 <sup>eme</sup> étage	5 <sup>eme</sup> étage
Section (cm <sup>2</sup> )	65×75	60×70	60×65	55×60	50×55	40×45	40×45	35×40	30×35
d (cm)	67,5	63	58,5	54	49,5	40,5	40,5	36	31,5
A (cm <sup>2</sup> )	53,8	49,76	43,98	39,46	34,5	28,15	24,13	18,47	11,31
V (cm)	41,76	39,23	36,26	33,65	30,98	25,92	25,51	22,64	19,45
V'(cm)	33,24	30,77	28,74	26,35	24,02	19,08	19,49	17,36	15,55
I <sub>yy'</sub> (m <sup>4</sup> )	1,0175	0,8658	0,7561	0,6315	0,5215	0,3221	0,3401	0,2696	0,2190
N <sup>ser</sup> (KN)	2641,155	2221,059	2045,713	1737,746	1447,50	1162,74	888,536	624,294	311,01
M <sup>ser</sup> (KN.m)	37,049	62,5822	26,6784	64,5677	59,6801	39,6761	50,8814	39,9474	17,3599
MG <sup>ser</sup> (KN.m)	149,584	156,425	103,632	127,996	110,116	79,444	77,658	56,449	23,416
σ <sub>bc1</sub> (MPa)	4,71	4,56	4,54	4,53	4,50	5,30	4,17	3,77	2,57

$\sigma_{bc2}$ (MPa)	4,60	4,43	4,45	4,41	4,38	5,19	4,07	3,69	2,53
$\sigma_{bc}$ (MPa)	15	15	15	15	15	15	15	15	15
Vérification	Vérifiée								

Dans le tableau V.6, on remarque que  $\sigma_{bc1,2} \leq \bar{\sigma}_{bc}$  donc la contrainte de compression dans le béton est vérifiée.

**c. Vérification aux sollicitations tangentielles :**

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \dots \dots \dots \text{RPA (art 7.4.3.2)}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d}$$

**Tableau V.7.** Vérification des sollicitations tangentelles.

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	l <sub>f</sub> (m)	$\lambda_g$	$\rho_d$	d (cm)	V <sub>u</sub> (KN)	$\tau$ (MPa)	$\tau_{adm}$ (MPa)
Sous-sol 3	65×75	1,96	2,61	0.04	73	113,21	0,239	1
entre sol 2	60×70	2,856	4,07	0.04	68	85,71	0,210	1
Sous-sol 1	60×65	1,96	3,01	0.04	63	94,158	0,249	1
RDC	55×60	1,96	3,27	0.04	58	64,4	0,202	1
Etage 1	50×55	1,96	3,56	0.04	53	78,08	0,295	1
Etage 2	40×45	1,96	4,36	0.04	43	72,185	0,420	1
Etage 3	40×45	1,96	4,36	0.04	43	61,898	0,360	1
Etage 4	35×40	1,96	4,9	0.04	38	40,872	0,307	1
Etage 5	30×35	1,96	5,6	0.04	33	42,381	0,428	1

➤ **Disposition constructive des poteaux :**

**Longueurs de recouvrement :**

Selon le RPA 99 (Article 7.4.2.1) la longueur minimale de recouvrement est :

$L_r > 40 \phi$  En zone II.

$\phi = 25 \text{ mm}$  ; donc  $L_r > 100 \text{ cm}$  ; on adopte  $L_r = 100 \text{ cm}$

$\phi = 20 \text{ mm}$  ; donc  $L_r > 80 \text{ cm}$  ; on adopte  $L_r = 80 \text{ cm}$

$\phi = 16 \text{ mm}$  donc  $L_r > 64 \text{ cm}$  ; on adopte  $L_r = 65 \text{ cm}$

$\phi = 14 \text{ mm}$  donc  $L_r > 56 \text{ cm}$  ; on adopte  $L_r = 60 \text{ cm}$

$\phi = 12 \text{ mm}$  donc  $L_r > 48 \text{ cm}$  ; on adopte  $L_r = 50 \text{ cm}$

➤ Schéma de ferrailage :

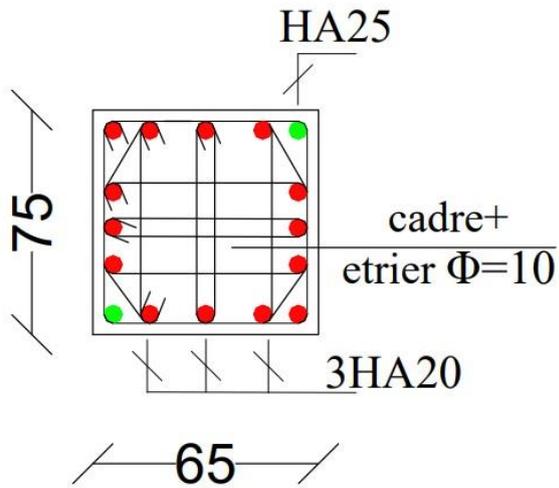


Figure.V.3. Schéma de ferrailage des poteaux du sous-sol 3.

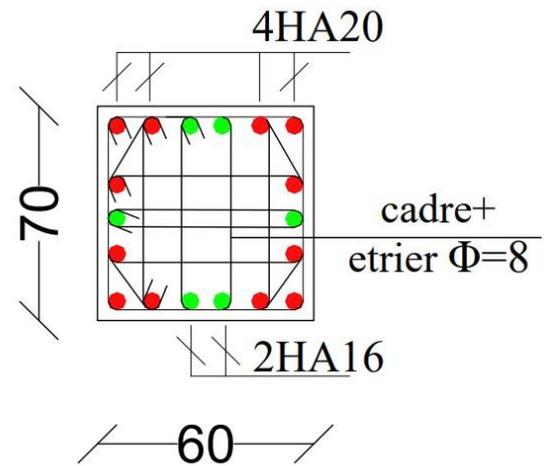


Figure.V.4. Schéma de ferrailage des poteaux de l'entre sol 2.

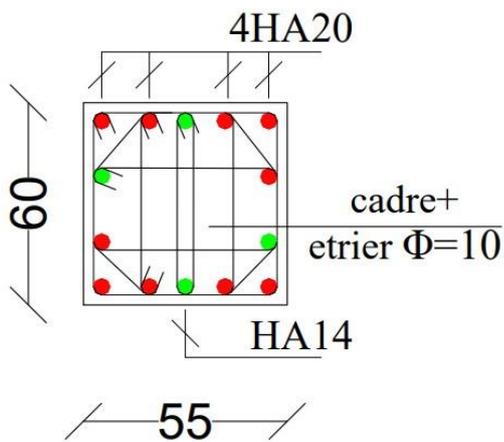


Figure.V.5. Schéma de ferrailage des poteaux sous-sol 1.

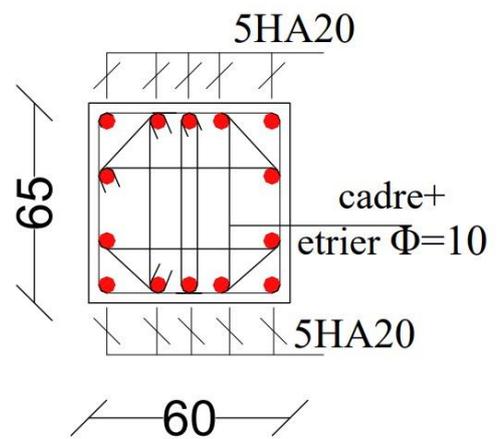


Figure.V.6. Schéma de ferrailage des poteaux RDC.

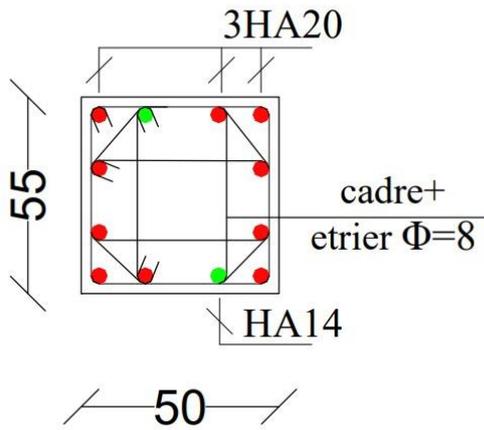


Figure.V.7. Schéma de ferrailage des poteaux étage 1.

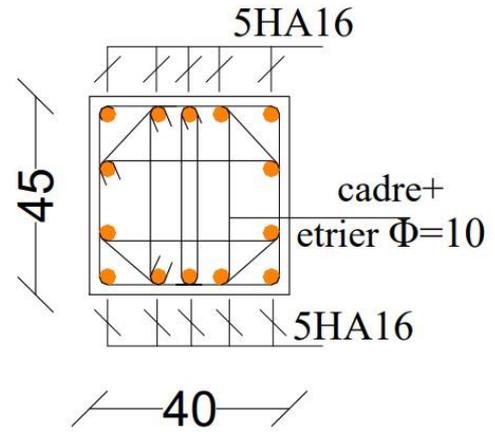


Figure.V.8. Schéma de ferrailage des poteaux étage 2.

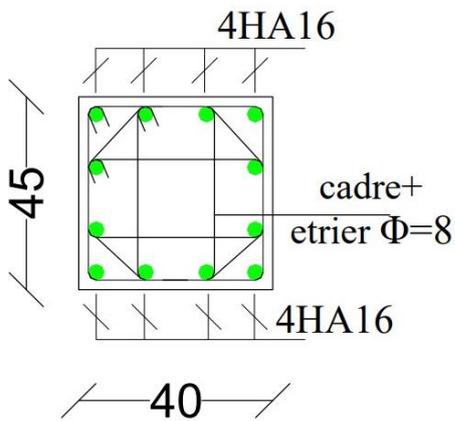


Figure.V.9. Schéma de ferrailage des poteaux étage 3.

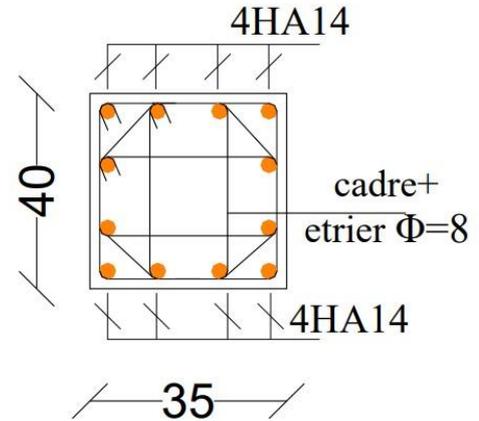


Figure.V.10. Schéma de ferrailage des poteaux étage 4.

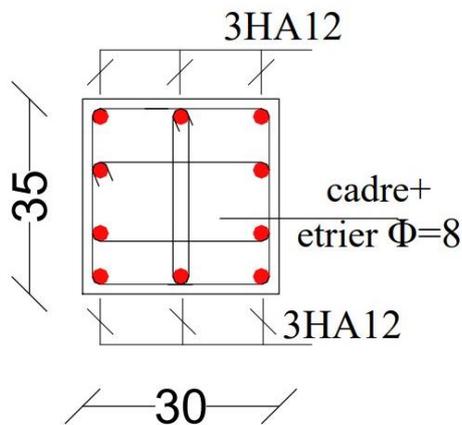


Figure.V.11. Schéma de ferrailage des poteaux étage 5.

### V.3. Etude des poutres :

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant.

Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Après détermination des sollicitations (M, N, T) on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le RPA99 Version 2003 et celles données par le BAEL91.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel SAP2000, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le RPA99 Version 2003 suivantes :

<b>BAEL91.</b>	<b>RPA99 Version 2003</b>
1). $1.35G+1.5Q$	3). $G+Q+E$
2). $G+Q$	4). $G+Q-E$
	5). $0.8G+E$
	6). $0.8G-E$

#### V.3.1. Les recommandations du RPA99 :

##### a) Armatures longitudinales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.1)

Le pourcentage total minimal 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.

La longueur minimale de recouvrement est de 40 en zone II<sub>a</sub>.

##### b) Armatures transversales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.2).

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :  $A_t = 0.003 \times S_t \times b$ .

$S_t$  : espacement maximum entre les armatures transversales donné comme suit :

- $S_t \leq \min (h/4 ; 12\phi_1)$  en zone nodale,
- $S_t \leq h/2$  en dehors de la zone nodale.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

La valeur du diamètre  $\phi$  des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec 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 d'appui ou de l'encastrement.

### V.3.2. Sollicitation et ferrailage des poutres

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement de notre modèle, vue la différence des sollicitations dans les poutres dans les différents étages, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau.V.8.** Armatures longitudinales des poutres.

Niveau	Type de poutre	Section	Localisation	M (KN.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )
Sous-sol 3	Principales	40×60	Appuis	-290,555	15,70	2,8014	8HA16 = 16,08 cm <sup>2</sup>
			Travées	216,115	11,40		8HA14 = 12,32 cm <sup>2</sup>
	Secondaires	40×50	Appuis	-180,6699	10,43	2,318	4HA14+4HA12=10,68
			Travées	90,4898	5,06		4HA14 = 6,16 cm <sup>2</sup>
Entre sol 2, Sous-sol 1, RDC, 1,...4 <sup>ème</sup> étage	Principales	40×60	Appuis	271,5586	14,58	2,8014	6HA16+2HA14=15,14
			Travées	174,5003	9,08		6HA14 = 9,24 cm <sup>2</sup>
	Secondaires	40×50	Appuis	-130,9885	7,42	2,3184	5HA14 = 7,70 cm <sup>2</sup>
			Travées	114,076	6,42		6HA12 = 6,79 cm <sup>2</sup>
5 <sup>ème</sup> étage	Principales	40×60	Appuis	-173,9833	9,06	2,8014	6HA14 = 9,24 cm <sup>2</sup>
			Travées	142,1959	7,33		5HA14 = 7,70 cm <sup>2</sup>
	Secondaires	40×50	Appuis	-81,8412	4,50	2,3184	4HA12 = 4,52 cm <sup>2</sup>
			Travées	60,3524	3,33		4HA12 = 4,52 cm <sup>2</sup>
Tous les niveaux	Poutre Palière	40×45	Appuis	-77,0162	5,35	2,0769	5HA12 = 5,65 cm <sup>2</sup>
			Travées	74,0162	5,13		5HA12 = 5,65 cm <sup>2</sup>
Tous les niveaux	Poutre de chaînage	35×45	Appuis	-66,7042	4,41	1,8172	4HA12 = 4,52 cm <sup>2</sup>
			Travées	49,4845	3,40		4HA12 = 4,52 cm <sup>2</sup>

- **Longueurs de recouvrement :**

Selon le RPA 99 (Article 7.4.2.1) la longueur minimale de recouvrement est :

$$Lr > 40 \phi \text{ en zone II.}$$

$\phi = 16$  mm donc  $L_r > 64$  cm ; on adopte  $L_r = 65$  cm.

$\phi = 14$  mm donc  $L_r > 56$  cm ; on adopte  $L_r = 60$  cm.

$\phi = 12$  mm donc  $L_r > 48$  cm ; on adopte  $L_r = 50$  cm.

- **Pourcentage total maximum des aciers longitudinaux :**

- **En zone courante :**

- 1) **Poutre principales :**

$$8HA16 = 16,08 \text{ cm}^2 < 4\% \times b \times h = 96 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifié.}$$

- 2) **Poutre secondaire :**

$$4HA14 + 4HA12 = 10,68 \text{ cm}^2 < 4\% \times b \times h = 80 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifié.}$$

- 3) **Poutre de chainage :**

$$4HA12 = 4,52 \text{ cm}^2 < 4\% \times b \times h = 63 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifié.}$$

- 4) **Poutre palière :**

$$5HA12 = 5,65 \text{ cm}^2 < 4\% \times b \times h = 72 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifié.}$$

- **En zone de recouvrement :**

- 1) **Poutre principales :**

$$8HA14 = 12,32 \text{ cm}^2 < 6\% \times b \times h = 144 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifié.}$$

- 2) **Poutre secondaire :**

$$6HA12 = 6,79 \text{ cm}^2 < 6\% \times b \times h = 120 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifié.}$$

- 3) **Poutre de chainage :**

$$4HA12 = 4,52 \text{ cm}^2 < 6\% \times b \times h = 94,5 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifié.}$$

- 4) **Poutre palière :**

$$5HA12 = 5,65 \text{ cm}^2 < 6\% \times b \times h = 108 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifié.}$$

### V.3.3. Armatures transversales :

- **Poutres principales, Secondaires, chainage et Palière :**

Le diamètre minimal doit vérifier la condition **du BAEL**.

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_L\right)$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq \min\left(\frac{600}{35}, \frac{400}{10}, 12\right) \Rightarrow \phi_t \leq 12 \text{ mm.}$$

Donc on adopte un cadre et un étrier de  $\phi 8$  d'où :  $A_t = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$ .

• **Vérification des sections d'armatures transversales :**

$$A_t \geq 0.003 \times S_t \times b.$$

**Calcul de  $S_t$  :** Selon le CBA93 (Art A. 5. 1. 2. 2),  $S_t \leq \min (S_{t1}, S_{t2}, S_{t3})$ ,

**Avec:**

$$S_{t1} \leq \min(0.9 \times d; 40cm) \dots\dots\dots 1$$

$$S_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \dots\dots\dots 2$$

$$S_{t3} \leq \frac{0.9 \times A_t f_e}{\gamma_s \times b_0 \times (\tau_U - 0.3 f_{t28})} \dots\dots\dots 3$$

D'après les trois équations le tableau suivant présente les espacements des différentes poutres :

**Tableau.V.9.** Armatures transversales des poutres.

Poutre	Principale	secondaire	Palière	Chainage
Armatures transversales (cm <sup>2</sup> )	4HA10=3,14	4HA10=3,14	4HA8=2,01	4HA8=2,01
Espacement	40	40	35	35

**Exigences du RPA :**

**Zone nodale :** en zone nodale les espacements sont calculés avec la formule suivante :

1.  $S_t \leq \min(\frac{h}{4}; 12\phi_{\min}; 30cm)$

**Zone courante :** en zone courante les espacements sont calculés avec la formule

suivante :  $S_t \leq \frac{h}{2}$ .

Comme il faut vérifier que :

$$A_t > A_t^{min} = 0.003 \times S_t \times h$$

Et le tableau suivant résume les exigences du R.P.A :

**Tableau .V.10.** Vérification des Exigence de RPA.

Poutre	Espacement en zone		Vérification de la condition de non fragilité		
	Nodale (cm)	Courante (cm)	A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>t</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>t</sub> > A <sub>t</sub> <sup>min</sup>
<b>Principale</b>	15	15	3,14	2,7	vérifier
<b>Secondaire</b>	10	15	3,14	2,475	vérifier

<b>palière</b>	10	12	2,01	1,62	vérifier
<b>Chainage</b>	10	12	2,01	1,62	vérifier

**V.3.4. Vérification à l'ELU :**

**V. 3.4.1. Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 2.8014 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Poutres principales .}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 2,3184 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Poutres secondaires.}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,82 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Poutre de chainage}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 2,07 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Poutre Palière}$$

Donc les conditions de non fragilité sont vérifiées.

**V.3.4.2. Contrainte tangentielle maximale :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} ; \text{ F. P. N} \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0.13 \times f_{c28}, 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa}$$

**Tableau.V.11.** Vérification de la contrainte tangentielle.

Poutres	V <sub>U</sub> (MN)	τ <sub>U</sub> (MPa)	Observation
<b>Principales</b>	362,541 × 10 <sup>-3</sup>	1,56	Vérifié
<b>Secondaires</b>	72,194 × 10 <sup>-3</sup>	0,38	Vérifié
<b>Chainage</b>	51,504 × 10 <sup>-3</sup>	0.30	Vérifié
<b>Palière</b>	50,978 × 10 <sup>-3</sup>	0.33	Vérifié

**Donc : τ<sub>u</sub> < τ̄<sub>u</sub> ⇒ Pas de risque de cisaillement.**

**V.3.5. Vérification à l'ELS :**

**V. 3.5.1. Etat limite d'ouverture des fissures :**

Aucune vérification à faire car la fissuration, est peu préjudiciable.

**V.3.5.2. Etat limite de compression du béton :**

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A_s y - 15 d A_s = 0 \rightarrow y$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A \times (d - y)^2;$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

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

**Tableau .V.12.** Vérification de la contrainte limite de béton.

Poutres	Localisation	M <sub>ser</sub> (MN.m)	I (m <sup>4</sup> )	Y (m)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	Observation
Principales	Appuis	-182,91×10 <sup>-3</sup>	4,53×10 <sup>-3</sup>	0,21	8,51	15	Vérifiée
	Travées	166,896×10 <sup>-3</sup>	3,72×10 <sup>-3</sup>	0,18	8,50	15	Vérifiée
Secondaires	Appuis	-156,11×10 <sup>-3</sup>	2,17×10 <sup>-3</sup>	0,15	11,45	15	Vérifiée
	Travées	50,108×10 <sup>-3</sup>	1,54×10 <sup>-3</sup>	0,13	4,32	15	Vérifiée
Chainage	Appuis	-46,56×10 <sup>-3</sup>	1,01×10 <sup>-3</sup>	0,12	5,59	15	Vérifiée
	Travées	34,365×10 <sup>-3</sup>	4,13×10 <sup>-3</sup>	0,12	4,13	15	Vérifiée
Palière	Appuis	-6,947×10 <sup>-3</sup>	0,87×10 <sup>-3</sup>	0,10	0,84	15	Vérifiée
	Travées	7,159×10 <sup>-3</sup>	0,86×10 <sup>-3</sup>	0,11	0,86	15	Vérifiée

**V.3.5.3. Etat limite de déformation (évaluation de la flèche) :**

D'après le **CBA93** et **BAEL91**, la vérification à la flèche est inutile si :

○  $\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}$  .....(1).

○  $\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0}$  .....(2).

○  $\frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e}$  .....(3).

Tableau.V.13.Vérification de l'état limite de la flèche.

Poutres	Condition (1)	Condition (2)	Condition (3)
Principales	0,090 > 0,062	0,090 > 0,042	0,0069 < 0.0105
Secondaires	0,083 > 0,062	0,082 > 0,034	0,0055 < 0.0105
Chainage	0,068 > 0,062	0,068 > 0,032	0,0037 < 0,0105
Paliers	0,143 > 0,062	0,143 > 0,023	0,0026 < 0,0105

Les conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

### V.3.6. Vérification des zones nodales :

Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux le RPA99 (Art 7. 6. 2) exige que :

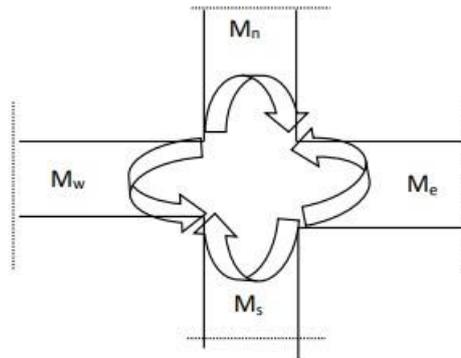


Figure.V.12.Les moments sur la zone nodale.

$$M_R = |M_n| + |M_s| \geq 1.25 (|M_w| + |M_e|)$$

Cependant, cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.

#### a) Détermination du moment résistant dans les poteaux :

Le moment «  $M_R$  » d'une section de béton dépend essentiellement :

- des dimensions de la section du béton ;
- de la quantité d'armatures dans la section du béton ;
- de la contrainte limite élastique des aciers.

$$M_R = Z \times A_s \times \sigma_s ;$$

Avec :  $Z=0.85 \times h$  et  $\sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348MPa$ .

**Tableau.V.14.** Moments résistants dans les poteaux.

Niveau	Section	Z (m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	M <sub>R</sub> (KN.m)
Sous-sol 3	65×75	0,6375	53,8	11935,53
entre sol 2	60×70	0,595	49,76	10303,3056
Sous-sol 1	60×65	0,5525	43,98	8456,0346
RDC	55×60	0,51	39,46	7003,3608
Etage 1	50×55	0,4675	34,5	5612,805
Etage 2	40×45	0,3825	28,15	3747,0465
Etage 3	40×45	0,3825	24,13	3211,9443
Etage 4	35×40	0,34	18,47	2185,3708
Etage 5	30×35	0,2975	11,31	1170,9243

**b) Détermination du moment résistant dans les poutres :**

Les moments résistants dans les poutres sont calculés de la même manière que dans les poteaux ; les résultats de calcul sont injectés directement dans le tableau de vérification des zones nodales (Tab5.23). On effectue la vérification de la zone nodale pour le nœud central :

**Tableau.V.15.** Moments résistants dans les poutres principales.

Niveau	Type de poutre	Z (m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	M <sub>R</sub> (KN.m)
Sous-sol 3	Principales	0,51	16,08	2853,8784
Entre sol 2, Sous-sol 1, RDC, 1,2 <sup>ème</sup> étage	Principales	0,51	15,14	2687,0472
3 <sup>ème</sup> étage	Principales	0,51	12,32	2186,5536
4 <sup>ème</sup> étage	Principales	0,51	9,24	1639,9152
5 <sup>ème</sup> étage	Principales	0,51	5,56	986,7854

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau.V.16.** Vérification des zones nodales.

Niveau	M <sub>N</sub>	M <sub>S</sub>	M <sub>N+M<sub>S</sub></sub>	M <sub>W</sub>	M <sub>E</sub>	1.25(M <sub>W</sub> +M <sub>E</sub> )	Observation
Sous-sol 3	11935,53	11935,53	23871,06	2853,8784	2853,8784	7134,696	Vérifiée
Entre sol 2	10303,305	10303,30	20606,611	2687,0472	2687,0472	6717,618	Vérifiée

<b>Sous-sol 1</b>	8456,034	8456,034	16912,069	2687,0472	2687,0472	6717,618	Vérifiée
<b>RDC</b>	7003,360	7003,360	14006,721	2687,0472	2687,0472	6717,618	Vérifiée
<b>Etage 1</b>	5612,805	5612,805	11225,610	2687,0472	2687,0472	6717,618	Vérifiée
<b>Etage 2</b>	3747,046	3747,046	7494,093	2687,0472	2687,0472	6717,618	Vérifiée
<b>Etage 3</b>	3211,944	3211,944	6423,888	2186,5536	2186,5536	5466,384	Vérifiée
<b>Etage 4</b>	2185,370	2185,370	4370,741	1639,9152	1639,9152	4099,788	Vérifiée
<b>Etage 5</b>	1170,9243	1170,924	2341,848	986,7854	986,7854	2266,963	Vérifiée

• **Conclusion :**

La vérification des zones nodales est justifiée ; donc les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

➤ **Schéma de ferrailage :**

**Tableau.V.17.** Schéma de ferrailage des poutres.

Niveau	Type de poutre	Section	En appuis	En travée
Sous-sol 3	Principales	40×60		
	Secondaires	40×50		

Entre sol 2, Sous-sol 1, RDC, 1,...4 <sup>eme</sup> étage	Principales	40×60		
	Secondaires	40×50		
5 <sup>eme</sup> étage	Principales	40×60		
	Secondaires	40×50		

Tous les niveaux	Poutre Palière	40×45	<p>Diagram of a 40x45 beam cross-section. It shows 4HA12 reinforcement bars (two on top and two on bottom) and a stirrup cage labeled 'Cad+étr en T8'. The width is 40 and the height is 45.</p>	<p>Diagram of a 40x45 beam cross-section. It shows 4HA12 reinforcement bars (two on top and two on bottom) and a stirrup cage labeled 'Cad+étr en T8'. The width is 40 and the height is 45.</p>
Tous les niveaux	Poutre de chaînage	35×45	<p>Diagram of a 35x45 beam cross-section. It shows 4HA12 reinforcement bars (two on top and two on bottom) and a stirrup cage labeled 'Cad+étr en T8'. The width is 35 and the height is 45.</p>	<p>Diagram of a 35x45 beam cross-section. It shows 4HA12 reinforcement bars (two on top and two on bottom) and a stirrup cage labeled 'Cad+étr en T8'. The width is 35 and the height is 45.</p>

#### V.4. Etude des voiles :

Le RPA/99/version 2003(Art.3.4.A.1.a) exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14m de hauteur dans la zone IIa (moyenne sismicité).

Les voiles sont sollicités par la flexion composée avec un effort tranchant, ce qui cause des ruptures dans les voiles élancés, par les modes suivants :

- Rupture par flexion.
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

##### V.4.1. Recommandation du RPA99 :

###### a. Armatures verticales :

Sont destinés à reprendre les effets de la flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces du voile. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

- Le pourcentage minimal sur toute la zone tendue est de **0.20%**.
- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées par des cadres horizontaux dont l'espacement **S** est inférieur à l'épaisseur du voile (**e**).
- L'espacement des barres verticales doit être réduit à la moitié sur une longueur de **L/10** dans les zones extrêmes.

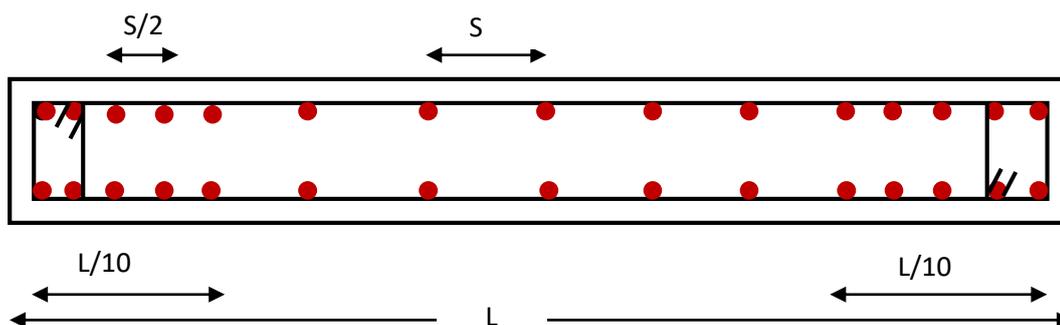


Figure V. 13 : Disposition des armatures verticales.

**b. Armatures horizontales :**

Sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposés en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales. Pour empêcher leurs flambements elles doivent être munies de crochets à  $135^\circ$  de longueur  $10\emptyset$ .

**c. Armatures transversales :**

Destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement. Elles sont en nombre de 4 épingles par  $1\text{m}^2$  au moins.

**d. Armatures de couture :**

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée par la formule suivante :  $A_{vj} = 1,1 \times \frac{V}{f_e}$

Cette quantité doit s'ajouter à la section tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

**e. Règles communes :**

- Le pourcentage minimal des armatures verticales et horizontales :

$$A_{\min} = 0.15\% \dots\dots\dots \text{Section globale du voile.}$$

$$A_{\min} = 0.10\% \dots\dots\dots \text{Zone courante.}$$

- L'espacement des barres (horizontales et verticales)  $S < \min(1.5a, 30\text{cm})$ .
- Diamètre des barres (horizontales et verticales)  $\emptyset < a/10$  en zone courante.
- Longueur de recouvrement :

$$L_r = 40\emptyset \text{ en zone qui peut être tendue.}$$

$$L_r = 20\emptyset \text{ en zone comprimé sous toutes les combinaisons.}$$

**V.4.2. Sollicitations de calcul :**

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel SAP2000, les résultats des voiles sont résumés dans les tableaux suivants :

**Tableau V.18.** Sollicitations max de calcul dans le voile V<sub>x1</sub> // à x-x'.

Niveau	N <sub>max</sub> → M <sub>cor</sub>		N <sub>min</sub> → N <sub>cor</sub>		M <sub>max</sub> → N <sub>cor</sub>		V <sub>d</sub> (KN)
	N(KN)	M(KN.m)	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	
Sous-sol 3	-505,926	-67,6957	108,677	54,9679	86,5032	-157,35	54,523
Entre sol 2	-469,291	15,7583	237,49	64,7707	96,2275	-133,291	141,079
Sous-sol 1	-463,96	-242,2347	251,539	411,3283	268,7181	-93,998	223,946
RDC	-347,269	81,3754	50,043	100,9638	233,4771	-271,13	235,174
Etage 1	-340,943	83,4981	-28,005	104,2295	215,5799	-322,313	193,098
Etage 2	-320,914	5,2357	19,922	52,4757	97,711	-24,083	170,506
Etage 3	-244,944	9,9562	41,631	22,4844	104,7586	-133,924	144,169
Etage 4	-235,019	50,1064	1,842	17,09	91,3988	-122,015	121

**Tableau V.19.** Sollicitations max de calcul dans le voile V<sub>y1</sub> // à y-y'.

Niveau	N <sub>max</sub> → M <sub>cor</sub>		N <sub>min</sub> → N <sub>cor</sub>		M <sub>max</sub> → N <sub>cor</sub>		V <sub>d</sub> (KN)
	N(KN)	M(KN.m)	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	
Sous-sol 3	-420,775	26,2815	38,397	-38,7284	105,3759	-420,246	66,665
Entre sol 2	-564,723	-17,4873	145,843	-99,3617	218,7515	-472,26	107,137
Sous-sol 1	-525,687	206,0246	307,164	16,6572	308,9395	-481,87	152,449
RDC	-508,433	-53,3685	53,112	49,5648	250,339	-255,969	102,129
Etage 1	-407,954	-34,3841	37,089	-52,0566	142,774	-149,031	94,314
Etage 2	-325,679	-28,6147	80,621	6,9215	69,0787	-163,379	88,641
Etage 3	-328,228	14,4513	68,899	-19,9368	34,4978	-152,291	63,297
Etage 4	-334,686	-0,6704	43,491	-24,3003	49,0538	-64,825	47,815
Etage 5	-95,631	-14,8465	72,47	-59,9561	5,8627	-74,501	1,594

**V.4.3. Calcul du ferrailage des voiles :**

Le SAP 2000, nous donne les sollicitations (N, M et V) dans chaque voile. Après avoir comparé les valeurs les plus défavorables des sollicitations, selon les différentes combinaisons d'action citée auparavant, les sections d'aciers calculées sont obtenues en utilisant le logiciel Socotec. Les résultats de calcul sont récapitulés dans les tableaux qui suivent :

**Tableau V.20.** Sollicitations de calcul dans le voile V<sub>x1</sub> dans tous les niveaux.

Niveau	Sous-sol3	Entre sol 2	Sous-sol1	RDC	Etage 1	Etage 2	Etage 3	Etage 4
Section (m <sup>2</sup> )	0,20×1,8	0,20×1,8	0,15×1,8	0,15×1,8	0,15×1,8	0,15×1,8	0,15×1,8	0,15×1,8

<b>N (KN)</b>	-505,926	-469,291	-463,96	-347,269	-344,943	-320,914	-244,944	-235,019
<b>M (KN.m)</b>	-67,6957	15,7583	-242,2347	81,3754	83,4981	5,2357	9,9562	50,1064
<b>Section</b>	SET	SET	SPC	SEC	SET	SET	SET	SET
<b>V (KN)</b>	54,523	141,079	223,946	235,174	193,098	170,506	144,169	121
<b><math>\tau</math> (MPA)</b>	0,151	0,071	0,827	0,871	0,715	0,632	0,632	0,448
<b><math>\tau = 0.2f_{c28}</math>(MP)</b>	5	5	5	5	5	5	5	5
<b><math>A_v^{cal}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	14,461	6,077	2,781	5,431	5,430	4,082	3,195	-4,307
<b><math>A_v^{min}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	8,4	12,240	6,3	6,3	6,3	6,3	6,3	6,3
<b><math>A_v^{adop}</math></b>	15,40	12,32	9,05	9,05	6,32	6,32	6,32	6,32
<b>N<sup>bre</sup> /face</b>	10HA14	8HA14	8HA12	8HA12	8HA10	8HA10	8HA10	8HA10
<b>St (cm)</b>	15	15	15	15	15	15	15	15
<b><math>A_h^{cal}</math></b>	0,19	0,09	0,45	0,82	0,67	0,632	0,59	0,42
<b><math>A_h^{Min}</math></b>	5,4	5,4	5,4	4,050	4,050	4,050	4,050	4,050
<b><math>A_h^{adop}</math></b>	5,65	5,65	5,65	4,52	4,52	4,52	4,52	4,52
<b>N<sup>bre</sup> /face</b>	5HA12	5HA12	5HA12	4HA12	4HA12	4HA12	4HA12	4HA12
<b>St (cm)</b>	20	20	20	20	20	20	20	20

**Tableau V.21.** Sollicitations de calcul dans le voile V<sub>Y1</sub> dans tous les niveaux.

<b>Nivea u</b>	<b>Sous-sol 3</b>	<b>Entre sol 2</b>	<b>Sous-sol1</b>	<b>RDC</b>	<b>Etage 1</b>	<b>Etage 2</b>	<b>Etage 3</b>	<b>Etage 4</b>	<b>Etage 5</b>
<b>Section (m<sup>2</sup>)</b>	0,20×1,5	0,20×1,5	0,15×1,5	0,15×1,5	0,15×1,5	0,15×1,5	0,15×1,5	0,15×1,5	0,15×1,5
<b>N (KN)</b>	-420,775	-564,723	-525,687	-508,433	-407,954	-325,679	-328,228	-334,686	-95,631
<b>M (KN.m)</b>	26,2815	-17,4873	206,0246	-53,3685	-34,3841	-28,6147	14,4513	-0,6704	-14,8465
<b>Section</b>	SET	SET	SPC	SET	SET	SET	SET	SET	SET
<b>V (KN)</b>	66,665	147,137	309,449	152,129	114,314	88,641	63,297	47,815	1,594
<b><math>\tau</math> (MP <math>\Delta</math>)</b>	0,185	0,280	1,146	0,563	0,423	0,328	0,234	0,177	0,005
<b><math>\tau = 0.2f_c</math></b>	5	5	5	5	5	5	5	5	5
<b><math>A_v^{cal}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	5,612	7,220	9,33	7,070	5,560	4,454	4,296	4,193	1,394
<b><math>A_v^{min}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	8,4	12,24	6,3	6,3	6,3	6,3	6,3	6,3	6,3
<b><math>A_v^{adop}</math></b>	9,04	12,32	10,17	7,91	6,32	6,32	6,32	6,32	6,32

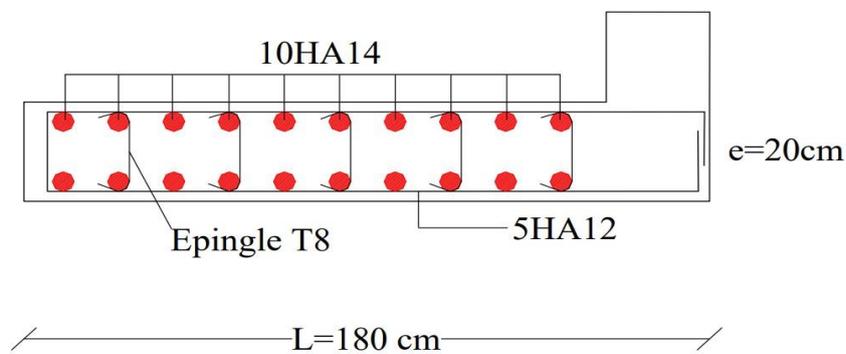
<b>N<sup>bre</sup> /face</b>	8HA12	10HA12	9HA12	7HA12	8HA10	8HA10	8HA10	8HA10	8HA10
<b>St (cm)</b>	20	20	20	20	20	20	20	20	20
<b>A<sub>h</sub><sup>cal</sup></b>	0,78	0,35	1,07	0,53	0,40	0,31	0,22	0,17	0,01
<b>A<sub>h</sub><sup>Min</sup></b>	4,5	4,5	3,375	3,375	3,375	3,375	3,375	3,375	3,375
<b>A<sub>h</sub><sup>adop</sup></b>	4,52	4,52	4,52	4,52	4,52	4,52	4,52	4,52	4,52
<b>N<sup>bre</sup> /face</b>	4HA12	4HA12	4HA12	4HA12	4HA12	4HA12	4HA12	4HA12	4HA12
<b>St (cm)</b>	20	20	20	20	20	20	20	20	20

**V.4.4. Vérification à l'effort tranchant :**

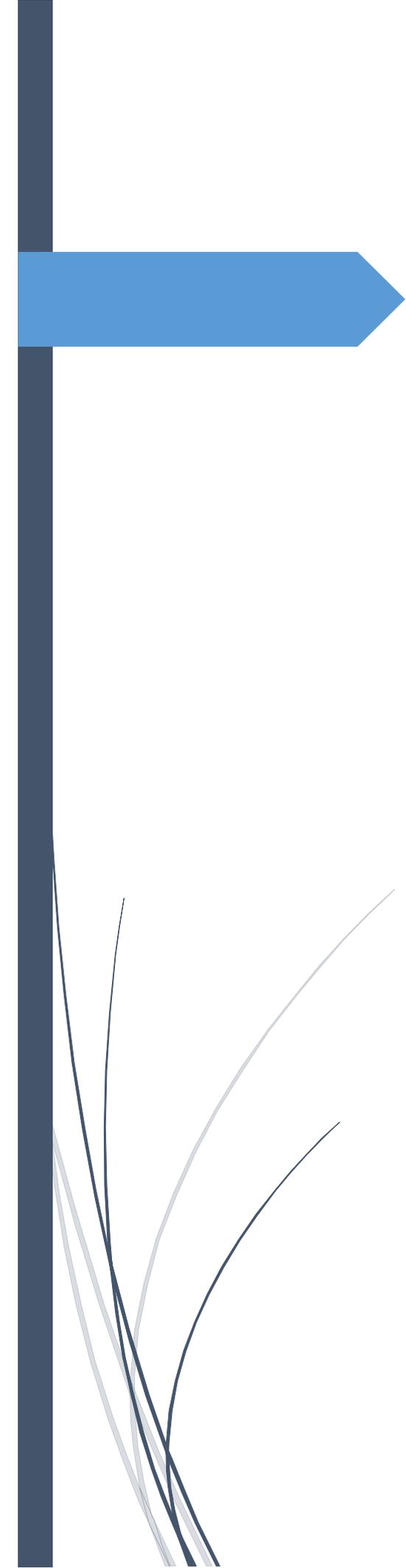
$$\bar{\tau} = 0,2f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

On remarque que  $\bar{\tau} > \tau$  pour tous les voiles, donc la condition est vérifiée.

**V.4.5. Schéma de ferrailage :**



**Figure V.14.** Schémas de ferrailage du panneau longitudinal V<sub>X1</sub>



# CHAPITRE VI

Etude de l'infrastructure

### **VI.1. Introduction :**

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol. Cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol : fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux : fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation, découle la bonne tenue de l'ensemble.

### **VI.2. Choix du type des fondations :**

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

La capacité portante du sol.

- ✓ Les Charges transmises au sol.
- ✓ La distance entre axes des poteaux.
- ✓ La profondeur du bon sol.

On distingue :

- ✓ Fondation superficielle (Semelle isolée, Semelle filante, Radier général)
- ✓ Les fondations semi-profondes
- ✓ Fondation profonde (semelle sous pieux)

### **VI.3. Reconnaissance du sol :**

Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain.

Le taux de travail du sol retenu pour le calcul des fondations est de 1,2 bar pour une profondeur d'ancrage de 6 m.

### **VI.4. Combinaisons d'actions à considérer :**

D'après le **RPA99 (Article 10.1.4.1)** les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- 1).  $G + Q \pm E$
- 2).  $0.8 \times G \pm E$

**VI.5. Etude des fondations.**

➤ **Vérification des semelles isolées :**

Dans ce projet, nous proposons en premier lieu des semelles isolées, pour cela, nous allons procéder à une première vérification telle que :

La vérification à faire est :  $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

Avec :

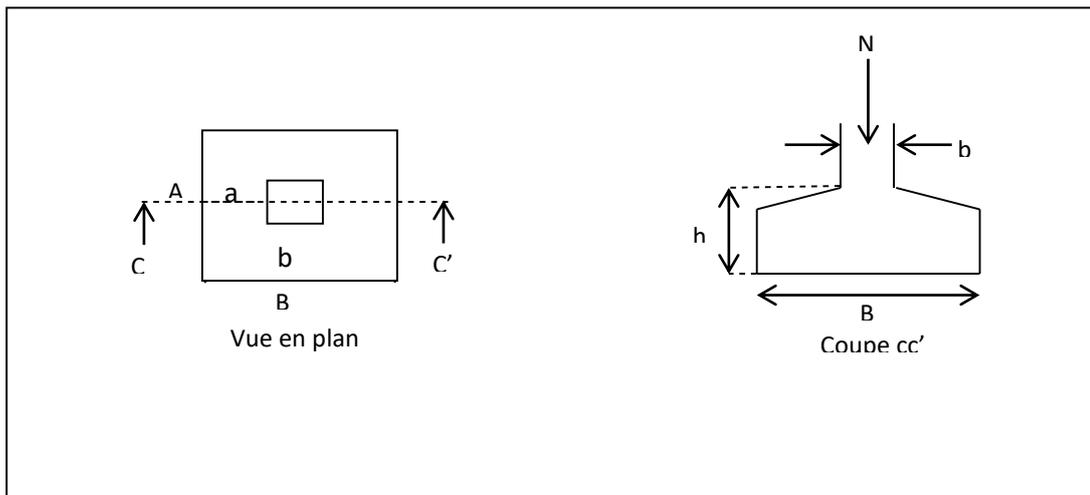
N : L'effort normal transmis à la base obtenue par le logiciel SAP.

**N = 3745,827Kn.**

S : Surface d'appui de la semelle.  $S = A \times B$

$\bar{\sigma}_{sol}$  : Contrainte admissible du sol.

**$\bar{\sigma}_{sol} = 1,2 \text{ bar}$**



**Figure VI.1. Vue d'une Semelle isolée.**

$A \times B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \dots\dots\dots (1).$

On a une semelle et un poteau homothétique :  $\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow A = \frac{a}{b} \times B$

a, b : dimensions du poteau à la base.

On remplace la valeur de A donné (1) ce qui donne :

$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{0,75}{0,65} \times \frac{3,745827}{0,12}} = 6m.$

On remarque qu'il y a chevauchement entre les semelles isolées, vu que l'entre axe minimal des poteaux est de 3,15 m, donc le choix des semelles isolées dans notre cas ne convient pas.

➤ **Vérification de la semelle filante :**

Pour cette vérification, on doit déterminer la semelle filante la plus sollicitée sous les différentes combinaisons en utilisant le logiciel SAP, pour tirer les efforts normaux situés sous les fils des portiques.

On choisit une semelle filante de largeur B et de longueur L, située sous un portique de 6 poteaux (N1, N2, N3, N4, N5, N6)

$$N1=2967,097 \text{ KN}$$

$$N2=3595,655 \text{ KN}$$

$$N3=3028,960 \text{ KN}$$

$$N4=2625,78 \text{ KN}$$

$$N5=2731,216 \text{ KN}$$

$$N6=3745,827 \text{ KN}$$

$$N7=2320,551 \text{ KN}$$

Nous allons faire le calcul de la semelle sous voiles comme suit :

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L}$$

Avec :

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle

$$\text{Avec : } N = \sum Ni$$

$N_i$  : Effort normal provenant du poteau (i).

$$\sum Ni = 21015,086 \text{ KN.}$$

$$B \geq \frac{21,015086}{0,12 \times 31,65} = 5,5m$$

On prend B=5,5m  $\Rightarrow$  donc il y a un chevauchement entre les semelles filantes, ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas.

### VI.5.1. Radier général

○ **Pré dimensionnement.**

Le radier général fonctionne comme un plancher renversé, soumis à la réaction du sol

Agissant du bas vers le haut d'une manière uniforme.

Ce type de fondation présente plusieurs avantages :

- ✓ L'augmentation de la surface de la semelle (fondation)
- ✓ Minimise la pression exercée par la structure sur le sol.
- ✓ La réduction des tassements différentiels.
- ✓ La facilité d'exécution.

➤ **Caractéristiques géométriques du radier :**

Le radier est considéré comme infiniment rigide, donc on doit satisfaire les conditions suivantes :

➤ **Condition de coffrage :**

$$\begin{cases} hr \geq \frac{L_{max}}{20} \\ ht \geq \frac{L_{max}}{10} \end{cases}$$

Avec :

hr : hauteur de la dalle.

ht : hauteur des nervures.

Lmax : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs (Lmax =6 m).

$$\begin{cases} hr \geq \frac{600}{20} = 30m \\ ht \geq \frac{600}{10} = 60m \end{cases}$$

➤ **La condition de raideur (rigidité) :**

Pour un radier rigide, il faut que :  $L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$

$$\text{Avec : } L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

Le : Longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

**E** : Module de Young.

**I** : Moment d'inertie de la section de radier.

**K** : Coefficient de raideur du sol.

$$K = \begin{cases} 0,5 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très mauvais sol} \\ 4 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Sol moyen} \\ 12 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très bon sol} \end{cases}$$

Dans notre cas on a un sol moyen donc :  $K = 4 \text{ Kg/cm}^3$ .

**b** : Largeur de l'élément considéré par  $ml$ .

$$I = \frac{b \times h t^3}{12} \Rightarrow h t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}} = 0,95 \text{ m}$$

Donc :  $h_t \geq 0,95 \text{ m}$ .

A partir des deux conditions précédentes on prend :

$h_t = 110 \text{ cm}$  Pour les nervures du radier.

$h_r = 40 \text{ cm}$  pour les dalles de radier.

$$\text{On a : } L_e \geq \sqrt[4]{\frac{3,21 \times 10^4 \times 0,095^3}{3 \times 4 \times 10^4}} = 2,23 \text{ m}$$

$$L_{max} = 6 \text{ m} \leq \frac{\pi}{2} \times 2,23 = 3,5 \text{ m} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ **La surface du radier :**

Calcul de la surface du radier Il est nécessaire avant tout de calculer la surface nécessaire du radier selon le poids total qu'il supporte. Ce dernier est représenté par la somme des efforts normaux des poteaux et voiles de la structure, soit le poids de la structure elle-même.

$$\text{On a : } N = 43132,547 \text{ KN.}$$

Soit :

$$\frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow S_{rad} \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{43,132547}{0,12} = 359,43 \text{ m}^2.$$

On a la surface du bâtiment est  $S_{bât} = 386,13 \text{ m}^2$ .

$S_{rad} < S_{bat}$  ; Donc on prend :  $S_{rad} = S_{bat} = 386,13 \text{ m}^2$  (le radier ne comporte pas de débord)

**VI.5.1.1. Les vérifications :**

➤ **Vérification au poinçonnement :**

Une force est localisée lorsque les dimensions de la surface de son impact sont petites par rapport aux dimensions de la dalle (radier) ; sous l'action des forces localisées il y a lieu de vérifier la résistance des dalles au poinçonnement.

D'après le **CBA93** (art.A.5.2.4.2), on doit vérifier la condition suivante :

$$N_d \leq Q_u = 0,045 \times \mu_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$N_d$  : Effort normal de calcul

$h_t$  : Hauteur de la dalle

$\mu_c$  : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen

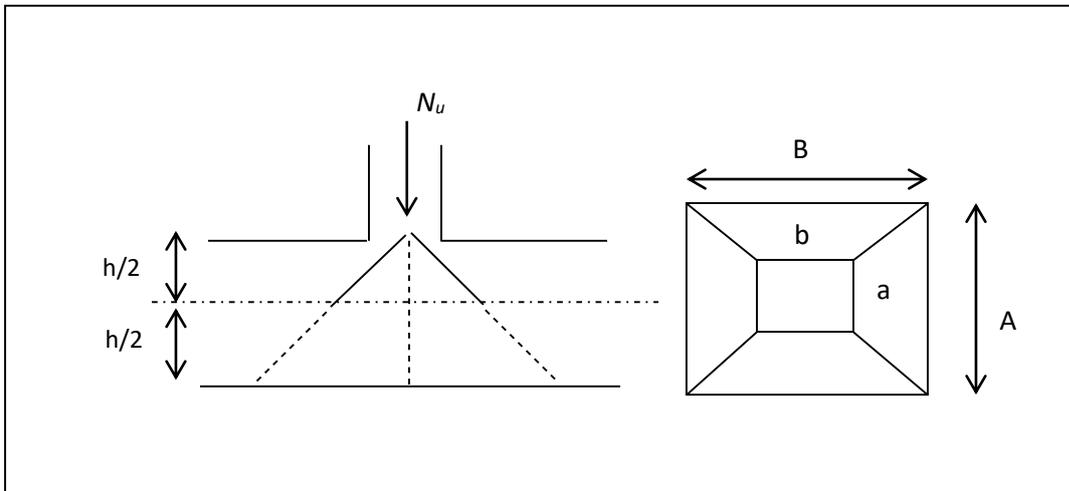


Figure IV.3. Présentation de zone d'impact de la charge concentrée

• **Sous poteaux le plus sollicité :**

Le poteau le plus sollicité est le poteau rectangulaire (80×85) cm<sup>2</sup>, le périmètre d'impact

$\mu_c$  : est donné par la formule suivante :  $\mu_c = 2 \times (A+B)$

$$A = a + h_t = 0.8 + 0,95 = 1.75 \quad \Rightarrow \mu_c = 7.1$$

$$B = b + h_t = 0.85 + 0,95 = 1.8$$

$$N_d = 4,3132547 MN < Q_u = 0,045 \times 7,1 \times 0,95 \times \frac{25}{1,5} = 5,05 MN \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification de la contrainte dans le sol**

Sous l'effet du moment renversant dû au séisme, la contrainte sous le radier n'est pas uniforme. On est dans le cas d'un diagramme rectangulaire ou trapézoïdal, la contrainte moyenne ne doit pas dépasser la contrainte admissible du sol.

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} < \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{x,y} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I}(x, y)$$

✓ **Les caractéristiques géométriques de radier :**

$$I_x = 4458,845 \quad ; \quad X_G = 17,16m$$

$$I_y = 24940,314 \quad ; \quad Y_G = 5,9m$$

Avec :

$\sigma_{max}$  et  $\sigma_{min}$  : contrainte maximal et minimal dans les deux extrémités du radie

N : L'effort normal dû aux charges verticales.

$M_x$ ,  $M_y$  : Moment sismique à la base tiré du logiciel SAP 2000 VERSION 14.

S : Surface de radier S= 386,13m<sup>2</sup>.

○ **Exemple de calcul :**

**Sens X-X :**

$$N = 43132,547 \text{ KN et } M_x = -28451,8644 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S} + \frac{M_x}{I_x} \times y_G = 0,07 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{S} - \frac{M_x}{I_x} \times y_G = 0,149 \text{ MPa}$$

On trouve :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 0,107 \text{ MPa} \leq 0,12 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition verifier.}$$

**Sens Y-Y :**

$$N = 43132,547 \text{ KN et } M_y = 38288,1055 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S} + \frac{M_y}{I_y} \times X_G = 0,139 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{S} - \frac{M_y}{I_y} \times X_G = 0,085 \text{ MPa}$$

On trouve :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 0,16 \text{ MPa} \leq 0,12 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition verifier.}$$

➤ **Vérification de la stabilité au renversement :**

Selon le **RPA/version2003**, On doit vérifier que :  $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

✓ **Dans le sens x-x**

$$e = \frac{28451,8644}{43132,547} = 0,66m \leq \frac{31,65}{4} = 7,91m \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

✓ Dans le sens y-y

$$e = \frac{38288,1055}{43132,547} = 0,88m \leq \frac{12,2}{4} = 3,05m \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Donc il n'y a pas risque de renversement.

➤ **Vérification au cisaillement : On doit vérifier que :**

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma b}; 4MPa\right) = 2,5MPa$$

On considère une bande  $b = 1$  et de hauteur utile  $d$

Avec :

$$V_d = \frac{N_d \times L_{max}}{2S_{rad}} = \frac{43132,547 \times 6}{2 \times 386,13} = 335,11 \text{ KN}$$

Donc :

$$d \leq \frac{V_d}{b \times \bar{\tau}_u} = \frac{335,11}{1 \times 2,5} = 0,134 \text{ m}$$

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

$$\tau_u = \frac{335,11}{1 \times 0,25} = 1,34MPa \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc : Pas de risque par cisaillement

➤ **Vérification de la poussé hydrostatique :**

Il faut assurer que :  $N \geq FS \times H \times S \text{ rad} \times \gamma_w$

Avec :

$N = 43132,547 \text{ KN}$  (poids propre du bâtiment ; uniquement la superstructure)

$H = 6 \text{ m}$ , la hauteur de la partie encrée du bâtiment).

$FS : 1,5$  (coefficient de sécurité).

$S_{rad} : 386.13 \text{ m}^2$  surface du radier.

$\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$  (poids volumique).

On trouve :  $N = 43132,547 \text{ KN} > 1,5 \times 6 \times 386,13 \times 10 = 34751,7 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

### VI.5.1.2. Ferrailage du radier :

La radier sera calculé comme un plancher renversé, appuyé sur les nervures en flexion simple, sachant que la fissuration est préjudiciable, le calcul se fera pour le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

✓ **Calculs des sollicitations**

Le panneau le plus sollicité est représenté ci-contre :

$$L_x = 6,65 - 0,65 = 6 \text{ m}$$

$$L_y = 6 - 0,65 = 5,35 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5,35}{6} = 0,89 > 0,4$$

⇒ la dalle travaille dans les deux sens

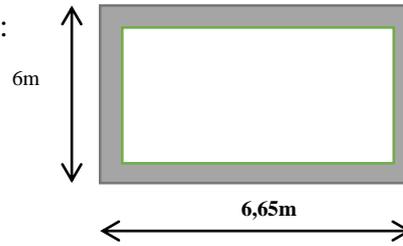


Fig.VI.4. Dalle sur quatre appuis.

• **Calcul à l'ELU**

$$\sigma = 0,89 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0466 \\ \mu_y = 0,7635 \end{cases}$$

Soit :

$$Q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} + 1,35G_0$$

Avec :

$N_u$  : L'effort normal ultime donné par la structure  $N_U = 61792,774 \text{ KN}$

$G_0$  : le poids propre du radier.

$$G_0 = \rho \times e = 25 \times 0,40 = 10 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_u = \frac{61792,774}{386,13} + 1,35 \times 10 = 173,53 \text{ KN}$$

• **Calcul des moments isostatiques**

$$\text{Sens x-x'} : M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 231,45 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 176,71 \text{ KN.m}$$

• **Calcul des moments corrigés**

✓ **En travée :**

$$\text{Sens x-x'} : M_t^x = 0,75 \times M_0^x = 173,59 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_t^y = 0,75 \times M_0^y = 132,53 \text{ KN.m}$$

✓ **En appui :**

$$M_a^x = -0,5 \times M_0^x = -115,72 \text{ KN.m}$$

$$M_a^y = -0,5 \times M_0^y = -88,35 \text{ KN.m}$$

• **Calcul à l'ELS :**

$$\sigma = 0,89 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0537 \\ \mu_y = 0,8358 \end{cases}$$

$$Q_s = \frac{N_u}{S_{rad}} + G_0 = 170 \text{ KN}$$

- **Calcul des moments isostatiques**

Sens x-x' :  $M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 261,29 \text{ KN.m}$

Sens y-y' :  $M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 218,25 \text{ KN}$

- **Calcul des moments corrigés**

- ✓ **En travée :**

Sens x-x' :  $M_t^x = 0,75 \times M_0^x = 195,97 \text{ KN.m}$

Sens y-y' :  $M_t^y = 0,75 \times M_0^y = 163,69 \text{ KN.m}$

- ✓ **En appui :**

$M_a^x = -0,5 \times M_0^x = -130,64 \text{ KN.m}$

$M_a^y = -0,5 \times M_0^y = -109,12 \text{ KN.m}$

- **Calcul du ferrailage à l'ELU :**

En tenant compte de la continuité des panneaux, les moments seront réduits ainsi :

La section de ferrailage étant  $(1 \times 0,4) \text{ m}^2$

Alors les résultats de calcul donnant

la section D'armature de la dalle du radier sont regroupés dans le tableau suivant :

On calcule  $A_{min}$ :

$$\left. \begin{array}{l} h_r > 12 \text{ cm} \\ \rho > 0,4 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_r \\ A_{min}^y = \rho_0 \times b \times h_r \end{cases}$$

On a des HA :  $f_e E 400 \Rightarrow \rho_0 = 0,0008$

Donc :  $A_{min}^x = 3,37 \text{ cm}^2$

$A_{min}^y = 3,2 \text{ cm}^2$

$b=1\text{m}, h=0,4 \text{ cm}, d = 0,35 \text{ cm}$

**Tableau .VI.1 : Résultats de ferrailage de radier**

		M (KNm)	A <sub>calc</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>optée</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	S <sub>t</sub> (cm)
Sens x-x	Travée	173,59	15,05	3,37	5HA20=15,71	25
	Appui	115,72	9,84	3,37	5HA16=10,05	25
Sens y-y	Travée	132,53	11,33	3,2	6HA16=12,06	25
	Appui	88,35	7,45	3,2	5HA14=7,7	25

➤ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{Vd}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0,5 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

○ **Sens x-x**

$$V_x = \frac{qu \times Lx}{2} \times \frac{Lx^4}{(Lx^4 + Ly^4)} = 179,78 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{0,17978}{1 \times 0,35} = 0,51 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}.$$

○ **Sens y-y**

$$V_y = \frac{qu \times Ly}{2} \times \frac{Lx^4}{(Lx^4 + Ly^4)} = 153,79 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{0,15379}{1 \times 0,35} = 0,43 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

➤ **Vérification à l'ELS :**

- **Vérification des contraintes :**

On doit vérifier que :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \sqrt{\eta \times ftj}\right) = 201,63 \text{ MPa}.$$

**Tableau .VI. 2 :** Vérification des contraintes.

Localisation		M <sup>s</sup> (MPa)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> ≤ σ̄ <sub>bc</sub>	σ <sub>st</sub> (MPa)	σ̄ <sub>st</sub> (MPa)	σ <sub>st</sub> ≤ σ̄ <sub>st</sub>
X-X	Travée	195,97	10,70	179984	11,65	15	Vérifier	396,85	201,63	Non Vérifier
	Appuis	130,64	8,87	126191	9,18		Vérifier	405,71		Non Vérifier
Y-Y	Travée	163,69	9,58	14620	10,73	15	Vérifier	426,78	201,63	Non Vérifier
	Appuis	109,12	7,91	101259	8,52		Vérifier	437,92		Non Vérifier

⇒ On remarque que la contrainte dans l'acier en travée et en appui, dans les deux sens n'est pas vérifiée, d'où une nécessité d'augmenter la section d'acier

**Tableau .VI.3 :** Ferrailage final adopté.

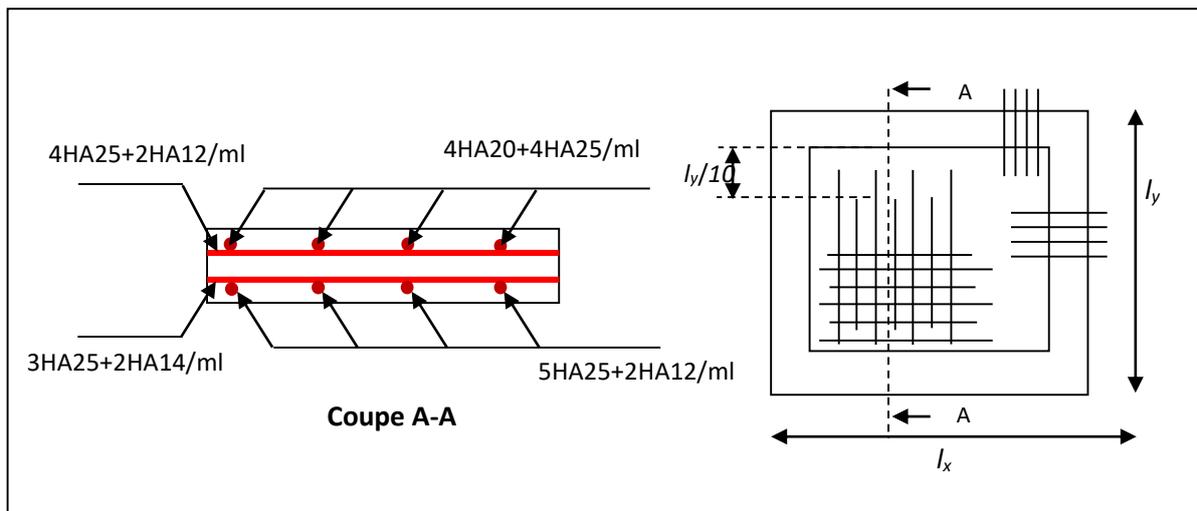
Localisation		A <sub>optée</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)
Sens x-x	Travée	4HA20+4HA25=32,21
	Appui	4HA25+2HA12=21,9
Sens y-y	Travée	5HA25+2HA12=26,8
	Appui	3HA25+2HA14=17,81

Les nouveaux résultats de calculs sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau .VI. 4 : Les nouveaux résultats de la vérification des contraintes**

Localisation		M <sup>s</sup> (MPa)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_{st}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$
X-X	Travée	195,97	14,17	304212	9,13	15	Vérifier	201,21	201,63	Vérifier
	Appuis	130,64	12,23	231294	6,9		Vérifier	192,91		Vérifier
Y-Y	Travée	163,69	13,22	267711	8,08	15	Vérifier	199,97	201,63	Vérifier
	Appuis	109,12	11,26	19815	6,2		Vérifier	196,1		Vérifier

- **Schéma de ferrailage :**



**Figure IV.5. Schéma de ferrailage de radier**

### VI.5.1.3. Etude des nervures

Les nervures sont des poutres servant d'appuis pour la dalle du radier, La répartition des Charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale selon les lignes de rupture, mais Pour simplifier les calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément Reparties.

- ❖ **Charge triangulaire :**

$$q_m = \frac{2}{3} \times p \times l_x$$

$$q_v = \frac{1}{2} \times p \times l_x$$

❖ **Charge trapézoïdale :**

$$q_m = \frac{q}{2} \left[ \left( 1 - \frac{\rho g^2}{3} \right) l x g + \left( 1 - \frac{\rho d^2}{3} \right) l x d \right]$$

$$q_v = \frac{q}{2} \left[ \left( 1 - \frac{\rho g}{3} \right) l x g + \left( 1 - \frac{\rho d}{3} \right) l x d \right]$$

Avec :

$q_m$  : Charge équivalente qui donne le même moment maximal que la charge réelle.

$q_v$  : Charge équivalente qui donne le même effort tranchant maximal que la charge réelle.

$P$  : Charge répartie sur la surface du radier (poids des nervures non compris).

➤ **Calcul de chargement**

**Détermination de  $P_u$  et  $P_s$**

$$\text{On a : } P = \frac{N}{S_{rad}}$$

• **A l'ELU :**

$$N_u = N_u^{cal} + 1,35 N_{rad} \quad \text{avec : } N_{rad} = 25 \times 386,13 \times 0,4 = 3861,3 \text{ KN}$$

$$N_u = 61792,774 + (1,35 \times 3861,3) = 67005,529 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow P_u = \frac{67005,529}{386,13} = 173,53 \text{ KN}$$

• **A l'ELS :**

$$N_s = N_u^{cal} + N_{rad}$$

$$N_u = 61792,774 + 3861,3 = 65654,074 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow P_s = \frac{65654,074}{386,13} = 170,03 \text{ KN}$$

Donc :

$$\text{A l'ELU : } P_u = 173,53 \text{ KN}$$

$$\text{A l'ELS : } P_s = 170,03 \text{ KN}$$

➤ **Calcul des sollicitations :**

• **Moments aux appuis :**

$$M_a = \frac{P_g \times l'_g{}^3 + P_d \times l'_d{}^3}{8,5 \times (l'_g + l'_d)}$$

Avec :

Les longueurs fictives :  $l' = \begin{cases} l & ; \text{Si } c' \text{ est une travée de rive} \\ 0,8 \times l & ; \text{Si } c' \text{ est une travée intermédiaire} \end{cases}$

Pour l'appui de rive, on a :

$$M_a = 0,15 \times M_0 \quad \text{Avec : } M_0 = \frac{q \times l}{8}$$

- **Moment en travée :**

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g(1 - \frac{x}{l}) + M_d(\frac{x}{l})$$

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (l - x)$$

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

$M_g$  et  $M_d$  : moments sur appuis de gauche et droite respectivement

- **Sens longitudinal (x-x) :**

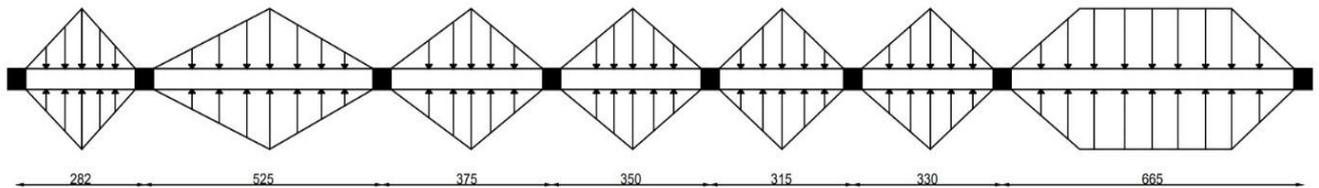


Figure.VI.6. Sollicitations sur les nervures longitudinales

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

- ✓ **A L'ELU :**

✓ **Tableau.VI.5 : Sollicitations de la nervure dans le sens longitudinal.**

Travée	lx(m)	l'x(m)	qv (KN/m)	Qm (KN/m)	Ma (KNm)		x (m)	Mt (KNm)
					Mg	Ma		
A-B	5,35	5,35	407,8	543,72	0	-1517,4	2,15	1150,44
B-C	5,25	4,2	399,11	532,15	-1517,4	-696,9	2,91	1082,53
C-D	3,75	3	268,97	358,62	-696,9	-212,27	2,24	804,4
D-E	3,5	2,8	247,28	329,7	-212,27	-262,4	2,16	295,8
E-F	3,15	2,52	216,91	289,21	-262,4	-123,9	2,12	139,2
F-G	3,3	2,64	229,92	306,56	-123,9	-1700	1,84	1103,2
G-H	6,65	6,65	520,59	694,12	-1700	0	3,91	1904

- ✓ **A L'ELS :**

✓ **Tableau.VI.6 : Sollicitations de la nervure dans le sens longitudinal**

Travée	lx(m)	l'x(m)	qs (KN/m)	Ma (KNm)		x (m)	Mt (KNm)
				Mg	Ma		
A-B	5,35	5,35	532,76	0	-1463,93	2,16	1244,41
B-C	5,25	4,2	521,42	-1463,93	-682,89	2,91	744,18
C-D	3,75	3	351,39	-682,89	-207,99	2,24	194,98
D-E	3,5	2,8	323,057	-207,99	-257,11	2,16	229,22

<b>E-F</b>	3,15	2,52	283,38	-257,11	-229,4	2,12	70,93
<b>F-G</b>	3,3	2,64	300,38	-229,4	-1600	1,84	590,14
<b>G-H</b>	6,65	6,65	410,87	-1600	0	3,91	1541

- Sens transversal (y-y) :

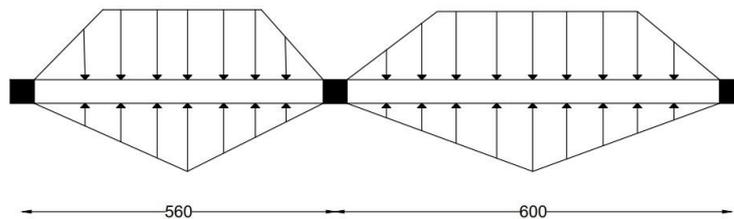


Figure.VI.7. Sollicitations sur les nervures transversales

- ✓ A l'ELU :

Tableau.VI.7 : Sollicitations de la nervure dans le sens transversal.

Travée	$l_y$ (m)	$l'_y$ (m)	$qv$ (KN/m)	$qm$ (KN/m)	$M_a$ (KN.m)		$x$ (m)	$M_t$ (KN.m)
					$M_g$	$M_d$		
<b>A-B</b>	5,6	5,6	348	427,57	0	-1748,89	2,06	915,65
<b>B-C</b>	6	6	365,7	450,71	-1748,89	0	3,69	1247,57

- ✓ A l'ELS :

Tableau.VI.8 : Sollicitations de la nervure dans le sens longitudinal.

Travée	$L_x$ (m)	$L'_x$ (m)	$qs$ (KN/m)	$M_a$ (KN.m)		$x$ (m)	$M_t$ (KN.m)
				$M_g$	$M_d$		
<b>A-B</b>	5,6	5,6	418,72	0	-1713,22	2,06	896,51
<b>B-C</b>	6	6	441,62	-1713,22	0	3,64	1222,9

#### VI.5.1.4. Ferrailage de la nervure :

Le ferrailage se fera pour une section en T en flexion simple.

#### Détermination de la largeur efficace $b$ selon les deux sens (CBA.Art4.1.3)

$$h = 1.1 \text{ m}, h_0 = 0.4 \text{ m}, b_0 = 0.7 \text{ m}, d = 1.05 \text{ m}$$

#### Sens X-X

$$b_1 \leq \min\left(\frac{L_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{5,6}{10}; \frac{3,15}{2}\right)$$

$$b_1 \leq \min(0,56; 1,575)$$

$$\text{soit: } b_1 = 0,56 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } b = b_1 \times 2 + b_0 = 1,82 \text{ m}$$

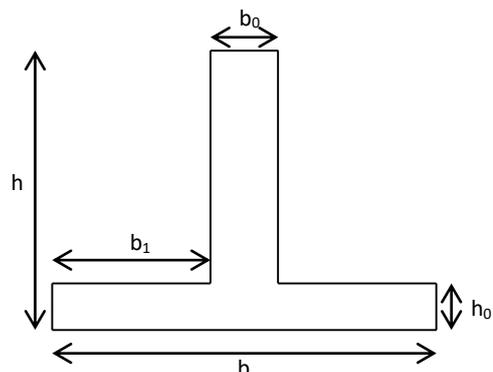


Figure .VI.8. Section à ferrailer.

**Sens Y-Y**

$$b_1 \leq \min\left(\frac{Lx}{10}; \frac{l_y}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{3,15}{10}; \frac{6}{2}\right)$$

$$b_1 \leq \min(0,315; 3)$$

$$\text{soit: } b_1 = 0,315m$$

$$\text{Donc : } b = b_1 \times 2 + b_0 = 1,33m$$

Les résultats du ferrailage sont récapitulés dans le tableau :

**Tableau.VI.9. Résultats de ferrailage des nervures.**

Sens	Localisation	$M_u$ (KN.m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )
x-x	Travée	1904	54,01	24,08	9HA25+5HA16=54,23
	Appui	1700	48,03	24,08	9HA25+2HA16=48,2
y-y	Travée	1247	35,26	16,86	7HA25+1HA12=35,49
	Appui	1600	45,25	16,86	9HA25+1HA12=45,31

➤ **Vérification des contraintes :**

Il faut vérifier que :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15MPa.$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 201.63MPa.$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant

**Tableau.VI.10. Vérification des contraintes dans les nervures.**

Sens	Localisation	$M_{ser}$ (KN.m)	$\sigma_b < \bar{\sigma}_b$ (MPa)	observation	$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$ (MPa)	observation
x-x	Travée	1541	6,52<15	Vérifier	297,26<201,63	Non vérifier
	Appui	1600	7,68<15	Vérifier	225,17<201,63	Non vérifier
y-y	Travée	1222,9	4,2<15	Vérifier	124,04<201,63	Non vérifier
	Appui	1713,22	8,91<15	Vérifier	298,58<201,63	Non vérifier

**Remarque :**

La contrainte de traction dans l'acier pour la nervure selon (xx) et (yy) en appui et en travée n'est pas vérifiée, donc on doit recalculer la section d'armatures longitudinales à l'ELS.

**Tableau .VI.11 : Ferrailage final adopté**

Localisation		A optée (cm <sup>2</sup> /ml)
Sens x-x	Travée	9HA25+6HA16=56,24
	Appui	9HA25+2HA16=48,2
Sens y-y	Travée	6HA25+1HA12=35,49
	Appui	9HA25+5HA16=54,23

Les nouveaux résultats de calculs sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau.VI.12. Re-vérification des contraintes dans les nervures.**

Sens	Localisation	$M_{ser}$ (KN.m)	$\sigma_b < \bar{\sigma}_b$ (MPa)	observation	$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$ (MPa)	observation
x-x	Travée	1541	6,49<15	Vérifier	201,57<201.63	Vérifier
	Appui	1600	7,52<15	Vérifier	200,63<201.63	Vérifier
y-y	Travée	1222,9	4,20<15	Vérifier	124,04<201.63	Vérifier
	Appui	1713,22	6,74<15	Vérifier	201,53<201.63	Vérifier

• **Vérification de l'effort tranchant :**

**Sens X-X :**

$$V_{max} = \frac{q \times l}{2} + \frac{Mg + Md}{l} = 0,84MPa \leq \bar{\tau}_u = \min(0,15f_{c28}; 4MPa) = 2,5MPa.$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} = 0,48 MPa \leq \bar{\tau}_u = \min(0,15f_{c28}; 4MPa) = 2,5MPa$$

**Sens Y-Y :**

$$V_{max} = \frac{q \times l}{2} + \frac{Mg + Md}{l} = 0,91MPa \leq \bar{\tau}_u = \min(0,15f_{c28}; 4MPa) = 2,5MPa.$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} = 0,46 MPa \leq \bar{\tau}_u = \min(0,15f_{c28}; 4MPa) = 2,5MPa$$

Condition vérifier  $\Rightarrow$  pas de rupture par cisaillement

• **Armatures transversales :**

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \varphi_l\right) = \min(31,43; 70; 25) \leq 31,43mm$$

Soit:  $\varphi_t = 10mm$ .

$$A_t = 6HA10 = 4.71 \text{ cm}^2$$

• **Espacement des aciers transversaux :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12; \varphi_{t_{min}}\right) = \min(27,5; 12; 32) = 27,5mm ; \text{ Soit : } \varphi_t = 10mm.$$

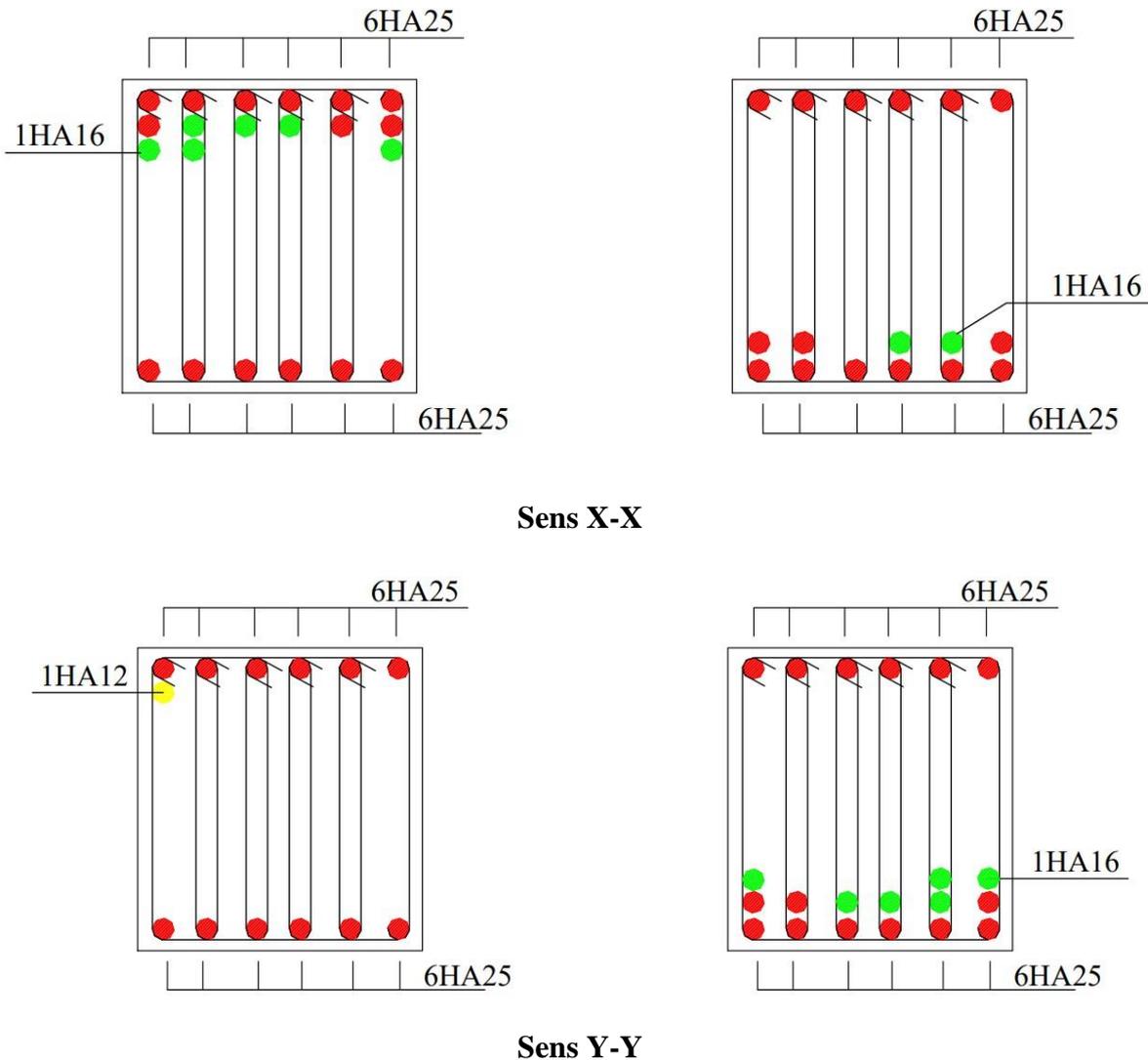
• **Les armatures de peau**

Vu la hauteur des nervures il est préférable de mettre des armatures de peau pour éviter tout risque de fissures

D'après le CBA93 (Art A.7.3), leur section est d'au moins 3cm<sup>2</sup> par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction.

$$A_p = 3 \times h_n = 3 \times 1,1 = 3,3 \text{ cm}^2, \text{ Soit : } 3HA12 = 3,39 \text{ cm}^2$$

**VI.5.1.5. Schéma de ferrailage :**



**Figure.V1.9.** Schéma de ferrailage de la nervure.

**VI.6. Voile périphérique :**

**VI.6.1. Introduction :**

Selon le RPA99 Les ossatures au-dessous de niveau de base, doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base. Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Une épaisseur minimale de 20 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 1% dans les deux sens (horizontal et vertical).

- Les armatures de ce voile ne doivent pas réduire (diminuer) sa rigidité d'une manière importante.

**1) Caractéristiques des voiles :**

- Hauteur :  $h=2,8\text{m}$ .
- La longueur :  $L=6,65\text{m}$
- Épaisseur :  $e=20\text{ cm}$ .

**2) Caractéristiques du sol :**

Le sol qui entoure le voile périphérique est le TVO, ses caractéristiques sont les suivantes :

- Poids spécifique
- Angle de frottement :  $\varphi = 33^\circ$
- Cohésion :  $C=0,44$

**3) Méthode de calcul :**

Le voile périphérique comme un ensemble de panneaux dalles encastres en chaque côté. Il est soumis à la poussée des terres, et une surcharge d'exploitation estimée à 10.

**4) Evaluation des charges et surcharges**

**a) Poussée des terres :**

$$G = h \times \gamma \times tg^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 \times C \times tg \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$G=2,8 \times 18 \times tg^2 \left( \frac{180}{4} - \frac{33}{2} \right) - 2 \times 0,44 \times tg \left( \frac{180}{4} - \frac{33}{2} \right) = 14,38 \text{ KN/m}^2$$

**b) Charge due à la surcharge :**

$$Q = q \times tg^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 10 \times tg^2 \left( \frac{180}{4} - \frac{33}{2} \right) = 2,95 \text{ KN/m}^2$$

**VI.6.1.1. Ferrailage du voile**

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations

**a) Calcul à l'ELU :**

$$\sigma_{\min} = 1.5 \times Q = 1.5 \times 2,95 = 4,425 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\max} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 14,38 + 1.5 \times 2,95 = 23,84 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 18,98 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{moy} \times 1m = 18,98 \text{KN/m}^2$$

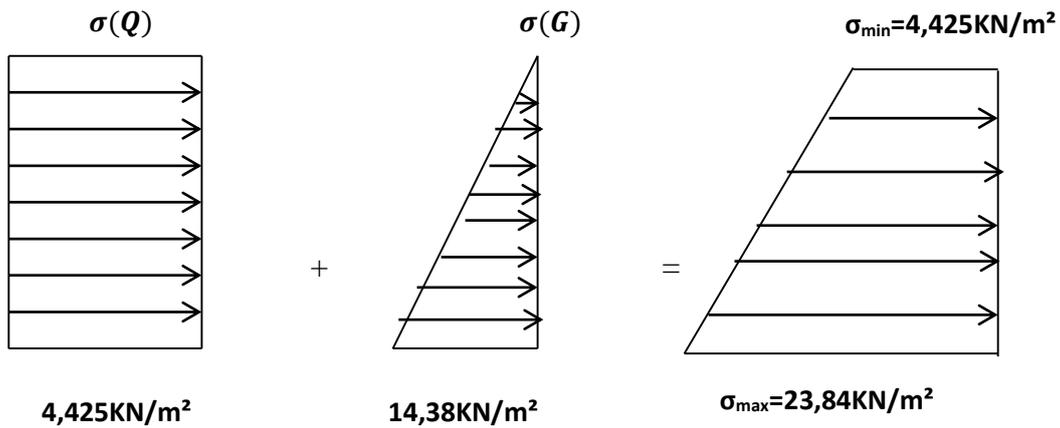


Figure. VI.10. Diagramme des contraintes à l'ELU

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$L_x = 6,65 - 0,65 = 6 \text{ m}, L_y = 2,8 - 0,65 = 2,15 \text{ m}, b = 100\text{cm}, e = 20\text{cm}$$

$$\rho = \frac{2,15}{6} = 0,35 < 0,4 \text{ La dalle travaille selon un sens}$$

$$M_0 = \frac{q_u \times l_x}{2} = \frac{18,98 \times 2,15}{2} = 20,40 \text{KN.m}$$

**Moment en travée :**

$$M_t = 0,75 \times M_0 = 15,3 \text{KN.m}$$

**Moment en appui :**

$$M_a = -0,5 \times M_0 = -10,20 \text{KN.m}$$

Ferrailage se fait à la flexion simple pour une section  $b \times h = (1 \times 0,15) \text{ m}^2$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau suivant :

Avec :  $A_{min} = 0,1\% \times b \times e \dots\dots\dots$  condition exigée par le RPA.

Tableau.VI.11. Ferrailage de voile périphérique

Sens	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	Acal (cm <sup>2</sup> )	Amin (Cm <sup>2</sup> )	Aadop(cm <sup>2</sup> )
En travée	15,3	0,0478	0,061	0,1463	3,00	2	5HA10= 3,93
En appui	10,20	0,0319	0,040	0,1475	1,98	2	5HA8=2,51

➤ **Espacements :**

Armatures //  $L_x$  :  $S_t \leq \min(3e, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$

Soit :  $S_t = 25\text{cm}$

Armatures // Ly:  $St \leq \min(4e, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$

Soit :  $St=25\text{cm}$

➤ **Vérifications :**

• **Effort tranchant :**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{Vu}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0,1 \times f_{c28}, 3\text{MPa}) = 2,5\text{MPa} (\text{fissuration nuisible}).$$

$$\text{On a: } Vu = \frac{qu \times Ly}{2} \times \frac{1}{1+\frac{\rho}{2}} = \frac{20,4 \times 6}{2} \times \frac{1}{1+\frac{0,35}{2}} = 52,09\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{0,05209}{1 \times 0,18} = 0,29\text{MPa} < \bar{\tau} = 2,5\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification à l'ELS :**

• **Calcul à l'ELS :**

$$\sigma_{\min} = Q = 2,95 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\max} = G + Q = 14,38 + 2,95 = 17,33\text{KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 13,74 \text{ KN/m}^2$$

$$qs = \sigma_{\text{moy}} \times 1\text{ml} = 13,74 \text{ KN/ml}$$

$$M_0 = \frac{qs \times lx}{2} = \frac{13,74 \times 2,15}{2} = 14,77\text{KN.m}$$

• **Moment en travée :**

$$M_t = 0,75 \times M_0 = 11,1\text{KN.m}$$

• **Moment en appui :**

$$M_a = -0,5 \times M_0 = -7,38\text{KN.m}$$

• **Vérification des contraintes :**

On doit vérifier :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}.$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (y - d) \leq \bar{\sigma}_s, 201,63\text{MPa}.$$

Tableau.VI.12. Vérification des contraintes

Localisation	M <sup>s</sup> (MPa)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_{st}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$
En travée	11,1	3,65	9210	5,08	15	Vérifier	236,6	201,63	Non Vérifier
En appui	7,38	3	6321,6	4,05		Vérifier	242,89		Non Vérifier

On remarque que la contrainte de traction n'est pas vérifiée, on doit recalculer les armatures à l'ELS, Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

On augmente la section de ferrailage en travée :

Tableau.VI.13. Ferrailage final.

Localisation	Achoisit (cm <sup>2</sup> )
En travée	5HA12=5,65
En appui	5HA10=3,93

Tableau.VI.14. Vérification des contraintes.

Localisation	M <sup>s</sup> (MPa)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_{st}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$
En travée	11,1	4,26	12353	4,42	15	Vérifier	166,86	201,63	Vérifier
En appui	7,88	3,65	9210	3,38		Vérifier	157,57		Vérifier

Schéma de ferrailage du voile périphérique :

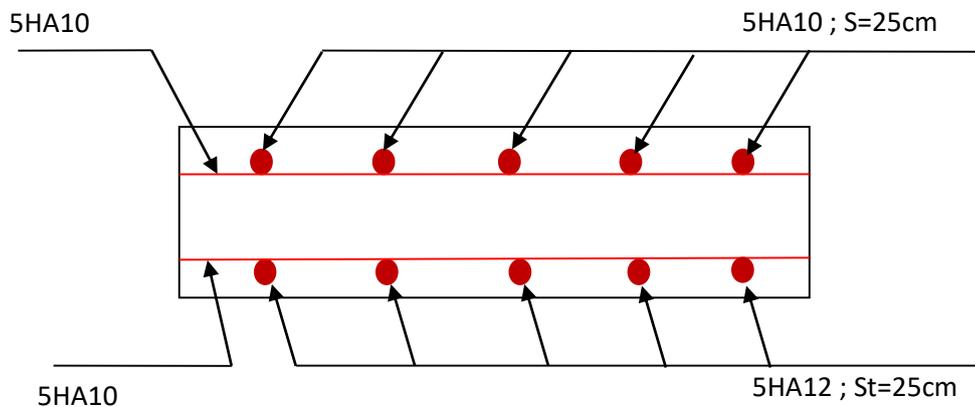


Figure.VI.11. Schéma de ferrailage de voile périphérique

# CONCLUSION GENERALE

L'étude de ce projet nous a permis, d'une part d'acquérir de nouvelles connaissances concernant le domaine du bâtiment et d'approfondir nos connaissances déjà acquises durant notre cursus sur la réglementation en vigueur.

Par ailleurs, cette étude nous a permis d'arriver à certaines conclusions qui sont :

- La bonne disposition des voiles, dépend de plusieurs facteurs notamment ; les contraintes architecturales.
- La modélisation en tenant compte des éléments secondaires fait que la rigidité de la structure modélisée n'est pas sous-estimée.
- La présence des voiles dans la structure a permis la réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux et des portiques. Ceci a donné lieu à des sections de poteaux soumises à des moments relativement faibles, donc un ferrailage avec le minimum du RPA s'est imposé.
- Les sections des poteaux choisies au chapitre pré- dimensionnement ont été augmentées afin de vérifier l'interaction voiles portiques.
- La vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes est déterminante pour le dimensionnement des éléments structuraux.
- Pour garantir une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, nous avons vérifié l'effet du second ordre (effet P-delta).
- Afin d'éviter le risque de cisaillement des poteaux courts ; ces derniers ont été ferrailés conformément aux exigences RPA dans le sens transversal.
- Afin d'éviter la formation des rotules plastiques aux niveaux des poteaux avant les poutres, on doit impérativement vérifier les moments résistants aux niveaux des zones nodales.
- Le radier est le type de fondation choisi, vu les charges importantes et les petites trames qui induisent des chevauchements pour le choix des semelles isolées ou filantes.

Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de section du béton et d'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur.

# Annexe 1

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

## Annexe 2

### Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique  $P = 1$  s'exerçant sur une surface réduite  $u \times v$  au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension

$$L_x \times L_y$$

Avec  $L_x < L_y$ .

$$\rho = 0.8$$

	$u/L_x$ $v/L_y$	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
<b>Valeur de M<sub>1</sub></b>	<b>0.0</b>	/	0.250	0.200	0.168	0.144	0.126	0.110	0.099	0.089	0.081	0.077
	<b>0.1</b>	0.320	0.235	0.194	0.166	0.143	0.125	0.109	0.098	0.088	0.081	0.077
	<b>0.2</b>	0.257	0.216	0.184	0.160	0.140	0.123	0.108	0.097	0.088	0.079	0.075
	<b>0.3</b>	0.225	0.198	0.172	0.152	0.134	0.118	0.104	0.094	0.086	0.078	0.073
	<b>0.4</b>	0.203	0.181	0.160	0.142	0.126	0.112	0.100	0.090	0.082	0.076	0.069
	<b>0.5</b>	0.184	0.166	0.148	0.132	0.117	0.105	0.085	0.086	0.078	0.073	0.066
	<b>0.6</b>	0.167	0.151	0.135	0.122	0.109	0.098	0.089	0.082	0.074	0.068	0.061
	<b>0.7</b>	0.150	0.137	0.123	0.112	0.101	0.093	0.084	0.076	0.069	0.063	0.057
	<b>0.8</b>	0.135	0.124	0.113	0.103	0.094	0.086	0.078	0.071	0.064	0.058	0.053
	<b>0.9</b>	0.124	0.114	0.104	0.095	0.087	0.079	0.072	0.065	0.059	0.054	0.049
	<b>1.0</b>	0.113	0.105	0.096	0.087	0.079	0.072	0.066	0.059	0.054	0.049	0.045
<b>Valeur de M<sub>2</sub></b>	<b>0.0</b>	/	0.282	0.231	0.199	0.175	0.156	0.141	0.129	0.116	0.105	0.095
	<b>0.1</b>	0.227	0.196	0.174	0.159	0.145	0.133	0.121	0.111	0.102	0.093	0.083
	<b>0.2</b>	0.160	0.150	0.139	0.129	0.120	0.109	0.103	0.096	0.087	0.079	0.070
	<b>0.3</b>	0.128	0.122	0.114	0.107	0.101	0.094	0.088	0.082	0.075	0.068	0.061
	<b>0.4</b>	0.107	0.102	0.097	0.091	0.086	0.081	0.076	0.071	0.066	0.059	0.058
	<b>0.5</b>	0.090	0.087	0.083	0.078	0.074	0.071	0.067	0.063	0.057	0.053	0.047
	<b>0.6</b>	0.079	0.076	0.073	0.069	0.066	0.063	0.058	0.055	0.051	0.047	0.043
	<b>0.7</b>	0.069	0.067	0.064	0.062	0.058	0.056	0.052	0.048	0.045	0.042	0.038
	<b>0.8</b>	0.062	0.059	0.057	0.054	0.052	0.049	0.046	0.043	0.040	0.037	0.033
	<b>0.9</b>	0.055	0.053	0.051	0.048	0.046	0.044	0.042	0.038	0.036	0.033	0.029
	<b>1.0</b>	0.049	0.047	0.046	0.044	0.041	0.038	0.036	0.034	0.032	0.028	0.027

## Annexe 3

### Tableau des Armatures (en cm<sup>2</sup>)

<b>Φ</b>	<b>5</b>	<b>6</b>	<b>8</b>	<b>10</b>	<b>12</b>	<b>14</b>	<b>16</b>	<b>20</b>	<b>25</b>	<b>32</b>	<b>40</b>
<b>1</b>	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
<b>2</b>	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
<b>3</b>	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
<b>4</b>	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
<b>5</b>	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
<b>6</b>	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
<b>7</b>	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
<b>8</b>	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
<b>9</b>	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
<b>10</b>	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
<b>11</b>	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
<b>12</b>	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
<b>13</b>	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
<b>14</b>	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
<b>15</b>	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
<b>16</b>	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
<b>17</b>	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
<b>18</b>	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
<b>19</b>	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
<b>20</b>	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

# BIBLIOGRAPHIE

## **Documents réglementaires :**

- Règles Parasismique Algérienne (RPA99 version 2003).
- Règle de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93).
- Règles (BAEL91modification 99).
- Document technique règlementaire (DTR BC 2-2) charges et surcharges.

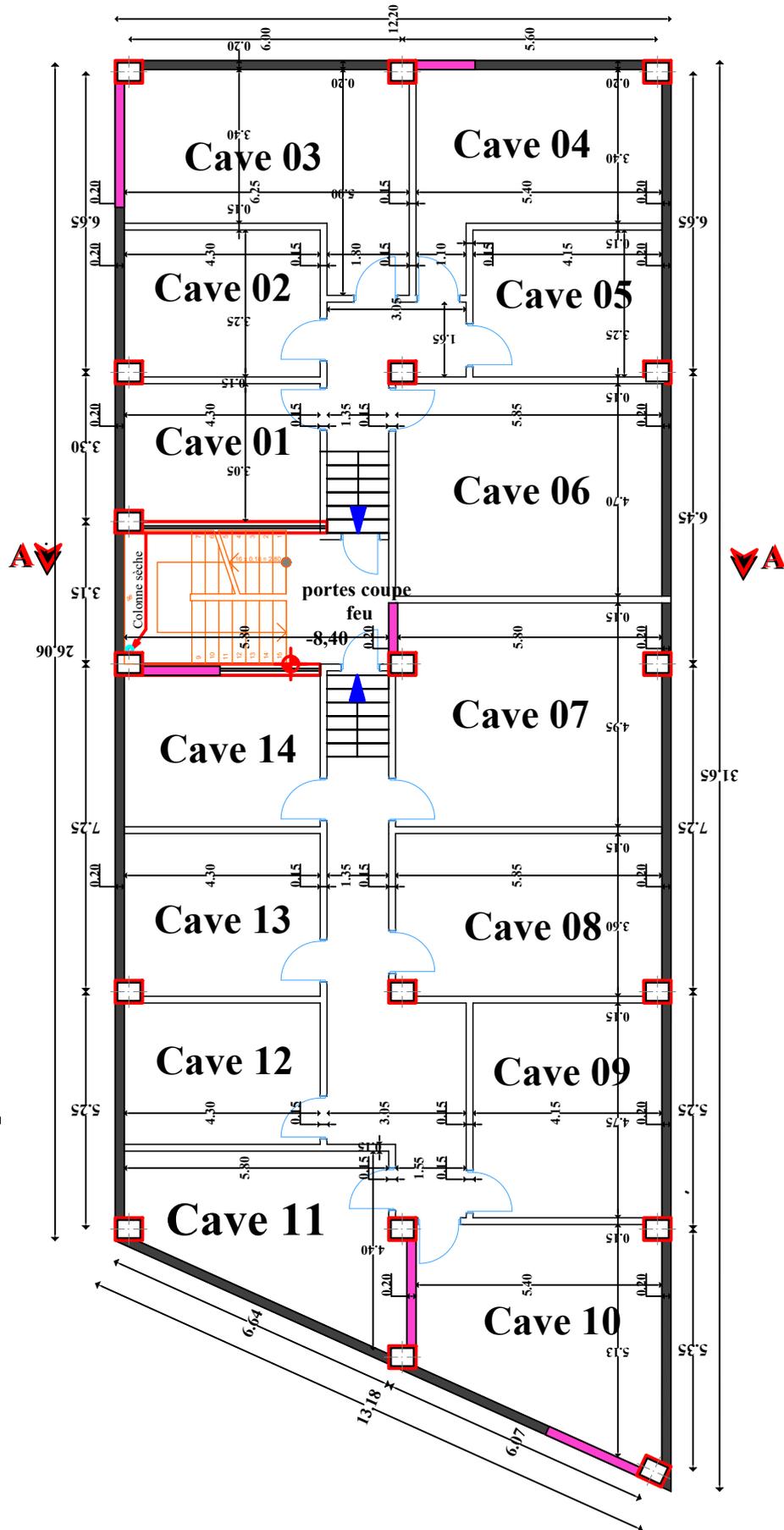
## **Cours :**

- Béton armés.
- Dynamique des structures.
- Resistance des matériaux.
- Les mémoires de fin d'étude des années passées.

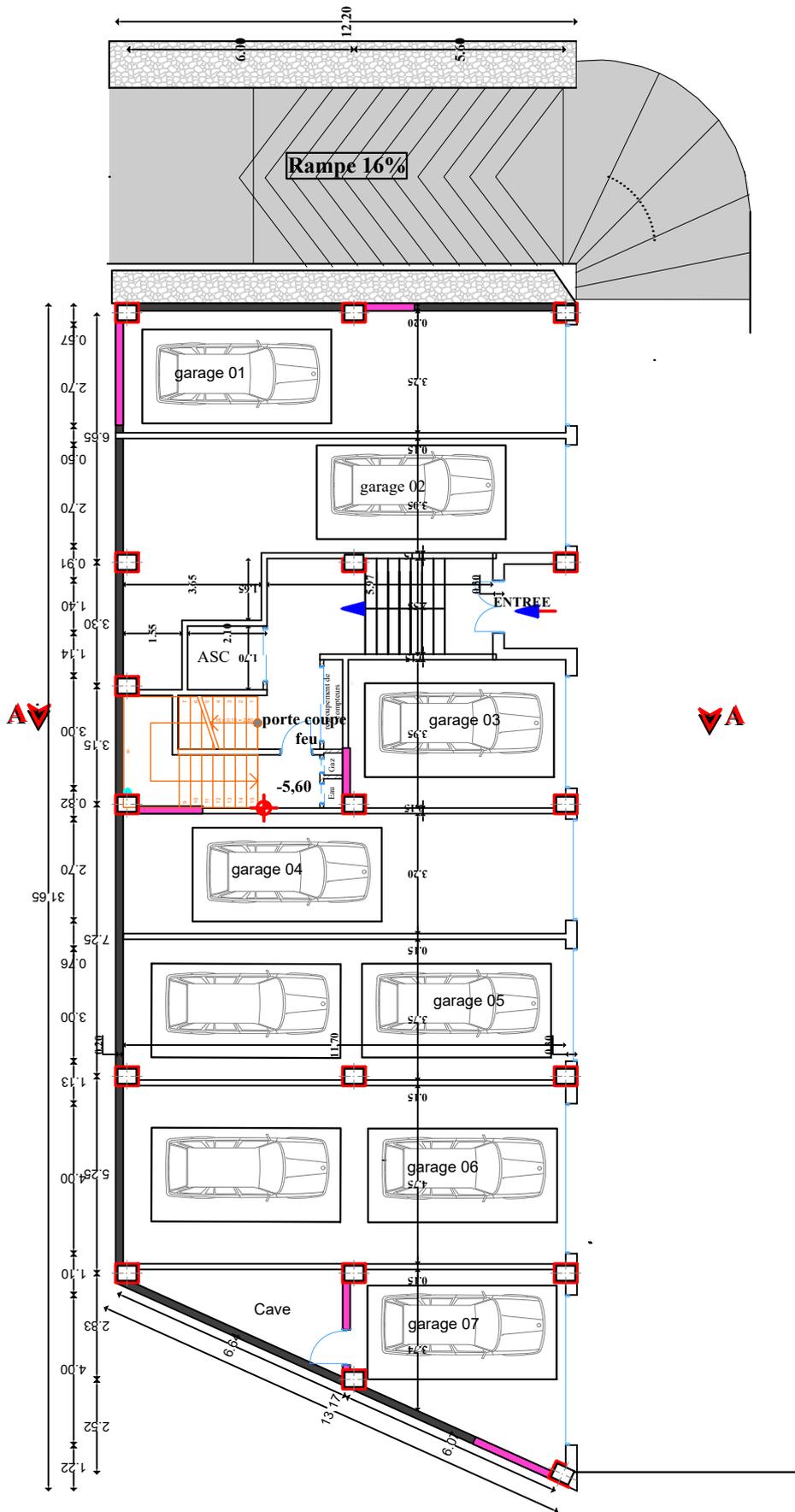
## **Logiciel :**

- Auto CAD 2014
- SAP/2004
- Microsoft office Word 2007

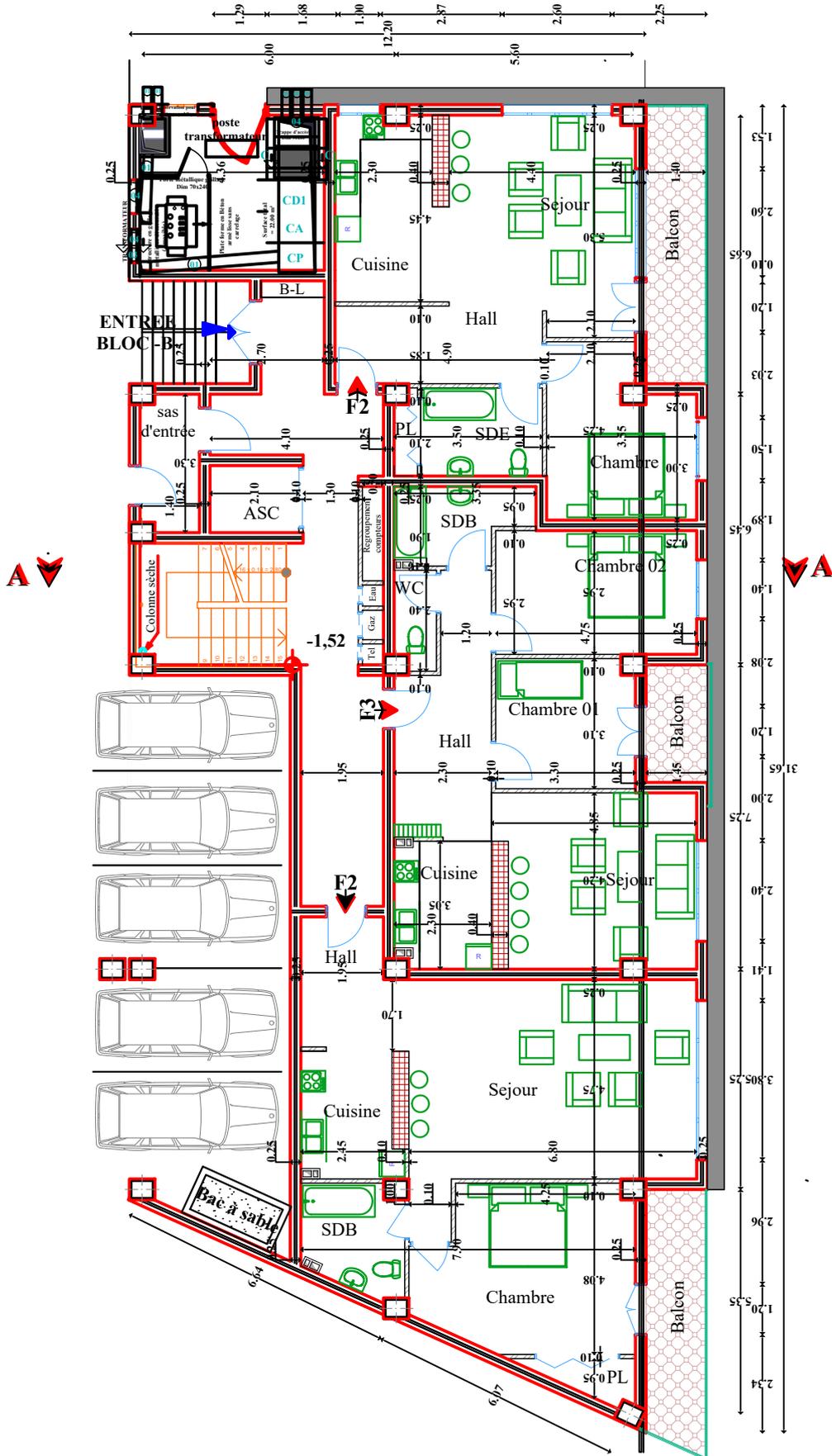
# PLAN SOUS-SOL 03



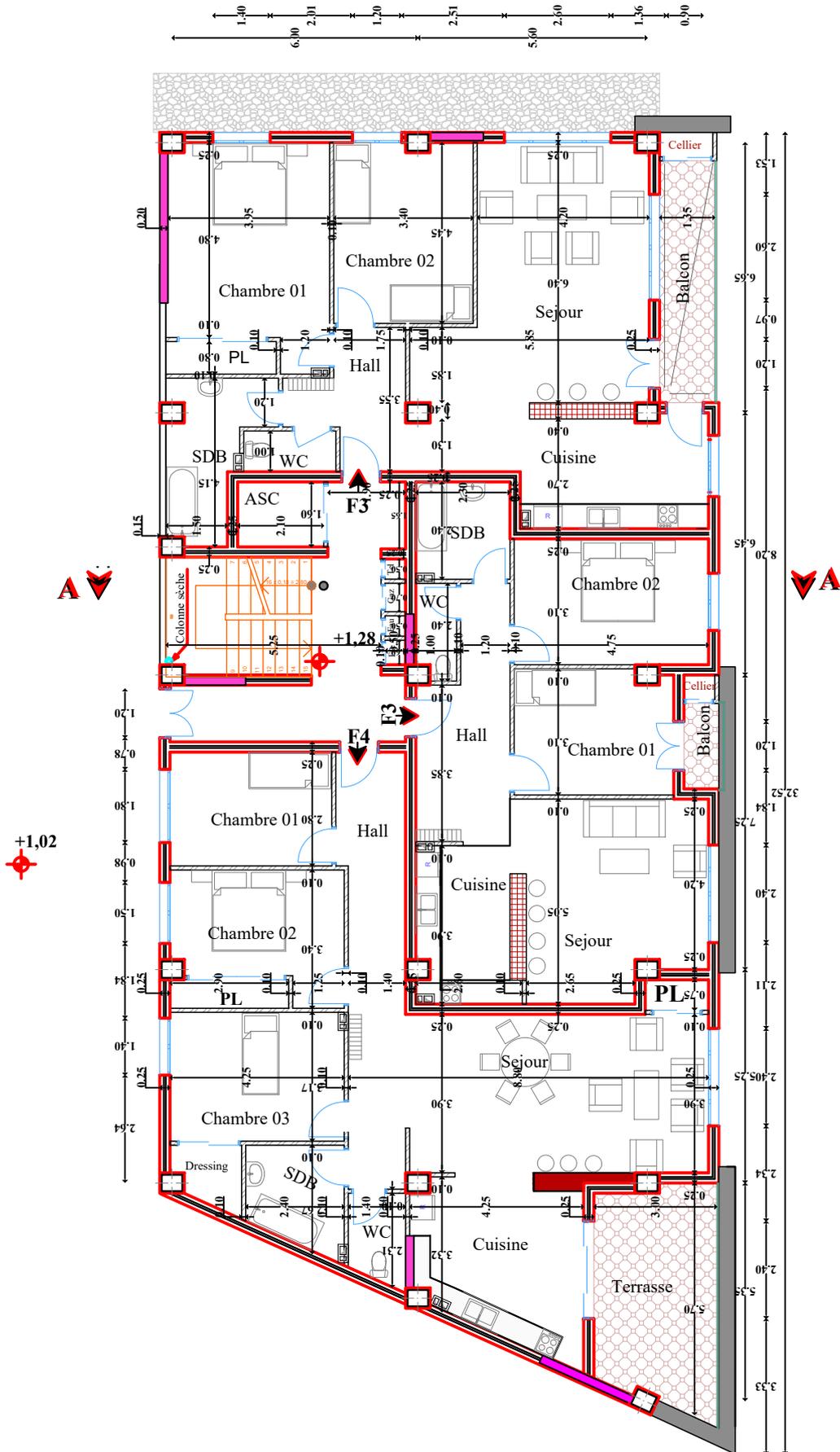
# PLAN SOUS-SOL 02



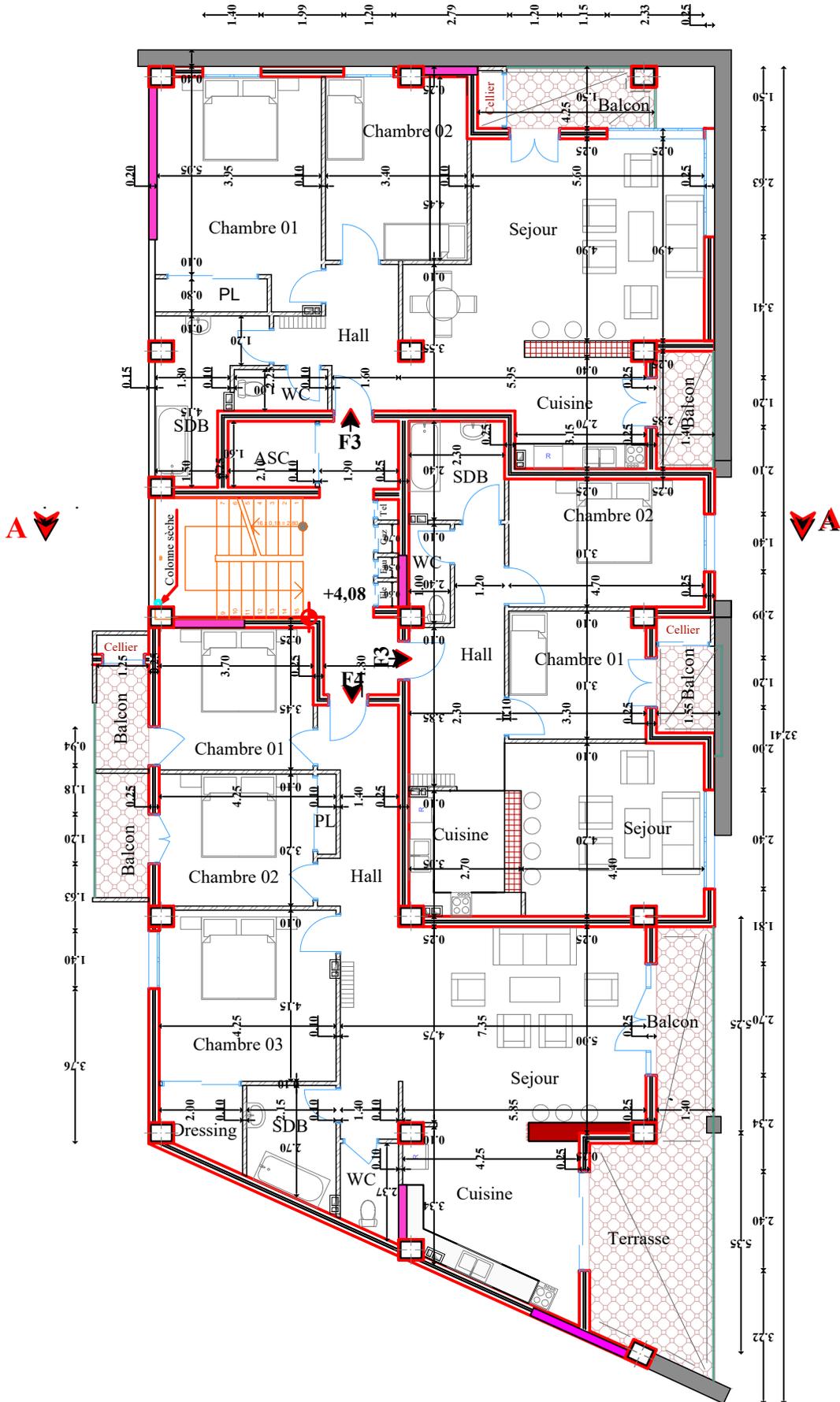
# Plan Sous -Sol 01



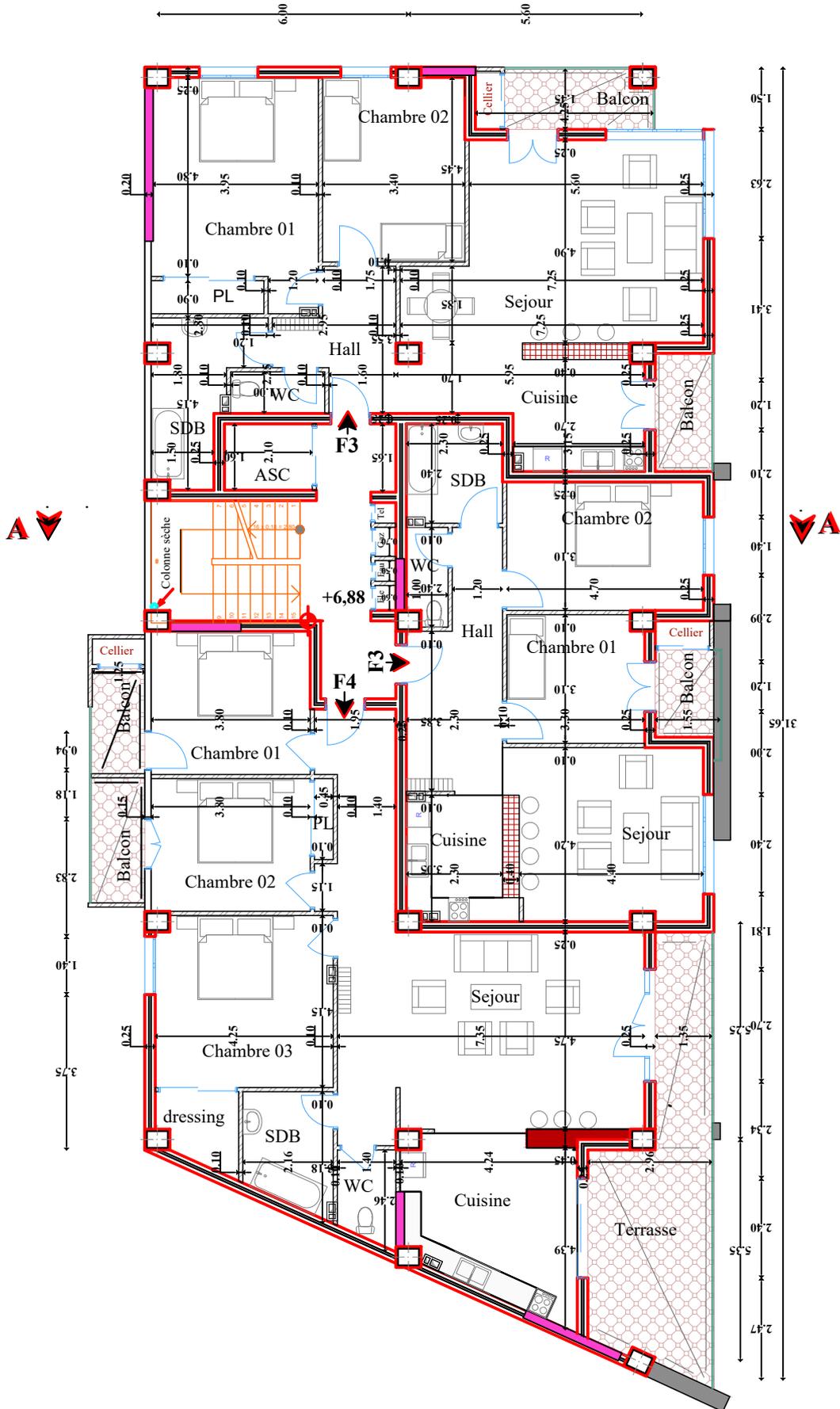
# Plan Rez de chaussée



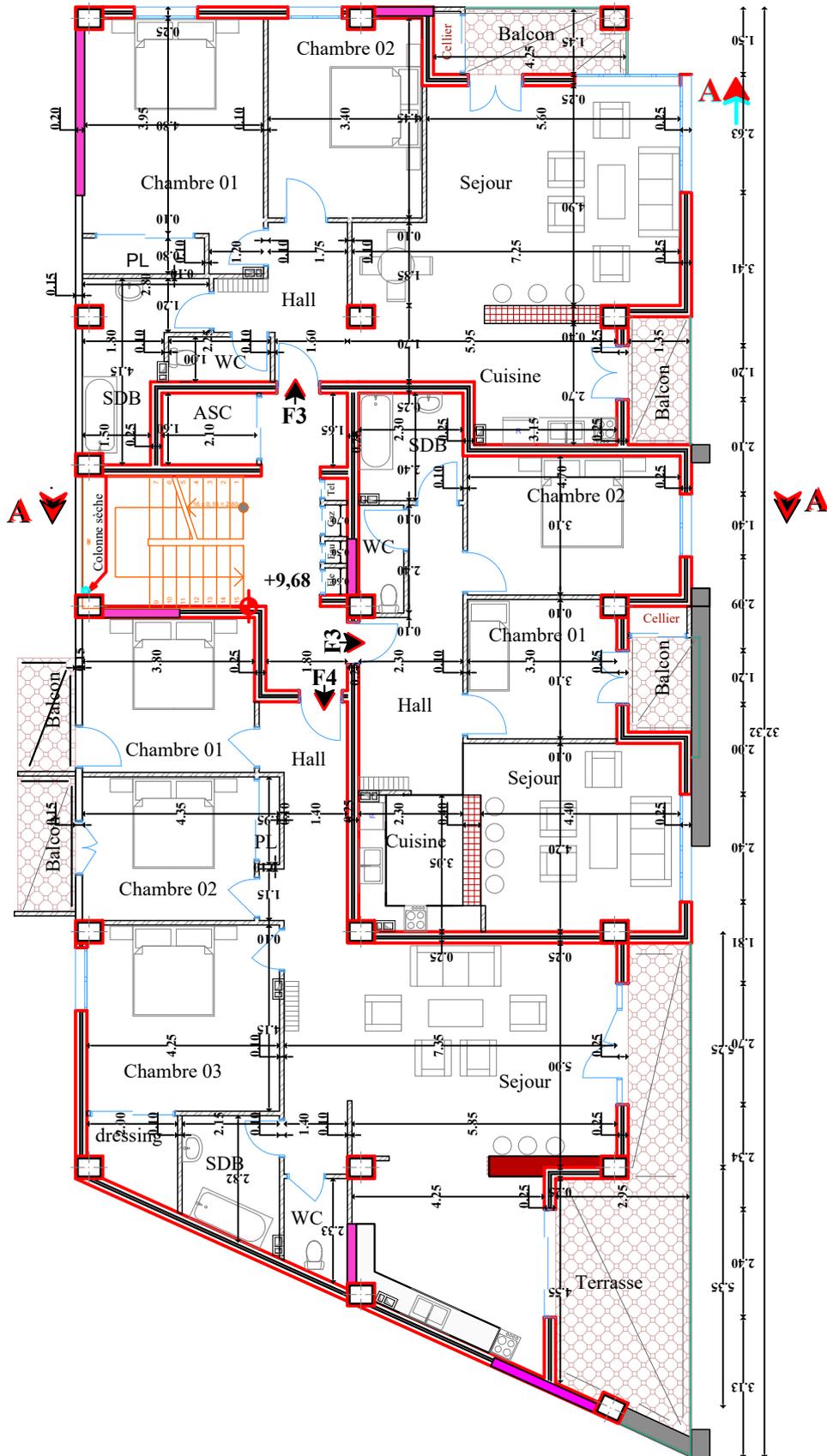
# Plan Etage 01



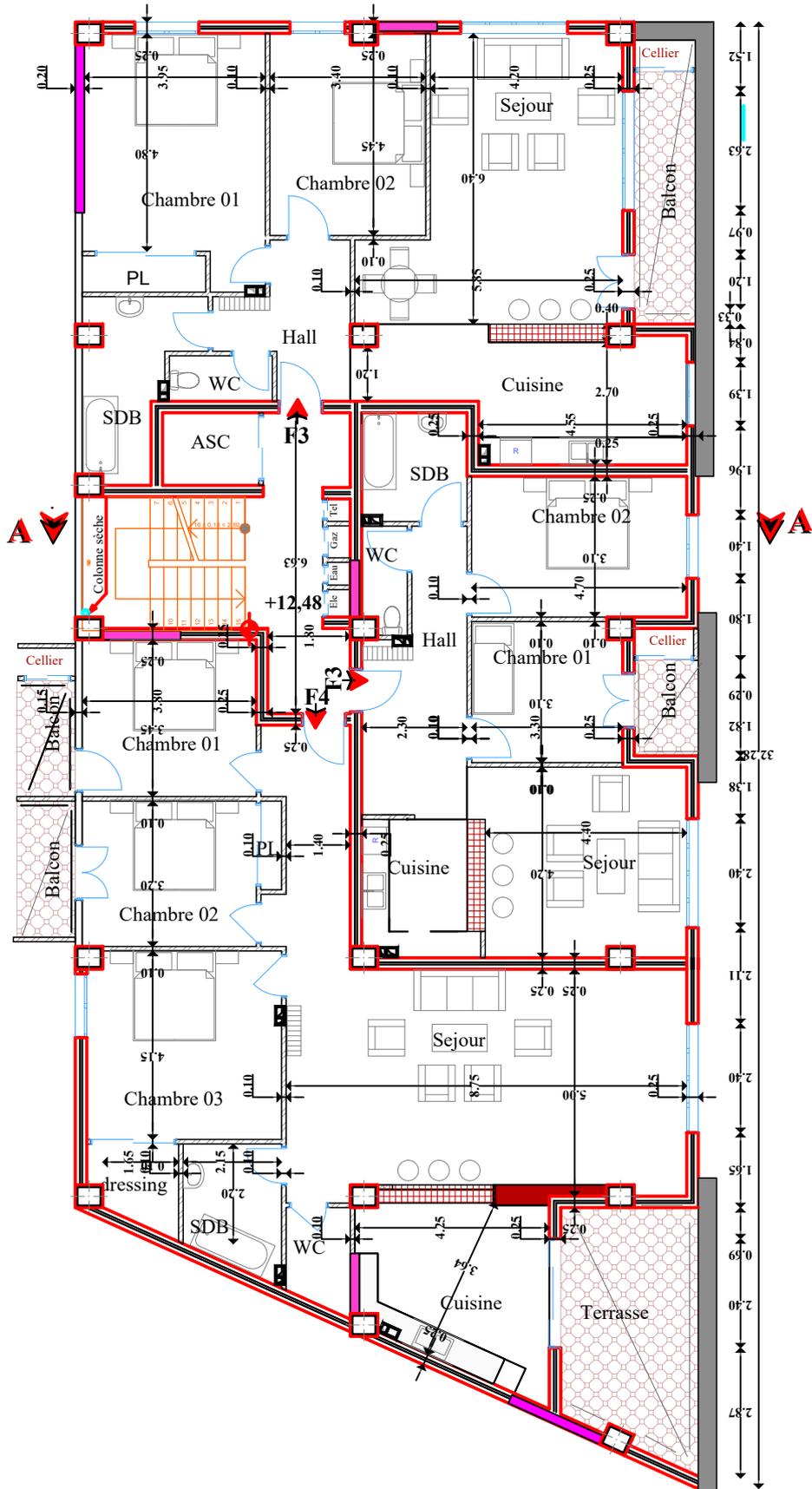
# Plan Etage 02



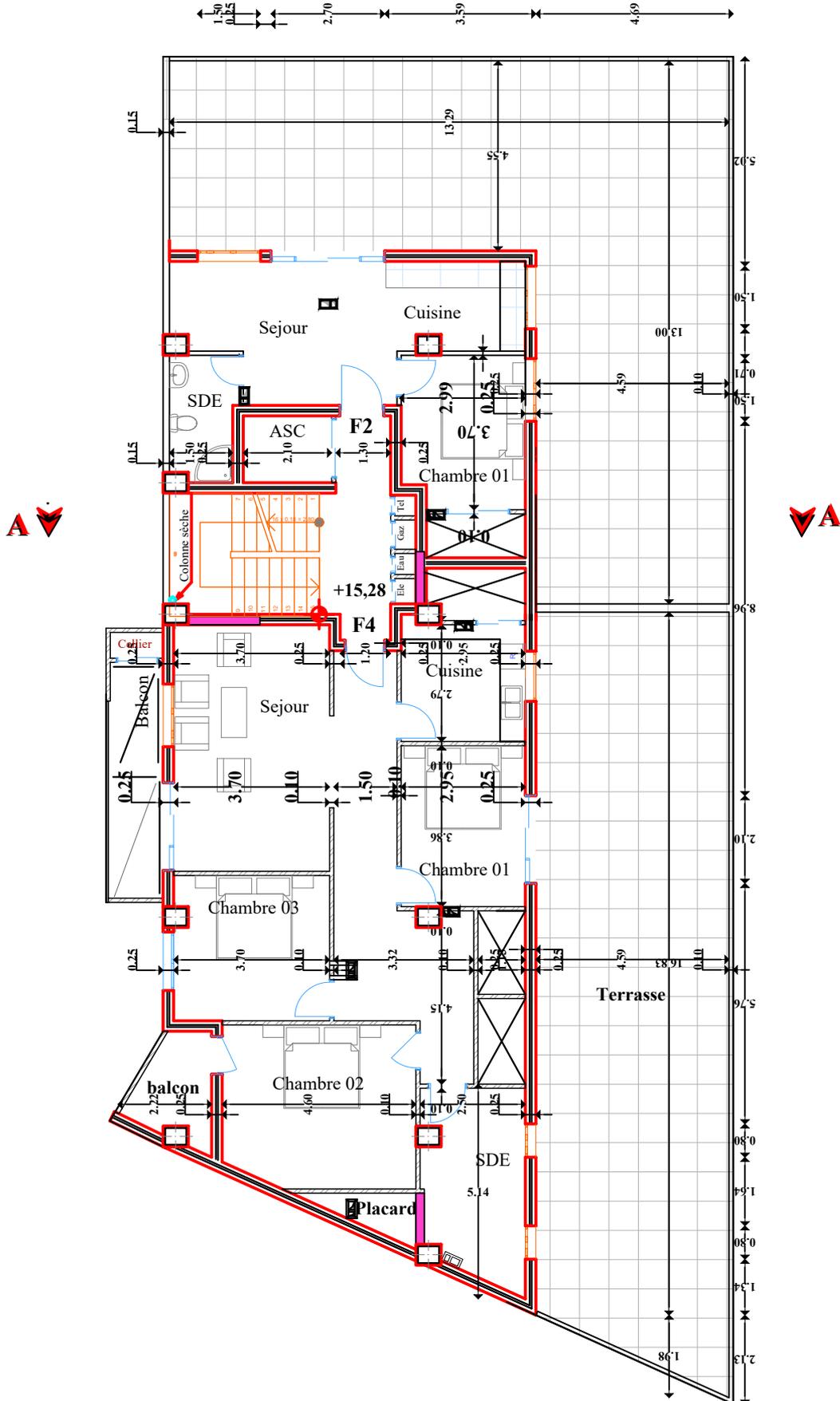
# Plan Etage 03



# Plan Etage 04



# Plan Etage 05



# PLAN TERRASSE

