



جامعة بجاية  
Tasdawit n Bgayet  
Université de Béjaïa

**République Algérienne Démocratique et Populaire**  
Ministère de l'Enseignement Supérieur  
Et de la Recherche Scientifique  
Université Abderrahmane MIRA- Bejaia  
FACULTE DE TECHNOLOGIE  
Département de Génie Civil

# Mémoire de fin d'étude

**En vue de l'obtention du diplôme de Master en génie civil**  
**Option : Structures**

**Thème :**

**Étude d'un bâtiment (R+8) à usage d'habitation et commercial  
contreventé par un système mixte (voiles-portiques) implanté à  
TIZI-N'BERBER- BEJAIA**

**Réalisé par :**

**M<sup>elle</sup> THIZIRI. FERHOUN**

**M<sup>r</sup> SOFIANE. KERMANI**

**Encadré par :**

**M<sup>r</sup>D. MEZHOUD**

**Jury :**

**M<sup>m</sup> ATTIL  
M<sup>r</sup> OURRABAH**

**Promotion 2021**

## *Remerciement*

*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 qui nous ont toujours encouragé et soutenu durant toutes nos études.*

*Nous adressons notre reconnaissance et nos remerciements à notre promoteur Mr MEZHOUD, pour son encadrement, ces conseils et sa disponibilité et d'avoir accepté de nous guider sur le bon chemin du travail.*

*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 et de loin*

## *Dédicaces*

*Rien n'est plus 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 m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin.*

*A mes très chères sœurs :*

*Samia\_Djamila\_Nouna\_Djida\_Naima\_Soria\_Nadjet\_Assia*

*Souhila\_Amel\_Ines*

*A toutes la famille FERHOUN & MAAFRI*

*A tous ceux qui me sont chers en exception Nassim*

*A tous mes amis(es)*

*A toute la promotion génie civil 2020|2021*

*TAJIRI.F*

# *DÉDICACE*

*A MA CHÈRE MÈRE SALIHA*

*A MON CHER PÈRE MOULOU*

*DONT LE MÉRITE, LES SACRIFICES ET LES QUALITÉS HUMAINES M'ONT  
PERMIS DE VIVRE CE JOUR*

*A MON FRÈRE NADJIB, CHIRAZ ET TOUTE MA FAMILLE*

*A TOUS LES GENS QUI M'AIMENT*

*KHIRO, IYED, KHALED, BIZA*

*SOFIANE.K*

## **Symboles et Notations**

<b>Symboles</b>	<b>Notations</b>
$A', A_{ser}$	Section d'aciers comprimés et sections d'aciers à l'ELS respectivement.
$A_t$	Section d'un cours d'armature transversale.
$A$	Coefficient d'accélération de zone.
$\alpha$	Coefficient de la fibre neutre.
$B$	Aire d'une section de béton.
$Br$	Section réduite.
$b$	La largeur en générale.
$C$	Cohésion du sol.
$D$	Facteur d'amplification dynamique.
$E$	Module d'élasticité longitudinale.
$E_i$	Module de Yong instantané.
$E_v$	Module de Yong différé.
$E_s$	Module d'élasticité de l'acier.
$ELU$	État limite ultime.
$ELS$	État limite de service.
$f_{bu}$	Contrainte de compression du béton.
$f_e$	Limite d'élasticité de l'acier.
$f_{c28}$	Résistance à la compression du béton à l'âge de 28 jours.
$f_{t28}$	Résistance à la traction du béton à l'âge de 28 jours.
$f_{ji}$	Flèche instantanée due aux charges permanentes sans revêtement.
$f_{gi}$	Flèche instantanée due aux charges permanentes.
$f_{qi}$	Flèche instantanée due aux charges permanentes et d'exploitations.
$f_{gv}$	Flèche différée due aux charges permanentes.
$\Delta_f$	Fleche totale.
$\Delta f_{adm}$	Fleche admissible.
G	Charges permanentes.
H	Hauteur.
$h_t$	Hauteur totale du plancher à corps creux / Hauteur des nervures du radier

$h_{cc}$	Hauteur du corps creux.
$h_{dc}$	Hauteur de la dalle de compression.
$h_e$	Hauteur libre d'étage.
$h_r$	Hauteur de la dalle du radier.
$I$	Moment d'inertie.
$I_f$	Moment d'inertie fissuré.
$Q$	Charge d'exploitation / facteur de qualité.
$L$	Portée d'un élément.
$L_{max}$	Longueur maximale entre deux éléments porteurs.
$L_x$	Distance entre de deux poutrelles.
$L_y$	Distance entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.
$M$	Moment en générale.
$M_a$	Moment en appui.
$M_t$	Moment en travée.
$M_0$	Moment isostatique.
$N$	Effort normal
$n$	Nombre de contre marche sur la volée / Coefficient d'équivalence Acier-Béton.
$R$	Coefficient de comportement global.
$S$	Section d'un élément.
$S_{rad}$	Surface du radier.
$S_t$	Espacement des armatures.
$T_1, T_2$	Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.
$V$	Effort tranchant.
$W$	Poids de la structure.
$\sigma_{bc}$	Contrainte de compression du béton.
$\sigma_{st}$	Contrainte de traction dans l'acier.
$\gamma_w$	Pois volumique de l'eau.
$\gamma_b$	Coefficient de sécurité concernant le béton.
$\gamma_s$	Coefficient de sécurité concernant l'acier.
$\sigma_{adm}$	Contrainte admissible

$\tau$	Contrainte de cisaillement.
$\xi$	Pourcentage d'amortissement critique.
$C_T$	Coefficient qui dépend du système de contreventement utilisé.
$\beta$	Coefficient de pondération.
$\lambda_i$	Coefficient instantané.
$\lambda_v$	Coefficient différé.

## Table des matières

*Symboles et Notations*

*Table des matières*

*Liste des figures*

*Liste des tableaux*

<i>Introduction générale</i> .....	<b>1</b>
<b>Chapitre I: Généralités</b> .....	<b>2</b>
I.1. Introduction .....	2
I.2. Présentation de l'ouvrage .....	2
I.2.1. Caractéristiques de l'ouvrage1 .....	2
I.2.2. Données de site.....	2
I.3. Règlements et normes utilisés .....	2
I.4. Hypothèses de calcul aux états limites.....	3
I.4.1. État Limite Ultime « E L U », CBA93 (Art A.4.3.2) .....	3
I.4.2. État Limite de Service « E L S », CBA93 (Art A.4.5).....	3
I.5. Caractéristiques des matériaux .....	3
I.5.1. Béton.....	3
I.5.2. Acier.....	4
<b>Chapitre II: Pré-dimensionnement des éléments</b> .....	<b>5</b>
II.1. Introduction.....	5
II.2. Pré dimensionnement des éléments secondaires.....	5
II.2.1. Pré dimensionnement des planchers.....	5
II.2.2. Prédimensionnement de l'acrotère.....	8
II.2.3. Pré dimensionnements des escaliers .....	9
II.2.4. Ascenseur : .....	11
II.3. Pré dimensionnement des éléments principaux .....	12
II.3.1. Les poutres .....	12
II.3.2. Les poutres principales .....	12
II.3.3. Les voiles.....	13
II.3.4. Les poteaux.....	13
II.4. Evaluation de charges et surcharges .....	14
II.5. Décence de charge .....	17



II.5.1. Descente des charges pour le poteau (B-2) : .....	18
II.5.2. Descente des charges pour le poteau (E-2).....	22
II.6. Vérification.....	27
II.6.1. Vérification des poteaux a la compression simple.....	27
II.6.2. Vérification des conditions du RPA 99 / 2003 .....	29
II.7. Conclusion .....	30
<b>Chapitre III: Calcule des éléments secondaires .....</b>	<b>29</b>
III.1. Introduction .....	29
III.2. Calculs des planchers.....	29
III.2.1. Planchers à corps creux .....	29
III.2.2. Ferrailage transversale .....	36
III.2.3. Vérifications diverses : .....	37
III.2.4. Vérification de poutrelles a l'ELS.....	37
III.2.5. Ferrailage de la dalle de compression.....	43
III.2.6. Plancher à dalle pleine .....	43
III.2.7. Vérification des valeurs minimales (condition de non fragilité) .....	45
III.3. Étude de l'acrotère .....	50
III.3.1. Hypothèses de calcul .....	50
III.3.2. Évaluation des charges et surcharges.....	51
III.3.3. Ferrailage.....	52
III.4. Étude des escaliers .....	55
III.4.2. Etude de la poutre palière .....	59
III.5. Calcul des poutres de chainages .....	62
III.5.1. Le ferrailage .....	63
III.5.2. Vérifications ELS .....	64
III.6. L'ascenseur .....	65
III.6.1. Les caractéristiques .....	65
III.6.2. Calculede la dalle pleine :.....	65
III.6.3. Calcule à l'ELU : .....	66

III.6.4. Evaluation des moments : <b><math>M_{x1}</math> et <math>M_{y1}</math></b> .....	66
III.6.5. Etat limite de compression du béton : .....	71
III.6.6. Les murs de la salle machines .....	72
III.7. Conclusion .....	72
<b>Chapitre IV: Études dynamiques .....</b>	<b>72</b>
IV.1. Introduction.....	72
IV.2. Modélisation de la structure.....	72
IV.3. Méthode de calcul .....	73
IV.4. Présentation de la méthode modale spectrale .....	73
IV.4.1. Spectre de réponse de calcul .....	76
IV.5. Résultats Obtenue .....	77
IV.6. Vérification de la résultante des forces sismiques .....	79
IV.7. Justification de l'interaction voile-portique.....	80
IV.8. Vérification de l'effort normal réduit .....	82
IV.9. Vérification des déplacements .....	83
IV.10. Vérification de l'effet P-Delta .....	84
IV.11. Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble .....	86
IV.12. Conclusion .....	87
<b>Chapitre V: Étude des éléments principaux.....</b>	<b>86</b>
V.1. Introduction .....	86
V.2. Etude des poutres .....	86
V.2.1. Recommandations.....	86
V.2.2. Sollicitation et ferrailage des poutres .....	87
V.2.3. Armatures transversales .....	87
V.2.4. Vérifications nécessaires.....	88
V.3. Poteaux.....	91
V.3.1. Calcul du ferrailage .....	93
V.3.1.1. Vérification au flambement (effort normal ultime).....	95
V.3.1.2. Vérifications des contraintes.....	96

V.3.1.3. Vérification aux sollicitations tangentes .....	97
V.4. Zone nodale.....	100
V.5. Etude des voiles.....	101
V.5.1. V.5.1. Calcul du ferrailage .....	103
V.6. Conclusion .....	107
<b>Chapitre VI: Études des fondations .....</b>	<b>106</b>
VI.1. Introduction.....	106
VI.2. .Choix du type des fondations .....	106
VI.3. Combinaisons d'actions à considérer .....	106
VI.4. Choix du type de fondation .....	107
VI.4.1. Vérification de la semelle isolée .....	107
VI.4.2. Vérification de la semelle filante.....	108
VI.4.3. Radier général.....	108
VI.4.4. Calcul du ferrailage du radier général .....	112
VI.5. Etude de la nervure.....	115
VI.5.1. Dimensionnement de la nervure .....	115
VI.5.2. Calcul des sollicitations.....	116
VI.5.3. Ferrailage .....	119
VI.6. Conclusion :.....	121
<b>Conclusion générale.....</b>	<b>121</b>

## **Bibliographie**

### **Annexes**

#### **Liste des figures**

Fig.II.1 : disposition des poutrelles dans l'étage courant .....	6
Fig.II.2 : Schéma d'une poutrelle .....	7
Fig.II.3 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux.....	7
Fig.II.4 : Acrotère .....	8
Fig.II.5 : Escalier tous les niveaux .....	9
Fig.II.6 : Schéma statique escalier étage courant.....	9
Fig.II.7 : Escalier étage courant.....	10
Fig.II.8 : Coupe transversale d'un voile .....	13
Fig.II.9 : Surface afférant du poteau (B-2) .....	18
Fig.II.10 : Surface afférant du poteau.....	22
Fig.III.1 : Coupe transversale d'une poutrelle.....	35
Fig.III.2 : Schéma de ferrailage.....	50
Fig.III.3 : Schéma de L'acrotère .....	50
Fig.III.4 : Schéma de ferrailage de l'acrotère .....	55
Fig.III.5 : Schéma statique.....	55
Fig.III.6 : Schéma statique de l'escalier.....	56
Fig.III.7 : Schéma de ferrailage de l'escalier courant .....	59
Fig.III.8 : Schéma statique de la poutre palière .....	59
Fig.III.9 : Section creuse équivalente.....	61
Fig.III.10 : Ferrailage de la poutre palière.....	62
Fig.III.11 : Schéma ferrailage poutre chaînage en appuis et en travée .....	65
Fig.III.12 : Schéma Dalle machine .....	65
Fig.III.13 : Coupe vertical de mur de la salle machine .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Fig.IV.1 : Spectre de réponse .....	77
Fig.IV.2 : Disposition des voiles de contreventement .....	77

Fig.IV.3 : Vu en 3D du model obtenu par le logiciel ETABS .....	77
Fig.IV.4 : Mode 2 (Translation suivant l'axe X-X) .....	79
Fig.IV.5 : Mode 1 (Translation suivant l'axe Y-Y) .....	79
Fig.IV.6 : Mode 3 (Rotation selon l'axe Z-Z).....	79
Fig.IV.7 : Schéma montrant les moments stabilisants et renversants .....	87
Fig.V.1 : schéma de ferrailage des poutres principales .....	90
Fig.V.2 : schéma de ferrailage des poutres secondaires .....	91
Fig.V.3 : Répartition des moments dans les zones nodales .....	100
Fig.V.4 : <i>Schéma des contraintes</i> .....	103
Fig.V.5 : Schéma ferrailage du voile Vx1, Vx2,...,Vx5 et Vx6.....	106
Fig.V.6 Schéma ferrailage du voile Vy1, Vy2, Vy3 et Vy4 .....	107
Fig.VI.1 : Semelle isolée .....	107
Fig.VI.2 : Semelle filante .....	108
Fig.VI.3 : Radier général.....	108
Fig.VI.4 : Zone de contact poteau- Radier .....	110
Fig.VI.5 : Dalle sur quatre appuis.....	112
Fig.VI.6 : Schéma de ferrailage de radier .....	115
Fig.VI.7 : Section de la nervure à ferrailer .....	116
Fig.VI.8 : Schémas des lignes de rupture de transfert des charges sur le radier.....	117
Fig.VI.9 : Schéma statique équivalent selon le sens longitudinal x-x .....	117
Fig.VI.10 : Schéma statique équivalent selon le sens longitudinal y-y .....	118

### **Liste des tableaux**

Tab.II.1 : Les différents types de dalles pleines.....	8
Tab.II.2 : Différents épaisseurs des paillasse d'escaliers .....	11
Tab.II.3 : Les sections des poteaux préalablement adoptées .....	14
Tab.II.4 : Plancher terrasse inaccessible.....	14
Tab.II.5 : Plancher étages courants .....	14

Tab.II.6 : Dalle pleine (balcon).....	15
Tab.II.7 : Palier de repos.....	15
Tab.II.8 Les escaliers (Volée) .....	16
Tab.II.9 : Évaluation des charges de l'ascenseur .....	16
Tab.II.10 :Évaluation des charges et surcharge des murs extérieurs et intérieurs .....	16
Tab.II.11 : Acrotère.....	17
Tab.II.12 : Calcul du poids des éléments .....	19
Tab.II.13 : Poids propre des poteaux.....	19
Tab.II.14 : Poids propre des éléments (Descente de charges) .....	19
Tab.II.15 :Calcul du poids des éléments .....	22
Tab.II.16 : Poids propre des poteaux.....	23
Tab.II.17 : Poids propre des éléments (Descente de charges) .....	23
Tab.II.18 :Vérification des poteaux à la compression simple .....	27
Tab.II.19 : Vérifications au flambement .....	29
Tab.II.20 : Section adoptée pour les poutres et les poteaux voiles .....	30
Tab.III.1 : Différents types de poutrelles .....	29
Tab.III.2 : Chargement des poutrelles .....	30
Tab.III.3 :Sollicitations des poutrelles du plancher étage courant.....	32
Tab.III.4 : Sollicitations des poutrelles du plancherRDC.....	33
Tab.III.5 : Sollicitations des poutrelles du plancher étage inaccessible. ....	33
Tab.III.6 : Les Sollicitations maximale aux états limites .....	34
Tab.III.7 : Evaluation de la flèche dans le plancher de l'étage courant.....	40
Tab.III.8 :Evaluation de la flèche dans le plancher de RDC .....	41
Tab.III.9 : Tableau du ferrailage des poutrelles .....	41
Tab.III.10 : Schémas de ferrailage des différents types de poutrelles .....	42
Tab.III.11 : Les résultats de la vérification .....	46
Tab.III.12 : sollicitations maximales des dalles pleines .....	47
Tab.III.13 : ferrailage adopté aux dalles pleines.....	48
Tab.III.14 : Vérification de l'effort tranchant.....	48

Tab.III.15 : Vérifications les contraintes à ELS.....	48
Tab.III.16 : Vérifications les contraintes à ELS.....	49
Tab.III.17 : surcharge d'exploitation de l'acrotère .....	51
Tab.III.18 : les différentes combinaisons à utiliser .....	51
Tab.III.19 : Tableau de ferrailage .....	57
Tab.III.20 : Les résultats de calcul par la méthode de la RDM .....	58
Tab.III.21 : Evaluation de la flèche.....	59
Tab.III.22 : Calcul d'armature .....	60
Tab.III.23 : Vérification de la compression dans la poutre palière.....	62
Tab.III.24 : Armatures longitudinales .....	63
Tab.III.25 :Vérification de la contrainte dans le béton.....	64
Tab.IV.1 : Valeurs des pénalités $P_q$ .....	75
Tab.IV.2 : Périodes et taux de participation des masses.....	78
Tab.IV.3 :Vérification de la résultante des forces sismiques.....	80
Tab.IV.4 :Interactions sous charges verticales .....	80
Tab.IV.5 : Interactions sous charges horizontales dans le sens (x-x) .....	81
Tab.IV.6 : Interactions sous charges horizontales dans le sens (y-y) .....	82
Tab.IV.7 : Vérification de l'effort normal réduit.....	83
Tab.IV.8 : : Vérification des déplacements relatifs (x-x).....	83
Tab.IV.9 : Vérification des déplacements relatifs (y-y).....	84
Tab.IV.10 : Vérification des effets $P-\Delta$ (x-x).....	85
Tab.IV.11 : Vérification des effets $P-\Delta$ (y-y).....	86
Tab.IV.12 : Justification vis-à-vis l'équilibre d'ensemble.....	87
Tab.IV.13 : Dimensions final des éléments structuraux.....	88
Tab.V.1 : Ferrailage des poutres principales et secondaire.....	87
Tab.V.2 : Vérification des contraintes tangentielles .....	89
Tab.V.3 : Vérification des armatures longitudinales au cisaillement .....	89
Tab.V.4 : Vérification de l'état limite de compression du béton .....	89
Tab.V.5 : Sollicitations dans les poteaux .....	91

Tab.V.6 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.....	92
Tab.V.7 : Armatures longitudinales dans les poteaux.....	94
Tab.V.8 : Les Armatures transversales dans les poteaux .....	94
Tab.V.9 : Vérification du flambement pour l'ensemble des poteaux .....	96
Tab.V.10 : Vérification des contraintes dans le béton des poteaux.....	97
Tab.V.11 : Vérification des sollicitations tangentes dans les poteaux .....	98
Tab.V.12 : Schémas de ferrailage des poteaux.....	98
Tab.V.13 : Moments résistant dans les poteaux .....	100
Tab.V.14 : Moments résistant dans les poutres principales et secondaires .....	101
Tab.V.15 : Vérification des zones nodales poutres principales.....	101
Tab.V.16 : Vérification des zones nodales poutres secondaires .....	101
Tab.V.17 : Récapitulation du ferrailage du voile $V_{x1}$ , $V_{x2}$ , ..., $V_{x5}$ et $V_x$ .....	104
Tab.V.18 : Récapitulation du ferrailage du voile $V_{y1}$ , $V_{y2}$ , $V_{y3}$ et $V_{y4}$ .....	104
Tab.VI.1 : Calcul du ferrailage du radier .....	113
Tab.VI.2 : Calcul du ferrailage du radier .....	114
Tab.VI.3 : Vérification des contraintes dans le radier après augmentation des sections .....	115
Tab.VI.4 : Sollicitations maximales (sens X-X) .....	118
Tab.VI.5 : Sollicitations maximales (sens Y-Y).....	119
Tab.VI.6 : Tableau De ferrailage des nervures.....	119
Tab.VI.7 : Vérification des contraintes dans les nervures .....	119
Tab.VI.8 : Vérification des contraintes dans les nervures .....	120
Tab.VI.9 : Ferrailages des nervures.....	120



### **Liste des figures chapitre II**

Fig.II.1 : disposition des poutrelles dans l'étage courant.....	6
Fig.II.2 : Schéma d'une poutrelle.....	7
Fig.II.3 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux.....	7
Fig.II.4 : Acrotère.....	9
Fig.II.5 : Escalier tous les niveaux.....	9
Fig.II.6 : Schéma statique escalier étage courant.....	10
Fig.II.7 : Escalier étage courant.....	10
Fig.II.8 : Coupe transversale d'un voile.....	13
Fig.II.9 : Surface afférant du poteau (B-2) .....	18
Fig.II.10 : Surface afférant du poteau.....	21

### **Liste des figures chapitre III**

Fig.III.1 : Coupe transversale d'une poutrelle.....	34
Fig.III.2 : Schéma de ferrailage.....	49
Fig.III.3 : Schéma de L'acrotère.....	50
Fig.III.4 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	55
Fig.III.5 : Schéma statique.....	55
Fig.III.6 : Schéma statique de l'escalier.....	56
Fig.III.7 : Schéma de ferrailage de l'escalier courant.....	59
Fig.III.8 : Schéma statique de la poutre palière.....	59
Fig.III.9 : Section creuse équivalente .....	61
Fig.III.10 : Ferrailage de la poutre palière.....	62
Fig.III.11 : Schéma ferrailage poutre chainage en appuis et en travée.....	64
Fig.III.12 : Schéma Dalle machine.....	65
Fig.III.13 : Coupe vertical de mur de la salle machine.....	71

#### **Liste des figures chapitre IV**

Fig.IV.1 : Spectre de réponse .....	76
Fig.IV.2 :Disposition des voiles de contreventement.....	76
Fig.IV.3 :Vu en 3D du model obtenu par le logiciel ETABS.....	77
Fig.IV.4 : Mode 2 (Translation suivant l'axe X-X) .....	78
Fig.IV.5 : Mode 1 (Translation suivant l'axe Y-Y) .....	78
Fig.IV.6 : Mode 3 (Rotation selon l'axe Z-Z) .....	78
Fig.IV.7 : Schéma montrant les moments stabilisants et renversants.....	85

#### **Liste des figures chapitre V**

Fig.V.1 : Schéma de ferrailage des poutres principales.....	90
Fig.V.2 : Schéma de ferrailage des poutres secondaires.....	91
Fig.V.3 : Répartition des moments dans les zones nodales.....	99
Fig.V.4 : Schéma des contraintes.....	102
Fig.V.5 : Schéma ferrailage du voile Vx1, Vx2,...,Vx5 et Vx6.....	104
Fig.V.6 Schéma ferrailage du voile Vy1, Vy2, Vy3 et Vy4.....	105

### **Liste des figures chapitre VI**

Fig.VI.1 : Semelle isolée.....	107
Fig.VI.2 : Semelle filante.....	108
Fig.VI.3 : Radier général.....	108
Fig.VI.4 : Zone de contact poteau- Radier.....	110
Fig.VI.5 : Dalle sur quatre appuis.....	112
Fig.VI.6 : Schéma de ferrailage de radier.....	115
Fig.VI.7 : Section de la nervure à ferrailer.....	116
Fig.VI.8 : Schémas des lignes de rupture de transfert des charges sur le radier.....	117
Fig.VI.9 : Schéma statique équivalent selon le sens longitudinal x-x.....	117
Fig.VI.10 : Schéma statique équivalent selon le sens longitudinal y-y.....	118

### **Liste des tableaux chapitre II**

Tab.II.1 : Les différents types de dalles pleines.....	8
Tab.II.2 : Différents épaisseurs des paillasse d'escaliers.....	11
Tab.II.3 : Les sections des poteaux préalablement adoptées.....	14
Tab.II.4 : Plancher terrasse inaccessible.....	14
Tab.II.5 : Plancher étages courants.....	15
Tab.II.6 : Dalle pleine (balcon).....	15
Tab.II.7 : Palier de repos.....	15
Tab.II.8 Les escaliers (Volée).....	16
Tab.II.9 : Évaluation des charges de l'ascenseur.....	16
Tab.II.10 : Évaluation des charges et surcharge des murs extérieurs et intérieurs.....	16
Tab.II.11 : Acrotère.....	16
Tab.II.12 : Calcul du poids des éléments.....	18
Tab.II.13 : Poids propre des poteaux.....	19
Tab.II.14 : Poids propre des éléments (Descente de charges).....	19

Tab.II.15 : Calcul du poids des éléments.....	22
Tab.II.16 : Poids propre des poteaux.....	22
Tab.II.17 : Poids propre des éléments (Descente de charges).....	23
Tab.II.18 : Vérification des poteaux à la compression simple.....	26
Tab.II.19 : Vérifications au flambement.....	27
Tab.II.20 : Section adoptée pour les poutres et les poteaux voiles.....	28

### **Liste des tableaux chapitre III**

Tab.III.1 : Différents types de poutrelles.....	29
Tab.III.2 : Chargement des poutrelles.....	30
Tab.III.3 : Sollicitations des poutrelles du plancher étage courant.....	32
Tab.III.4 : Sollicitations des poutrelles du plancherRDC.....	33
Tab.III.5 : Sollicitations des poutrelles du plancher étage inaccessible.....	33
Tab.III.6 : Les Sollicitations maximale aux états limites.....	34
Tab.III.7 : Évaluation de la flèche dans le plancher de l'étage courant.....	40
Tab.III.8 : Évaluation de la flèche dans le plancher de RDC.....	40
Tab.III.9 : Tableau du ferrailage des poutrelles.....	41
Tab.III.10 : Schémas de ferrailage des différents types de poutrelles.....	41
Tab.III.11 : Les résultats de la vérification.....	46
Tab.III.12 : sollicitations maximales des dalles pleines.....	48
Tab.III.13 : ferrailage adopté aux dalles pleines.....	48
Tab.III.14 : Vérification de l'effort tranchant.....	48
Tab.III.15 : Vérifications les contraintes à ELS.....	49
Tab.III.16 : Vérifications les contraintes à ELS.....	49
Tab.III.17 : surcharge d'exploitation de l'acrotère.....	50
Tab.III.18 : les différentes combinaisons à utiliser.....	51
Tab.III.19 : Tableau de ferrailage.....	57
Tab.III.20 : Les résultats de calcul par la méthode de la RDM.....	58
Tab.III.21 : Évaluation de la flèche.....	58

Tab.III.22 : Calcul d'armature.....	60
Tab.III.23 : Vérification de la compression dans la poutre palière.....	62
Tab.III.24 : Armatures longitudinales.....	63
Tab.III.25 : Vérification de la contrainte dans le béton.....	64

### **Liste des tableaux chapitre IV**

Tab.IV.1 : Valeurs des pénalités $P_q$ .....	75
Tab.IV.2 : Périodes et taux de participation des masses.....	77
Tab.IV.3 : Vérification de la résultante des forces sismiques.....	79
Tab.IV.4 : Interactions sous charges verticales.....	80
Tab.IV.5 : Interactions sous charges horizontales dans le sens (x-x).....	80
Tab.IV.6 : Interactions sous charges horizontales dans le sens (y-y).....	81
Tab.IV.7 : Vérification de l'effort normal réduit.....	81
Tab.IV.8 : : Vérification des déplacements relatifs (x-x).....	82
Tab.IV.9 : Vérification des déplacements relatifs (y-y).....	82
Tab.IV.10 : Vérification des effets P- $\Delta$ (x-x).....	83
Tab.IV.11 : Vérification des effets P- $\Delta$ (y-y).....	84
Tab.IV.12 : Justification vis-à-vis l'équilibre d'ensemble.....	85
Tab.IV.13 : Dimensions final des éléments structuraux.....	85

### **Liste des tableaux chapitre V**

Tab.V.1 : Ferrailage des poutres principales et secondaire.....	87
Tab.V.2 : Vérification des contraintes tangentielles.....	89
Tab.V.3 : Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.....	89
Tab.V.4 : Vérification de l'état limite de compression du béton.....	89
Tab.V.5 : Sollicitations dans les poteaux.....	91
Tab.V.6 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.....	92
Tab.V.7 : Armatures longitudinales dans les poteaux.....	94
Tab.V.8 : Les Armatures transversales dans les poteaux.....	95
Tab.V.9 : Vérification du flambement pour l'ensemble des poteaux.....	96

Tab.V.10 : Vérification des contraintes dans le béton des poteaux.....	96
Tab.V.11 : Vérification des sollicitations tangentes dans les poteaux.....	97
Tab.V.12 : Schémas de ferrailage des poteaux.....	98
Tab.V.13 : Moments résistant dans les poteaux.....	100
Tab.V.14 : Moments résistant dans les poutres principales et secondaires.....	100
Tab.V.15 : Vérification des zones nodales poutres principales.....	100
Tab.V.16 : Vérification des zones nodales poutres secondaires.....	100
Tab.V.17 : Récapitulation du ferrailage du voile $V_{x1}$ , $V_{x2}$ , ..., $V_{x5}$ et $V_x$ .....	103
Tab.V.18 : Récapitulation du ferrailage du voile $V_{y1}$ , $V_{y2}$ , $V_{y3}$ et $V_{y4}$ .....	103

### **Liste des tableaux chapitre VI**

Tab.VI.1 : Calcul du ferrailage du radier.....	114
Tab.VI.2 : Calcul du ferrailage du radier.....	114
Tab.VI.3 : Vérification des contraintes dans le radier après augmentation des sections.....	115
Tab.VI.4 : Sollicitations maximales (sens X-X).....	118
Tab.VI.5 : Sollicitations maximales (sens Y-Y).....	119
Tab.VI.6 : Tableau De ferrailage des nervures.....	119
Tab.VI.7 : Vérification des contraintes dans les nervures.....	119
Tab.VI.8 : Vérification des contraintes dans les nervures.....	120
Tab.VI.9 : Ferrailages des nervures.....	120



***Introduction générale***

## Introduction Générale

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles.

Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société.

Le phénomène sismique est toujours le souci de l'ingénieur en génie civil car il est difficile d'apprécier le risque sismique tant la prévision est incertaine et leur apparition aléatoire. On ne connaît les phénomènes sismiques que de manière imparfaite et seuls des séismes majeurs incitent la population à une prise de conscience générale.

A cet effet l'ingénieur associe la recherche fondamentale orientée pour apporter une contribution théorique à la résolution de problèmes techniques et la recherche appliquée pour trouver des solutions nouvelles permettant d'atteindre un objectif déterminé à l'avance, il doit en outre tenir compte de différents facteurs tel que l'économie, l'esthétique, la résistance et surtout la sécurité.

Le projet qui nous a été confié dans le cadre de la préparation de notre projet de fin d'étude porte sur l'étude d'un bâtiment bi fonctionnel (R+10). Il regroupe à la fois commerces au niveau du RDC et logements d'habitations aux autres niveaux. Il est contreventé par un système mixte (voiles portiques) étant donné qu'il est situé en zone IIa et qu'il dépasse les 14 mètres de hauteur.

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 différents DTR.

Le travail est partagé en 6 chapitres :

Le premier chapitre donne les caractéristiques de la structure ainsi que celle des matériaux utilisés. Le deuxième chapitre concerne le pré dimensionnement des éléments constituant la structure : les poteaux, les poutres, les voiles, les dalles pleines. Le chapitre trois donne calcul des éléments secondaires par calcul des sollicitations et du ferrailage. Au quatrième chapitre, nous avons effectuée l'étude dynamique de notre structure avec le logiciel ETABS2016, qui consiste à trouver une meilleure disposition des voiles de contreventements qui assure un bon comportement dynamique de la structure tout en respectant les règlements en



vigueur. Le cinquième chapitre sera consacré à l'étude des éléments principaux : les poteaux, les poutres et les voiles par détermination de leurs ferraillements, Le calcul de l'infrastructure sera l'objet du sixième chapitres. En fin nous terminerons par une conclusion générale.



# **Chapitre I**

## **Généralités**

## Chapitre I: Généralités

### I.1. Introduction

Ce premier chapitre porte sur la présentation globale de l'ouvrage, en l'occurrence, la zone d'implantation, les différentes caractéristiques géométriques de l'ouvrage, les éléments constitutifs et leurs caractéristiques mécaniques, la réglementation utilisée ainsi que les caractéristiques du sol.

Notre projet consiste à étudier une structure mixte en béton armé (portiques et voiles) d'un R+8 destinée à l'usage commerciale au rez de chaussée (RDC) et l'habitation dans le reste des étages et calculer ses éléments résistants.

### I.2. Présentation de l'ouvrage

Le bâtiment qui fait l'objet de cette étude, est implanté sur le territoire de la wilaya de Bejaia dans une commune attachée Tizi N'Berber située dans les alentours d'Aokas qui est considérée d'après le règlement parasismique algérien (RPA /2003), comme zone de moyenne sismicité (zone IIa). L'ouvrage à étudier est constitué de :

- RDC à usage commercial.
- Deux appartements à chaque niveau à usage d'habitation à partir du 1<sup>er</sup> jusqu'au 8<sup>ème</sup> étage.
- Terrasse inaccessible.

#### I.2.1. Caractéristiques de l'ouvrage1

Les caractéristiques géométriques sont les suivantes :

- Dimension projetée selon l'axe x-x' : 21,4 m
- Dimension projetée selon l'axe y-y' : 8,85 m
- Hauteur totale du bâtiment : 27,54m
- Hauteur du RDC : 3,06 m
- Hauteur étage courant : 3,06

#### I.2.2. Données de site

- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2 en vertu du RPA99 VERSION 2003
- Le sol de notre site est en catégorie S2 selon sa nature géotechnique
- La contrainte admissible du sol :  $\sigma = 2$  bars
- L'ancrage minimal des fondations :  $D = 1,50$  m

### I.3. Règlements et normes utilisés

Les règlements et normes utilisés sont :

- RPA99 /version 2003 : Règles Parasismiques algériennes.
- CBA93 : Règles de Conception et de Calcul des Structures en béton Armé.

- BAEL91/version 99 : Règles technique de construction et de calcul des ouvrages et construction en Béton Armé aux Etat Limites.
- DTR BC 2.2 : Document Technique Réglementaire BC.2.2. Charges permanentes et charge d'exploitation

#### I.4. Hypothèses de calcul aux états limites

##### I.4.1. État Limite Ultime « E L U », CBA93 (Art A.4.3.2)

- Les sections droites restent planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance à la traction du béton est négligeable.
- L'allongement ultime de l'acier est limité à 10‰.
- Le raccourcissement ultime du béton est limité à 3,5‰ en flexion, et à 2‰ dans le cas de la compression simple.
- Le diagramme contraint déformation ( $\sigma; \varepsilon$ ) de calcul du béton : on utilise le diagramme parabole rectangle lorsque la section est entièrement comprimée et le diagramme rectangulaire simplifié dans les autres cas.
- On peut supposer concentrée en son centre de gravité la section d'un groupe de plusieurs barres, tendues ou comprimées, pourvu que l'erreur ainsi commise sur la déformation unitaire ne dépasse pas 15 %.

##### I.4.2. État Limite de Service « E L S », CBA93 (Art A.4.5)

- Les trois premières hypothèses citées ci-dessus.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques ( $\sigma = E\varepsilon$ )
- $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$  Avec  $E_s$  : module de Young de l'acier ;

$n$  : Coefficient d'équivalence acier-béton.

#### I.5. Caractéristiques des matériaux

##### I.5.1. Béton

Le béton est un mélange de matériaux inerte (granulats) avec un liant hydraulique et de l'eau de gâchage, en plus de sa y a les adjuvants, plastifiants ..., le béton est un matériau qui résiste à la compression mais il a une mauvaise et négligeable résistance à la traction.

##### a) Résistance à la compression $f_{cj}$

Pour des résistances  $f_{c28} \leq 40$  MPa.

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} f_{c28} \\ f_{cj} = f_{c28} \end{array} \right. \begin{array}{l} \text{si } j \leq 28j \\ \text{si } j > 28j \end{array} ;$$

### b) Résistance à la traction $f_{tj}$

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée  $f_{tj}$ , est conventionnellement définie par les relations :

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} & \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} \\ f_{tj} = 0,275 f_{cj} & \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa} \end{array} \right. ;$$

$$\left\{ \begin{array}{l} E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \\ E_{vj} = 1/3 E_{ij} \end{array} \right. ;$$

Donc, pour une résistance à la compression  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  à 28 jours, on a :

- ✓  $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$ .
- ✓  $E_{vj} = 10721.40 \text{ MPa}$
- ✓  $E_{ij} = 32164.20 \text{ MPa}$
- ✓  $f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b}$

Avec :

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

$\gamma_b$ : Coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1,5$  en situations durables ou transitoires.

$\gamma_b = 1,15$  en situations accidentelles.

#### I.5.2. Acier

Les caractéristiques des armatures longitudinales et transversales en aciers de haute adhérence sont les suivantes :

- ✓  $f_e E400 = 400 \text{ Mpa}$  ;
- ✓  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ Mpa}$  ;

Tel que :

- ✓  $\gamma_s = 1,15$  (cas générale)
- ✓  $\gamma_s = 1$  (cas accidentel)

**Chapitre II :**

**Pré-dimensionnement des éléments**

## Chapitre II: Pré-dimensionnement des éléments

### II.1. Introduction

Afin d'assurer une bonne résistance de l'ensemble de la structure, on passe par le pré dimensionnement pour but de déterminer les sections minimales des différents éléments de la structure puis extraire les efforts sollicitant, qui se fait en respectant les recommandations en vigueur à savoir :

- Le RPA 99 version 2003
- Le CBA 93
- Le BAEL 91

### II.2. Pré dimensionnement des éléments secondaires

#### II.2.1. Pré dimensionnement des planchers

##### II.2.1.1. Plancher à corps creux

Le plancher à corps creux est un élément qui a un rôle très important (porteur), il supporte les charges verticales puis les transmette aux éléments porteurs et isole les différents étages du point de vue thermique et acoustique.

Il est constitué par des éléments porteurs (poutrelles) et de remplissages (corps creux), avec une dalle de compression.

Son pré dimensionnement se fait par satisfaction de la condition suivante d'après le CBA 93 (Art B.6.8.4.2.4)

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

Avec :

$L_{max}$ : Longueur entre nus d'appuis selon le sens de la disposition des poutrelles adoptées.

$h_t$ : Hauteur total du plancher ( $h_t = h_{cc} + h_{dc}$ ) avec  $h_{cc}$  et  $h_{dc}$  hauteur du corps creux et dalle de compression respectivement.

Le choix du sens de disposition des poutrelles se fait par rapport aux critères suivants :

- Le critère du plus petit porté.
- Le critère de continuité.
- Pour notre projet la disposition est effectuée principalement selon le premier critère et cela pour tous les planchers.

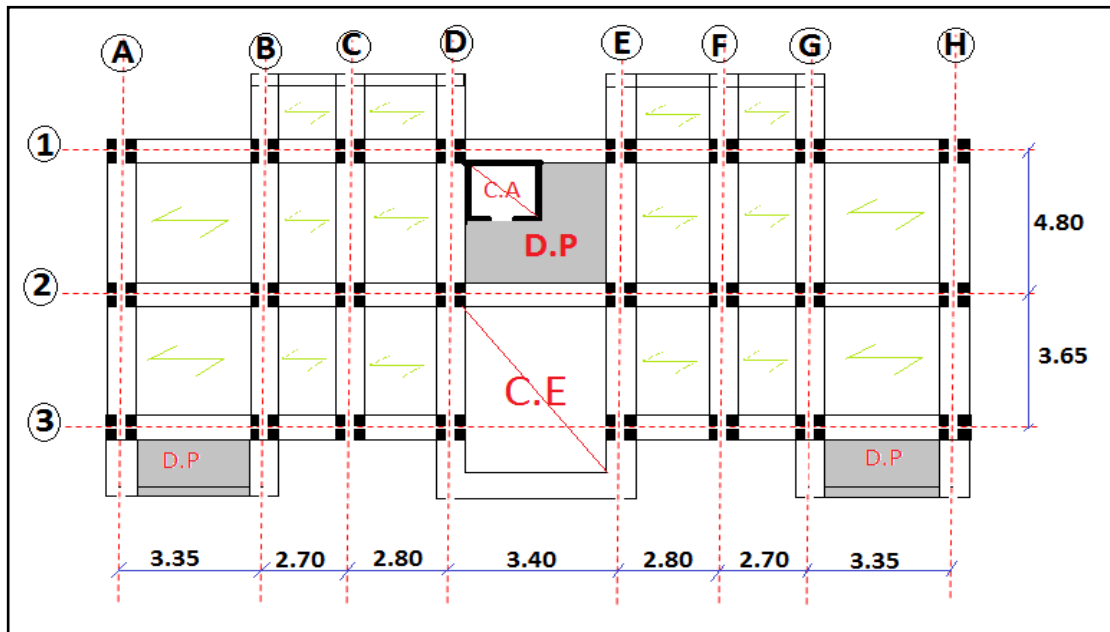


Fig.10.1. disposition des poutrelles dans l'étage courant

On a :  $L_{max} = 335 - 30 = 305\text{cm} \rightarrow h_t \geq \frac{305}{22,5} = 13,55\text{cm}.$

Donc on adopte un plancher de hauteur ( $h_t = h_{cc} + h_{dc} = 16 + 4$ ) = 20 cm.

- $h_{cc} = 16\text{ cm}$  : Hauteur du corps creux.
- $H_{dc} = 4\text{ cm}$  : hauteur de la dalle de compression.

**a. Poutrelles**

Une poutrelle désigne un élément porteur d'un plancher béton, elle est une petite poutre sous forme de T renversé en béton armée qui se calcule comme une poutre continue.

Le system de construction semi-préfabriqué composé de poutrelles et de hourdis est utilisé pour servir au coulage de béton permettant de crée une dalle de compression.

La largeur de la dalle de compression à prendre est définie par :

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min \left( \frac{L_x}{2}, \frac{l_y}{10} \right) \quad \text{CBA93 (artA.4.1.3) (1)}$$

Avec :

$b$  : Largeur de la table de compression.

$b_0$  : Largeur de la nervure,  $b_0 = (8 \text{ à } 12\text{cm})$  Alors on prend  $b_0 = 10\text{cm}.$

$h_{dc}$  : Epaisseur de la dalle de compression, avec  $h_{dc} = 4\text{cm}.$

$l_x$  : Distance entre nus de deux poutrelles successives, ( $l_x = 65 - 10 = 55\text{cm}.$ )

$l_y$  : Distance entre nus d'appuis de la travée minimale de l'élément calculé, ( $270 - 30 = 240\text{cm}.$ )

A partir de l'équation (1) on trouve :  $b \leq \min (55 ; 48) + 10 \rightarrow b \leq 55\text{cm}.$



On adopte :  $b = 55\text{cm}$ .

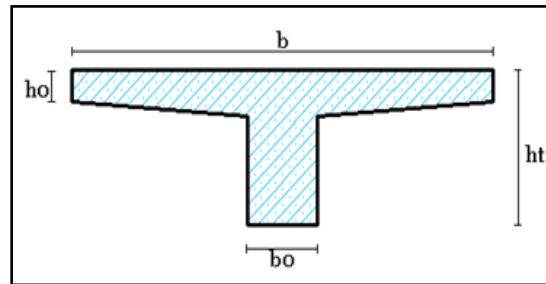


Fig.II.2 : Schéma d'une poutrelle

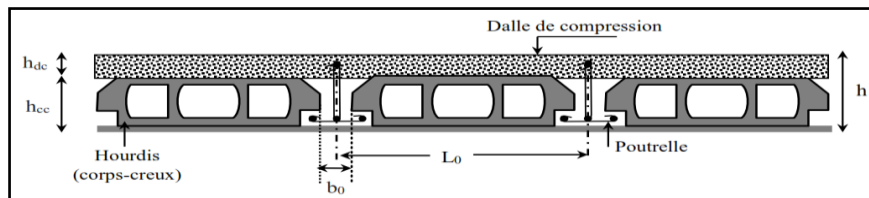


Fig.II.3 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux

### II.2.1.2. Plancher à dalle pleines

La dalle pleine est une plaque dont l'épaisseur est petite par rapport à ses autres dimensions, elle varie entre 12 cm et 18 cm, c'est une dalle continue sans nervures armée dans les deux sens et supportées par des poteaux formant un réseau à mailles carrées ou rectangulaire, son pré dimensionnement se fait en se basant sur les critères suivants, donnés par les règlements

#### a. Résistance au feu :

- $e \geq 7\text{ cm}$  pour une heure de coupe-feu.
- $e \geq 11\text{ cm}$  pour deux heures de coupe-feu.
- $e \geq 17.5\text{cm}$  pour quatre heures de coupe-feu.

#### b. Résistance à la flexion :

- $\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$  Pour une dalle sur quatre ou deux appuis perpendiculaires et  $\rho > 0.4$ .
- $e \geq \frac{L_x}{20}$  Pour une dalle sur un seul ou deux appuis parallèles.
- $\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$  Pour une dalle sur trois ou quatre appuis et  $\rho > 0.4$ .

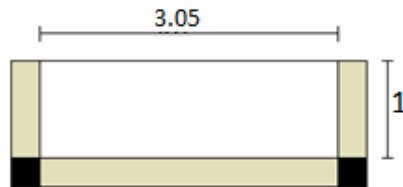
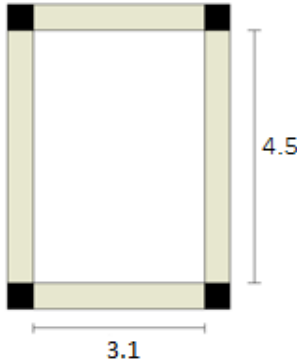
$L_x$  est la plus petite portée.

#### c. Isolation phonique

Selon les règles techniques « CBA93 », l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égal à 14 cm pour obtenir une bonne isolation phonique.

Dans notre projet les étages sont identiques en ce qui concerne les dalles pleines au niveau des balcons, alors on a récapitulé toutes les formes géométriques dans le tableau qui suit.

Tab.II.1 : Les différents types de dalles pleines

Niveau	Calculs	Forme géométriques
Du 2eme au 8eme (D1)	$\rho = \frac{1}{3,05} , 0,32 < 0,4$ Travail comme consol alors : $e \geq \frac{L_x}{20} , e \geq \frac{100}{20} = 5cm$	
Du 2eme au 8eme (D2)	$\rho = \frac{3.1}{4.5} , 0,68 > 0,4$ Travail dans les deux sens : $\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} ,$ $\frac{310}{45} \leq e \leq \frac{310}{40}$ $6,89 \leq e \leq 7,75$	

On voit bien que pour l'ensemble des dalles pleines, c'est les critères de coupe-feu et d'isolation phonique qui sont déterminant. Donc, on opte pour les dalles pleines (balcons) l'épaisseur e=14cm.

Par contre pour la dalle sur quatre appuis (dalle de l'ascenseur), on opte pour une épaisseur de 15 cm à cause du chargement important de l'ascenseur.

**II.2.2. Pré dimensionnement de l'acrotère**

L'acrotère est un élément secondaire généralement en béton armée, un relief constitué par un muret en bordure de la toiture, dans le prolongement minimum de 15 cm de ses murs de façade qui permet de coller une étanchéité à chaud cote extérieur et possède des passages pour l'évacuation des eaux de pluie. Sur une toiture-terrasse, accessible ou non, il peut également être plus haut et permet de dissimuler un équipement technique ou de fixé un garde-corps, il se comporte comme une console encastrée au dernier plancher, la section la plus dangereuse trouve au niveau de l'encastrement. L'acrotère a des dimensions standard.

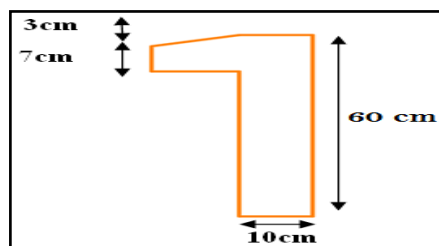


Fig.II.4 : Acrotère

### II.2.3. Pré dimensionnements des escaliers

Ce sont des éléments secondaires réalisés en béton armé coulés sur place constituée d'une suite régulière de marches, permettant d'accéder à un étage, de passer d'un niveau à un autre en montant et descendant.

#### II.2.3.1. Types d'escaliers

On distingue dans notre projet un type d'escaliers qui est :

Type1 : escaliers droits à deux volées (tous les niveaux) :



Fig.II.5 :Escalier tous les niveaux

#### II.2.3.2. Prédimensionnement

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 :  $60 \leq 2h + g \leq 65$ cm

a) **Type : escaliers droits à deux volées (tous les niveaux).**

#### Etude des deux volets

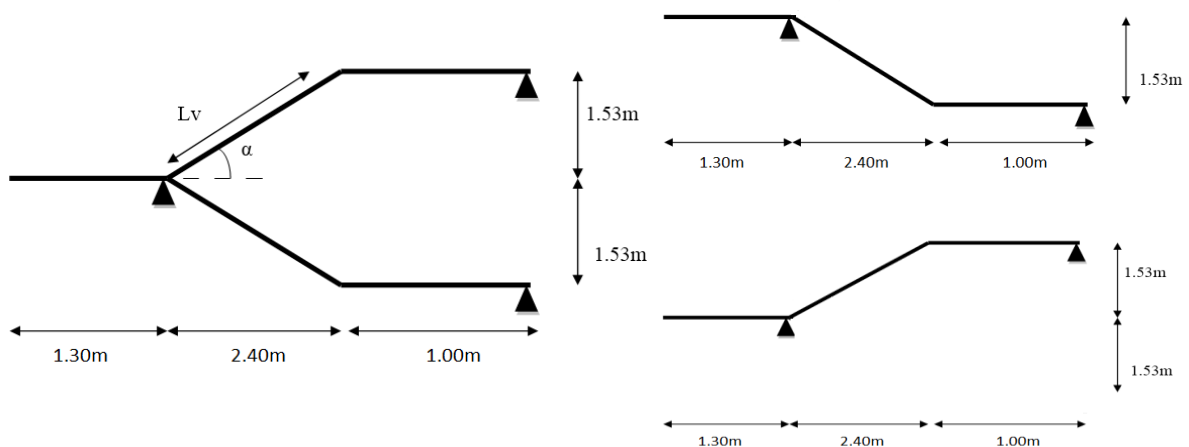


Fig.II.6 : Schéma statique escalier étage courant

Epaisseur des deux paillasse (e)

$$L = L_p + \sqrt{(L_o^2 + H_o^2)} = 125 + \sqrt{240^2 + 153^2}$$

$$L = 415,62\text{cm.} \quad \left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{30} \leq e < \frac{L}{20} \\ \frac{409,62}{30} \leq e < \frac{409,62}{20} \\ 13\text{cm} \leq e < 20\text{cm} \end{array} \right.$$

$e \geq 11\text{cm}$  pour deux heures de coupe-feu on prend

$e = 18\text{cm}$ .

Calcul du nombre de marche et de contre marche :

On

$$a: \left\{ \begin{array}{l} L_0 = 2,4 \text{ m} \\ H = 1,53 \text{ m} \\ 64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0 \\ 64n^2 - (64 + 2 \times 153 + 240)n + 2 \times 153 = 0 \\ 64n^2 - 610n + 306 = 0 \end{array} \right.$$

En résolvant la dernière équation on obtient : Le nombre de contre marche est :  $n=9$

Le nombre de marche est :  $(n - 1) = 8$

- Calcul de giron(g) et la hauteur d'un contre marche :

$$\left\{ \begin{array}{l} g = \frac{L_0}{n-1} = \frac{240}{8} = 30\text{cm} \\ h = \frac{H}{9} = \frac{153}{9} = 17\text{cm} \end{array} \right. ;$$

$\Rightarrow g = 30\text{cm}$  et  $h = 17\text{cm}$ .

- Pré dimensionnement des poutres palière :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \\ \frac{340}{15} \leq h \leq \frac{340}{10} \\ 22.66 \leq h \leq 34\text{cm} \end{array} \right. ;$$

Soit  $h = 25\text{cm}$

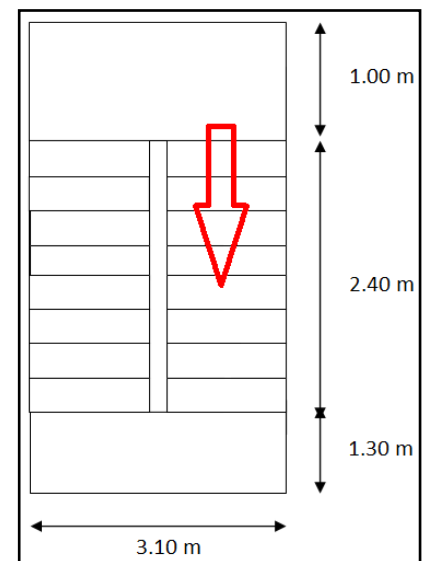


Fig.II.7 :Escalier étage courant

$$\begin{cases} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases}$$

RPA (ART.7.5.1)

Donc :  $h = 30\text{cm}$  et  $b = 25\text{cm}$  section rectangulaire  $(b \times h) = (25 \times 30)$

Tab.II.2 : Différents épaisseurs des paillasse d'escaliers

Type	Volée (cm)	Palier (cm)
RDC	18	18
Etage courant	18	18
Poutre palière	$(b \times h) = (25 \times 30)$	

Les dimensions des marches et contremarches sont les même dans tous les type d'escaliers.

Hauteur de la contremarche 17cm.

Largeur de la marche 30cm.

#### II.2.4. Ascenseur :

L'ascenseur est un dispositif mobil ou semi-mobil permettant le déplacement vertical des personnes et des chargements dans une cabine se déplaçant entre des guides verticaux vers les différents niveaux de la construction.

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.

- I : Longueur : 180cm.
- L : Largeur : 170cm.
- H : Hauteur : 220cm.
- $V = 1,6\text{m/s} \rightarrow$  Vitesse de levage.
- $P_m = 15\text{KN}$  : Charge due à la salle des machines.
- $D_m = 51\text{KN}$  : Charge due au poids propre de l'ascenseur.
- $F_c = 145\text{KN}$  : Charge due à la tension dans les câbles.
- $P_p =$  poids de 08 personnes = 630Kg = 6,3 KN.
- Course maximale = 50m.
- $G = D_m + P_m + P_p = 72,3\text{KN}$ .

## II.3. Pré dimensionnement des éléments principaux

### II.3.1. Les poutres

Ce sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé chargé de prendre les charges et surcharges se trouvant sur les planchers pour les retransmettre aux poteaux, dont la portée est prise entre nus d'appuis.

On distingue deux types : poutres principales et poutres secondaires.

### II.3.2. Les poutres principales

Les poutres principales sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, aussi sur lesquelles les poutrelles prennent appuis. Leurs pré dimensionnement se fait en respectant la condition de la flèche suivante :

$$\begin{cases} \frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \\ \frac{450}{15} \leq h \leq \frac{450}{10} \\ 30 \leq h \leq 45 \end{cases} ;$$

Avec :  $L_{max}$  = Portée maximale de la poutre principale entre nus d'appuis.

$$L_{max} = 480 - 30 = 450 \text{ cm.}$$

On prend :  $h = 35 \text{ cm.}$

Donc on adopte pour des poutres principales une section de :  $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$ .

- **Vérification :**

Selon les recommandations du RPA 99 (version 2003), on doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\begin{cases} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots \dots \text{verifié} \\ h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots \dots \text{verifié} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1,16 \leq 4 \dots \dots \text{verifié} \end{cases} ; \quad \text{RPA99 (version 2003)}$$

Art.7.5.1)

Soit :  $h = 35 \text{ cm}$  et  $b = 30 \text{ cm.}$

#### II.3.2.1. Les poutres secondaires

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, leur hauteur sont données par les mêmes lois et condition des poutres principales.

Avec :  $L_{max} = 340 - 30 = 310 \text{ cm.}$

Après calcul et vérification des conditions on adopte les dimensions suivantes :

- Poutre principale :  $b \times h = (30 \times 35)$ .
- Poutre secondaire :  $b \times h = (30 \times 35)$ .

- **Vérification :**

Selon les recommandations du RPA 99(version2003), on doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots \dots \text{verifié} \\ h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots \dots \text{verifié} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1,16 \leq 4 \dots \dots \text{verifié} \end{array} \right. \dots \dots \text{RPA99 (version2003 Art.7.5.1)}$$

### II.3.3. Les voiles

Les voiles sont des parois, obtenues par coulage d'un béton. Ce sont des éléments de contreventement vertical mince et continu en béton armé, L'épaisseur est donnée par les conditions du RPA2003 (art 7.7.1) Suivantes :

$$e \geq \text{Max} (h_e/20 ; 15 \text{ cm})$$

- Voile étage courant : 15cm.
- Voile RDC : 15cm.

❖ **Remarque :** Ces éléments sont considérés comme des voiles dans le cas où il satisfait la loi suivante  $L \geq 4 e$  (avec L la longueur du voile).

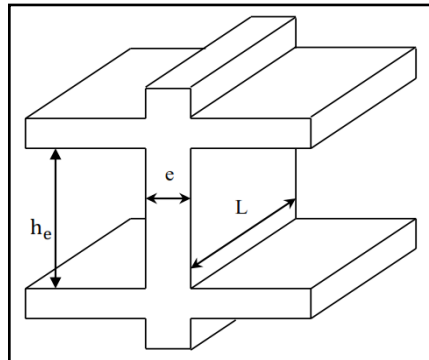


Fig.II.8 : Coupe transversale d'un voile

### II.3.4. Les poteaux

Ce sont des éléments porteurs en béton armé chargés de reprendre les charges et surcharges issues des différents niveaux pour les transmettre au sol par l'intermédiaire des fondations, et formée des portiques destinés à reprendre les actions horizontales dues aux séismes et aux vents.

Le pré dimensionnement des poteaux se fait selon les 3 critères suivants :

- 1-Critère de résistance ;
- 2-Critère de stabilité de forme (flambement) ;
- 3-Conditions de RPA ;

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectué la descente de charge, tout on vérifie les recommandations du RPA.

Sachant que :

$h_e$  : 3,06m. (Avec  $h_e$  Hauteur libre d'étage)

$h_{RDC}$  : 3,06m.

Tab.II.3 : Les sections des poteaux préalablement adoptées

Étage	RDC1 <sup>er</sup>	2 <sup>eme</sup> 3 <sup>eme</sup>	4 <sup>eme</sup> 5 <sup>eme</sup>	6 <sup>eme</sup> 7 <sup>eme</sup>	8 <sup>eme</sup>
Section(b×h) cm <sup>2</sup>	40×40	35×40	35×35	30×35	30×30

#### II.4. Evaluation de charges et surcharges

Les différents résultats sont représentés dans les tableaux ci-dessous :

Tab.II.4 : Plancher terrasse inaccessible

Désignation des éléments	Épaisseur (m)	Poids volumique (kN /m3)	Poids (kN/m2)
Gravillon de protection	0.04	20	0.8
Étanchéité multicouche	0.02	6	0.12
Isolation thermique	0.04	4	0.16
Plancher à corps creux	/	/	2.85
Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Forme de pente	0.065	22	1,43
Charge permanente totale	5.56kN/m <sup>2</sup>		
Charge d'exploitation	1kN/m <sup>2</sup>		

Tab.II.5 : Plancher étages courants

Désignation des éléments	Épaisseur (m)	Densité (kN /m3)	Poids (kN/m2)
Revêtement carrelage	0.02	20	0.40
Mortier de pose	0.02	20	0.40



Lit de sable	0.02	18	0.36
Plancher corps creux	/	/	2.85
Cloison de séparation	0.01	9	0.9
Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente totale	5.11 KN/m <sup>2</sup>		
Charge d'exploitation	Plancher à usage d'habitation		1.5 KN/m <sup>2</sup>
	Plancher à usage commercial		5 KN/m <sup>2</sup>

Tab.II.6 : Dalle pleine (balcon)

Désignation des éléments	Épaisseur (m)	Densité (kN /m3)	Poids (kN/m2)
Revêtement carrelage	0 .02	20	0.40
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.02	18	0.36
Dalle pleine	0.14	25	3.5
Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente totale	4.86 KN/m <sup>2</sup>		
Charge d'exploitation balcon	1.5KN/m <sup>2</sup>		

Tab.II.7 : Palier de repos

Désignation des éléments	Épaisseur (m)	Densité (kN /m3)	Poids (kN/m2)
Revêtement carrelage	0 .02	20	0.40
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.02	18	0.36
Dalle pleine 18	0.18	25	4.5
Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente totale 18	5.86 KN/m <sup>2</sup>		
Charge d'exploitation CEEtage courant	2.5 KN/m <sup>2</sup>		
Charge d'exploitation CE Etage commercial	5 KN/m <sup>2</sup>		

[e=0,18 m ; h=0,17 m ; g=0, 3m ; α= 32,52°]

Tab.II.8 Les escaliers (Volée)

Désignation des éléments		Épaisseur (m)	Densité (kN/m <sup>3</sup> )	Poids(kN/m <sup>2</sup> )
Revêtement horizontal		0.02	20	0.40
Revêtement vertical		0.02h/g=0,0113	20	0.23
Paillasse		0,18/cosα= 0,213	25	5.33
Lit de sable		0.02	18	0.36
Marches		0.17/2	10	0.85
Mortier de pose	Horizontal	0.02	20	0.4
	Vertical	0.02h/g=0,0113	20	0.23
Charge permanente		7.8kN/m <sup>2</sup>		
Charge d'exploitation (EC)		2.5kN/m <sup>2</sup>		
Charge d'exploitation (commerce)		5 kN/m <sup>2</sup>		

Tab.II.9 : Évaluation des charges de l'ascenseur

Poids propre de la dalle et revêtement	La surface(m <sup>2</sup> )	Poids de la machine (kN/m <sup>2</sup> )	Poids total (kN/ m <sup>2</sup> )
G <sub>1</sub> =25×0.15+22×0.04	S=L <sub>x</sub> ×L <sub>y</sub> =1.80×1.70	G <sub>2</sub> =F <sub>c</sub> /S=145/3.06	G=G <sub>1</sub> +G <sub>2</sub> =4.63+47.39
G <sub>1</sub> =4.63kN/m <sup>2</sup>	3.06	47.39	G=52.02

Tab.II.10 :Évaluation des charges et surcharge des murs extérieurs et intérieurs

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (kN /m <sup>3</sup> )	Poids (kN/m <sup>2</sup> )
Brique creuse	0.15	9	1.35
Lame d'air	0.05	-	-
Brique creuse	0.10	9	0.9
Enduit extérieur en ciment	0.015	18	0.27
Enduit de plâtre intérieur	0.015	10	0.15
Charge permanente totale	2.67kN/m <sup>2</sup>		
Enduit de plâtre intérieur	0.015	10	0.15
Brique creuse	0.10	9	0.9
Enduit de plâtre intérieur	0.015	10	0.15
Charge permanente totale	1.2kN/ m <sup>2</sup>		

Tab.II.11 : Acrotère

Désignation des éléments	Épaisseurs(c m)	Surface(m <sup>2</sup> )	Densité(KN/m <sup>3</sup> )	Poids(KN/ml)
Poids propre de l'acrotère	10	0.0685	25	1.7125
Enduit de cimentintérieur	2	0.012	20	0.24
Enduit de cimentextérieur	2	0.01	20	0.2
Charges permanentesTotale	G = 2.153 KN/ml			
Charge d'exploitation	Q = 1 KN/ml			

### II.5. Décente de charge

Afin d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage, une distribution des charges et surcharges pour chaque élément s'avèrent nécessaire. La descente des charges permet l'évaluation de la plupart des charges revenant à chaque élément de la structure, on aura à considérer : 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...)

La descente des charges va être effectuée pour les poteaux B-2 et E-2.

Préalablement on adopte des sections pour les poteaux donnés dans le tableau.II.3 qui vérifient les conditions de RPA99 (2003), après avoir effectué les descentes de charge pour le poteau le plus sollicité on vérifie les sections de différents étages à la compression et à la stabilité de forme (flambement).

#### a- La loi de dégression (DTR-BC2-2) :

Étant donné que nous avons plus de 5 niveaux, nous appliquant la loi de dégression des charges. La loi de dégression ne s'applique pas pour les planchers à usage commerciale et bureau, les charges vont être sommées avec leurs valeurs réelles (sans coefficients).

#### ❖ Enoncé de la loi de dégression :

Dans notre cas les surcharges d'exploitations ne sont égales pour tous les niveaux.

Niveau 0 :  $Q_0$

Niveau 1 :  $Q_0+Q_1$

Niveau 2 :  $Q_0+0,95\times\Sigma Q_i$

Niveau 3 :  $Q_0+0,90\times\Sigma Q_i$

Niveau 4 :  $Q_0+0,85\times\Sigma Q_i$

Niveau 5 :  $Q_0+0,80\times\Sigma Q_i$

Niveau 6 :  $Q_0+0,75\times\Sigma Q_i$

Niveau 7 :  $Q_0+0,71\times\Sigma Q_i$

Niveau 8 :  $Q_0+QRDC+0,687\times\Sigma Q_i$ .....(RDC)

**II.5.1. Descente des charges pour le poteau (B-2) :**

**a- Terrasse inaccessible et plancher de l'étage courant :**

- **Calcul des surfaces afférentes :**

- Surface pour les charges permanente :

Surface corps creux :  $S = (1,525+1,2) \times (1,675+2,25)$

$S = 10,70\text{m}^2$ .

- Surface pour les charges d'exploitations :

Surface corps creux :

$S = 10,70+0,3(1,525+ 1,2+1,675+2,25) =10,70+1,995$

$S =12,695\approx 12,70 \text{ m}^2$ .

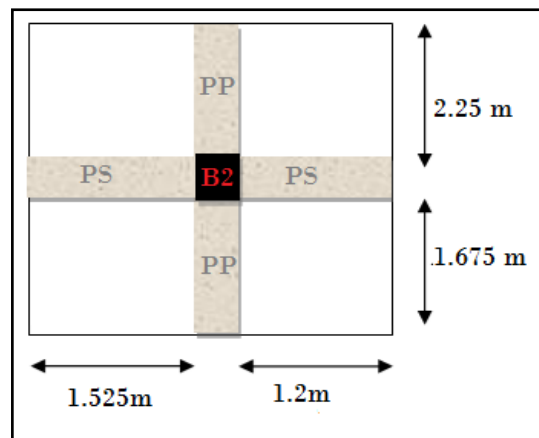


Fig.II.9 : Surface afférant du poteau (B-2)

Tab.II.12 : Calcul du poids des éléments

Éléments	Poids (KN/m2)	Surface (m2)	Poids (KN)
Plancher terrasse inaccessible	5.56	10,70	59.49
Plancher d'étage courant (16+4)	5.11	10,70	54.68

- **Calcul Poids propre :**

$$G_{pp} = b \times h \times l \times \rho = 0,3 \times 0,35 \times (2,25 + 1,675) \times 25;$$

$$G_{pp} = 10,3\text{KN.}$$

$$G_{ps} = b \times h \times l \times \rho = 0,3 \times 0,35 \times (1,525 + 1,2) \times 25;$$

$$G_{ps} = 7,15\text{KN.}$$

$$G_{pot} = b \times h \times H \times \rho.$$

$$G_{mur} = G \times l \times H = 1,2 \times (1,675 + 2,25 + 1,525) \times 3,06;$$

$$G_{mur} = 20\text{KN.}$$

Les résultats dans le tableau ci-dessous

Tab.II.13 : Poids propre des poteaux

Poteau	Section(m <sup>2</sup> )	Hauteur(m)	G <sub>pot</sub> (KN)
RDC-1 <sup>er</sup>	0.40 × 0.40	3,06	12,24
2 <sup>eme</sup> -3 <sup>eme</sup>	0.35 × 0.40	3,06	10,71
4 <sup>eme</sup> -5 <sup>eme</sup>	0.35 × 0.35	3,06	9,37
6 <sup>eme</sup> -7 <sup>eme</sup>	0.30 × 0.35	3,06	8,03
8 <sup>eme</sup>	0.30 × 0.30	3,06	6,885

Tab.II.14 : Poids propre des éléments (Descente de charges)

Niveau	Éléments	G (KN)	Q (KN)
N0	Plancher terrasse inaccessible	59.49	12,70 × 1 = 12,70

	Poteau (30× 30)	6,885	
	PP et PS	17,45	
	Mur double cloison	20	
	<b>Σ</b>	<b>101,335</b>	<b>12,70</b>
<b>N1</b>	N0	101,335	
	Plancher étage courant	54,68	
	Poteau (30× 35)	8,03	$12,70+12,70\times 1,5= 13,75$
	PP et PS	17,45	
	Mur double cloison	20	
	<b>Σ</b>	<b>199,005</b>	<b>13,75</b>
<b>N2</b>	N1	$\frac{199,00}{5}$	
	Plancher étage courant	54,68	
	Poteau (30× 35)	8,03	$12,70+0,95\times 2\times 12,70\times 1,5$
	PP et PS	17,45	$=48,895$
	Mur double cloison	20	
	<b>Σ</b>	<b><math>\frac{296,67}{5}</math></b>	<b>48,895</b>
<b>N3</b>	N2	$\frac{296,67}{5}$	
	Plancher étage courant	54,68	
	Poteau (35× 35)	9,37	$12,70+0,9\times 3\times 12,70\times 1,5$
	PP et PS	17,45	$=64,135$
	Mur double cloison	20	
	<b>Σ</b>	<b><math>\frac{395,68}{5}</math></b>	<b>64,135</b>
<b>N4</b>	N3	395,68	$12,70+0,85\times 4\times 12,70$

		5	$\times 1,5$
	Plancher étage courant	54,68	=77,47
	Poteau (35× 35)	9,37	
	PP et PS	17,45	
	Mur double cloison	20	
	<b><math>\Sigma</math></b>	<b>494,695</b>	<b>77,47</b>
<b>N5</b>	N4	494,695	
	Plancher étage courant	54,68	$12,70+0,8\times 5\times 12,70$
	Poteau (35× 40)	10,71	$\times 1,5$
	PP et PS	17,45	=88,9
	Mur double cloison	20	
	<b><math>\Sigma</math></b>	<b>595,045</b>	<b>88,9</b>
<b>N6</b>	N5	595,045	
	Plancher étage courant	54,68	$12,70+0,75\times 6\times 12,70$
	Poteau (35× 40)	10,71	$\times 1,5$
	PP et PS	17,45	=98,425
	Mur double cloison	20	
	<b><math>\Sigma</math></b>	<b>695,395</b>	<b>98,425</b>
<b>N7</b>	N6	695,395	
	Plancher étage courant	54,68	$12,70+0,71\times 7\times 12,70$
	Poteau (40× 40)	12,24	$\times 1,5$
	PP et PS	17,45	=107,378
	Mur double cloison	20	
	<b><math>\Sigma</math></b>	<b>797,275</b>	<b>107,378</b>
<b>N8</b>	N7	797,275	$12,70+12,70\times 5+0,68$

	Plancher étage courant	54,68	7 × (7 × (12,70 × 1,5)) = 167,811
	Poteau (40 × 40)	12,24	
	PP et PS	17,45	
	Mur double cloison	20	
	<b>Total</b>	<b>899,155</b>	
Nu = 1.35G <sub>t</sub> + 1.5 Q <sub>t</sub>	<b>Nu = 1465,5757 KN</b>		
Ns = G <sub>t</sub> + Q <sub>t</sub>	<b>Ns = 1066,966 KN</b>		

**II.5.2. Descente des charges pour le poteau (E-2)**

**b- Terrasse inaccessible et plancher de l'étage courant**

(Poteau central à gauche de l'escalier)

- **Calcul des surfaces afférentes**

- Surface pour les charges permanente :

Surface corps creux :

$$S_{cc} = 1,25 \times (1,675 + 2,25)$$

$$S_{cc} = 4,91 \text{ m}^2.$$

Surfaces dalles pleine :

$$S^{DP} = 2,25 \times 1,55 = 3,4875 \approx 3,49 \text{ m}^2.$$

$$S_{palier} = 1 \times 1,55 = 1,55 \text{ m}^2.$$

$$S_{volee} = 0,675 \times 1,55 = 1,05 \text{ m}^2.$$

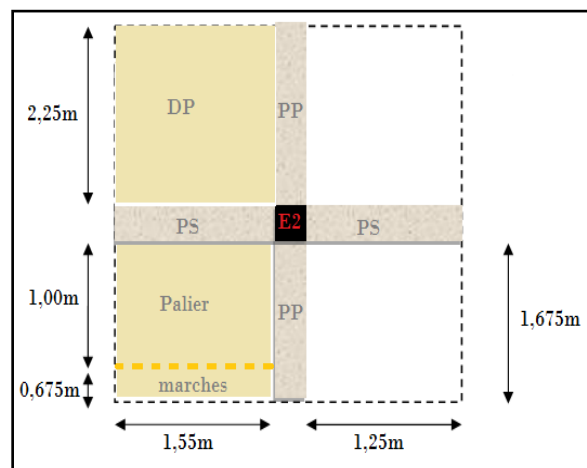


Fig.II.10 : Surface afférant du poteau

- Surface pour les charges d'exploitations :

Surface corps creux :

$$S = 4,91 + 0,3(1,55 + 1,25 + 1,675 + 2,25) = 4,91 + 2,02$$

$$S = 6,93 \text{ m}^2.$$

Tab.II.15 : Calcul du poids des éléments

Éléments	Poids (KN/m2)	Surface (m2)	Poids (KN)
Plancher terrasse	5,56	4,91	29,30



inaccessible			
Plancher d'étage courant (16+4)	5,11	4,91	25,09
Palier de repos	5,86	1,55	9,08
Volée	7,8	1,05	8,19

• **Calcul Poids propre :**

$$G^{Dp} = b \times h \times e \times \rho = 2,25 \times 1,55 \times 0,15 \times 25 = 13,08 \text{ KN.}$$

$$G_{pp} = b \times h \times l \times \rho = 0,3 \times 0,35 \times (2,25 + 1,675) \times 25$$

$$G_{pp} = 10,30 \text{ KN.}$$

$$G_{ps} = b \times h \times l \times \rho = 0,3 \times 0,35 \times (1,55 + 1,25) \times 25$$

$$G_{ps} = 7,35 \text{ KN.}$$

$$G_{pot} = b \times h \times H \times \rho.$$

$$G_{mur} = G \times l \times H = 2,67 \times (1,675 + 2,25) \times 3,06$$

$$G_{mur} = 32,07 \text{ KN.}$$

Les résultats dans le tableau ci-dessous

Tab.II.16 : Poids propre des poteaux

Poteau	Section(m <sup>2</sup> )	Hauteur(m)	G <sub>pot</sub> (KN)
RDC-1 <sup>er</sup>	0.40 × 0.40	3,06	12,24
2 <sup>eme</sup> -3 <sup>eme</sup>	0.35 × 0.40	3,06	10,71
4 <sup>eme</sup> -5 <sup>eme</sup>	0.35 × 0.35	3,06	9,37
6 <sup>eme</sup> -7 <sup>eme</sup>	0.30 × 0.35	3,06	8,03
8 <sup>eme</sup>	0.30 × 0.30	3,06	6,885

Tab.II.17 : Poids propre des éléments (Descente de charges)

Niveau	Éléments	G (KN)	Q (KN)
N0	Plancher terrasse inaccessible	29,30	(6,93+ 3,49) × 1 + (1,55+1,05) × 2,5 = 16,92
	Dalle pleine	13,08	

	Poteau (30× 30)	6,885	
	PP et PS	17,65	
	Escalier	17,27	
	Mur double cloison	32,07	
	<b>Σ</b>	<b>113,735</b>	<b>16,92</b>
<b>N1</b>	N0	113,735	$16,92+10,42\times 1,5+2,6\times 2,5=16,92+22,13= 39,05$
	Plancher étage courant	25,09	
	Dalle pleine	13,08	
	Poteau (30× 35)	8,03	
	PP et PS	17,65	
	Escalier	17,27	
	Mur double cloison	32,07	
	<b>Σ</b>	<b>224,405</b>	<b>39,05</b>
<b>N2</b>	N1	224,405	$16,92+0,95\times 2\times 22,13=58,967$
	Plancher étage courant	25,09	
	Dalle pleine	13,08	
	Poteau (30× 35)	8,03	
	PP et PS	17,65	
	Escalier	17,27	
	Mur double cloison	32,07	
	<b>Σ</b>	<b>335,075</b>	<b>58,967</b>
<b>N3</b>	N2	335,075	$16,92+0,9\times 3\times 22,13=76,671$
	Plancher étage courant	25,09	

	Dalle pleine	13,08	
	Poteau (35× 35)	9,37	
	PP et PS	17,65	
	Escalier	17,27	
	Mur double cloison	32,07	
	<b>Σ</b>	<b>447,085</b>	
<b>N4</b>	N3	447,085	$16,92+0,85\times 4\times 22,13$
	Plancher étage courant	25,09	=92,162
	Dalle pleine	13,08	
	Poteau (35× 35)	9,37	
	PP et PS	17,65	
	Escalier	17,27	
	Mur double cloison	32,07	
	<b>Σ</b>	<b>559,095</b>	<b>92,162</b>
<b>N5</b>	N4	559,095	$16,92+0,8\times 5\times 22,13=105,44$
	Plancher étage courant	25,09	
	Dalle pleine	13,08	
	Poteau (35× 40)	10,71	
	PP et PS	17,65	
	Escalier	17,27	
	Mur double cloison	32,07	
	<b>Σ</b>	<b>672,445</b>	<b>105,44</b>
<b>N6</b>	N5	672,445	$16,92+0,75\times 6\times 22,13$
	Plancher étage	25,09	=116,505

	courant		
	Dalle pleine	13,08	
	Poteau (35× 40)	10,71	
	PP et PS	17,65	
	Escalier	17,27	
	Mur double cloison	32,07	
	<b>Σ</b>	<b>785,795</b>	<b>116,505</b>
<b>N7</b>	N6	785,795	$16,92+0,71\times 7\times 22,13$
	Plancher étage courant	25,09	=126,906
	Dalle pleine	13,08	
	Poteau (40× 40)	12,24	
	PP et PS	17,65	
	Escalier	17,27	
	Mur double cloison	32,07	
<b>Σ</b>	<b>900,675</b>	<b>126,906</b>	
<b>N8</b>	N7	900,675	$16,92+(10,42\times 5+2,6\times 2,5) + 0,687\times (7\times 22,13) =181,943$
	Plancher étage courant	25,09	
	Dalle pleine	13,08	
	Poteau (40× 40)	12,24	
	PP et PS	17,65	
	Escalier	17,27	
	Mur double cloison	32,07	
<b>Total</b>	<b>1015,55</b> <b>5</b>	<b>181,943</b>	

$N_u = 1.35G_t + 1.5 Q_t$	<b><math>N_u = 1643,9137\text{KN}</math></b>
$N_s = G_t + Q_t$	<b><math>N_s = 1197,4982\text{ KN}</math></b>

Le poteau le plus sollicité est E-2 avec un effort normal égal à :

$$N_u = 1.35 G + 1.5Q = 1.35 \times 1015,555 + 1.5 \times 181,943 = 1643,9137\text{KN.}$$

Selon le CBA (Art B.11) le poteau E-2 est un voisin de rive, il appartient à un portique à 2 travées, on doit majorer l'effort normal de compression ultime  $N_u$  de 15%

Après majoration on trouve  $N_u = 1,15 \times 1643,9137 = 1890,5\text{KN.}$

## II.6. Vérification

### II.6.1. Vérification des poteaux à la compression simple

On doit vérifier la condition suivante :  $\frac{N_u}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc}$  ; avec B : section du poteau

$$\sigma_{bc} = \frac{N_u}{B} ; \quad \bar{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b \times \theta} = \frac{0.85 \times 25}{1.5 \times 1} = 14.2 \text{ MPa}$$

La limite admissible c'est 14.2 Mpa.

Tab.II.18 :Vérification des poteaux à la compression simple

Étage	Nu (KN)	Section	Condition $\sigma_{bc} \geq \sigma_{calculé}$		Remarque
			$\sigma_{bc}$	$\sigma_{calculer}$	
RDC et 1 <sup>er</sup>	1643,91	0.4 × 0.4	14,2	10,27	Vérifier
2 <sup>eme</sup> et 3 <sup>eme</sup>	1235,58	0.35 × 0.4	14,2	8,82	
4 <sup>eme</sup> et 5 <sup>eme</sup>	893,02	0.35 × 0.35	14,2	7,28	
6 <sup>eme</sup> et 7 <sup>eme</sup>	540,80	0.3 × 0.35	14,2	5,15	
8 <sup>eme</sup>	178,92	0.3 × 0.3	14,2	1,98	

II.6.2. Vérification du critère de stabilité de forme :

D'après le CBA93 (Art B.8.8.1) on doit faire la vérification suivante :

$$Nu \leq Nu_{bar} = \alpha \times \left[ \frac{Br \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :  $Br = (a - 2) \times (b - 2) \text{ cm}^2$  : section réduite du poteau.

$A_s = (0,8 \% B_r \text{ à } 1,2 \% B_r)$  : section d'armature comprimée.

On prend :  $A_s = 1\% B_r$

$\gamma_b$  : Coefficient de la sécurité du béton = 1,5

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité de l'acier = 1,15

$\alpha$  : Coefficient tenant compte de l'élançement.

$$Br_{cal} \geq \frac{Nu^*}{\alpha \left( \frac{f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{F_e}{100 \times \gamma_s} \right)}$$

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad ; \quad \text{Pour } \lambda < 50$$

$$\alpha = 0,6 \left( \frac{\lambda}{50} \right)^2 \quad ; \quad \text{Pour } 50 < \lambda < 70$$

On calcul l'élançement :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad ; \quad l_f = 0,7 \times l_0$$

Avec :  $l_f$  : Longueur du flambement.

$l_0$  : Longueur du poteau.

$$i : \text{Rayon de giration, } i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad \text{et} \quad I = \frac{b \times h^3}{12} ;$$

- **Vérification du poteau de RDC :**

$$l_f = 0,7 \times l_0 = 0,7 \times (3,06 - 0,3) = 1,932 \text{ m.}$$

$$B = 0,4 \times 0,4 = 0,16 \text{ m}^2.$$

$$I = (0,4 \times 0,4^3) / 12 = 2,1333 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4.$$

$$i = \sqrt{\frac{2,1333 \cdot 10^{-3}}{0,16}} = 0,115 \text{ m.}$$

$$\lambda = \frac{1,992}{0,115} = 16,73 < 50 \quad \Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1+0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1+0,2\left(\frac{16,73}{35}\right)^2} \Rightarrow \alpha = 0,813.$$

$$Br = (40 - 2) \times (40 - 2) \cdot 10^{-4} = 0,1444 \text{ m}^2.$$

$$Br_{cal} \geq \frac{1643,91 \cdot 10^{-3}}{0,813 \times \left(\frac{25}{0,9 \cdot 1,5} + \frac{400}{100 \cdot 1,15}\right)} \Rightarrow Br_{cal} \geq 0,09 \text{ m}^2.$$

$Br = 0,1444 \text{ m}^2 > 0,09 \text{ m}^2$  donc le poteau ne risque pas de flamber.

Les résultats de vérification au flambement sont résumés dans le tableau suivant :

Tab.II.19 : Vérifications au flambement

Étage	Nu (KN)	Section	Br ≥ Br <sub>cal</sub>		Remarque
			Br	Br <sub>cal</sub>	
RDC et 1 <sup>er</sup>	1616,4	0.4 × 0.4	0.1444	0.09	Vérifier
2 <sup>eme</sup> et 3 <sup>eme</sup>	1234,58	0.35 × 0.4	0.1254	0.06	
4 <sup>eme</sup> et 5 <sup>eme</sup>	893,02	0.35 × 0.35	0.1089	0.05	
6 <sup>eme</sup> et 7 <sup>eme</sup>	540,80	0.3 × 0.35	0.0924	0.016	
8 <sup>eme</sup>	178,92	0.3 × 0.3	0.0784	0.0103	

Le tableau ci-dessus résume la vérification au flambement des poteaux de tous les étages, on remarque que les résultats sont vérifiés pour tous les étages, donc il n’y a pas de risque de flambement pour les poteaux.

**II.6.2. Vérification des conditions du RPA 99 / 2003**

Notre projet est implanté dans la zone IIa, donc la section des poteaux doivent répondre aux exigences suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots \text{verifié} \\ h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots \text{verifié} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1,16 \leq 4 \dots\dots \text{verifié} \end{array} \right. ;$$

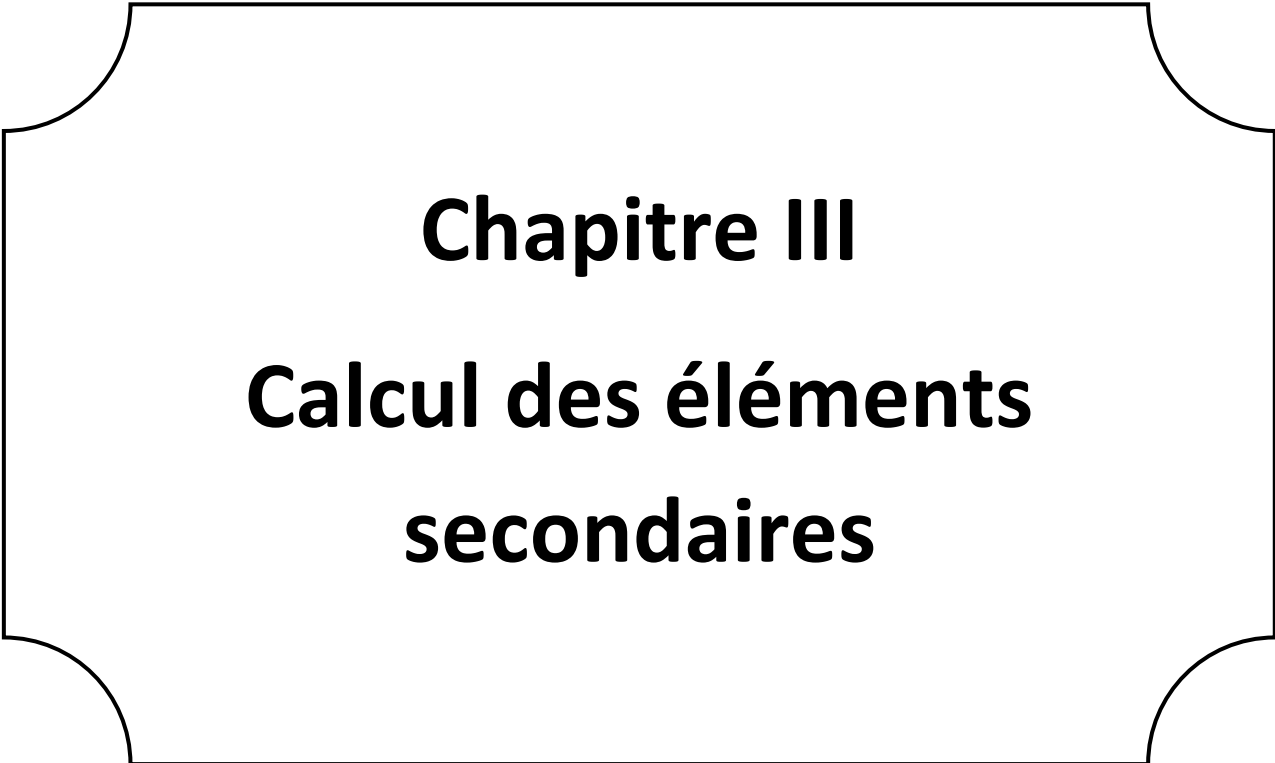
## II.7. Conclusion

Après que nous avons fini le pré dimensionnement des éléments et que nous avons fait toutes les vérifications nécessaires, nous avons adopté les sections suivantes (Tab.II.20) :

Tab.II.20 : Section adoptée pour les poutres et les poteaux voiles

Éléments	Largeur b (cm)	Hauteur h (cm)
Poutres principales	30	35
Poutres secondaires	30	35
Poteaux RDC et 1 <sup>er</sup>	40	40
Poteaux 2 <sup>eme</sup> et 3 <sup>eme</sup>	35	40
Poteaux 4 <sup>eme</sup> et 5 <sup>eme</sup>	35	35
Poteaux 6 <sup>eme</sup> et 7 <sup>eme</sup>	30	35
Poteaux 8 <sup>eme</sup>	30	30
Voile RDC et EC	15	





**Chapitre III**  
**Calcul des éléments**  
**secondaires**

## Chapitre III: Calcul des éléments secondaires

### III.1. Introduction

Dans ce chapitre on va étudier les éléments secondaires qui ne font pas partie du système de contreventement. Les calculs vont concerner les éléments suivants :

- ✓ Les planchers (corps creux, dalle pleine) ;
- ✓ La dalle d'ascenseur ;
- ✓ L'acrotère ;
- ✓ Les escaliers ;
- ✓ Poutre palière.
- ✓ Poutre de chaînage

### III.2. Calculs des planchers

#### III.2.1. Planchers à corps creux

On calcule ces deux éléments

- Poutrelle ;
- Dalle de compression.

##### III.2.1.1. Etudes des poutrelles

#### 1. Méthode de calcul des sollicitations

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

Tab.III.1 : Différents types de poutrelles

Type	Schémas statiques
Type01	
Type02	

#### III.2.1.2. Charges et surcharges revenant aux poutrelles

-à l'ELU :  $p_u = b \times (1.35 G + 1.5 Q)$  ;

-à l'ELS :  $p_s = b \times (G + Q)$  ;

Tab.III.2 : Chargement des poutrelles

Type de plancher	G(KN/m <sup>2</sup> )	Q(KN/m <sup>2</sup> )	L <sub>0</sub> (m)	P <sub>u</sub> (KN/ml)	P <sub>s</sub> (KN/ml)
Terrasse inaccessible	5.56	1	0.55	4.95	3.61
Étages courants	5.11	1.5	0.55	5.03	3.64

b : largeur d'entre-axes des poutrelles.

P<sub>u</sub> : charge reprise par une poutrelle à l'ELU.

P<sub>s</sub> : charge reprise par une poutrelle à l'ELS.

### III.2.1.3. Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaires

#### Conditions d'application

Plancher a surcharge modérée :  $Q \leq \min(2G ; 5) \text{ KN/m}^2$

- Plancher Terrasse inaccessible :  
 $Q = 1 \text{ KN/m}^2 \leq \min(2 \times 5.56 ; 5) \text{ KN/m}^2$  ..... vérifiée.
- Plancher étage courant :  
 $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq \min(2 \times 5.11 ; 5) \text{ KN/m}^2$  ..... vérifiée.
  - 1- Le moment d'inertie est constant sur toutes les travées.
  - 2- Le rapport  $0.8 \leq I_i / I_{i+1} \leq 1.25$  ..... est vérifié pour les types.
  - 3- Fissuration peu nuisible

Toutes les conditions sont satisfaites pour les types 4 et 8

#### III.2.1.4. Exemple illustratif

**Type 01** : Étage courant pour le calcul on donne un exemple pour illustrer la méthode forfaitaire et l'autre type sera résumé dans le tableau.

#### Type 01 (trois travée).

##### a/ Calculs des moments isostatique.

$$M_{AB} = p_u \times l^2 / 8 = 5.03 \times 3.35^2 / 8 = 7.05 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{BC} = p_u \times l^2 / 8 = 5.03 \times 2.70^2 / 8 = 4.58 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{CD} = p_u \times l^2 / 8 = 5.03 \times 2.80^2 / 8 = 4.93 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

##### b/ Les moments aux appuis.

$$M_A = M_D = -0.15 M_0 = -1.0575 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_B \geq \max(0.5 M_{AB} ; 0.5 M_{BC}) = 3.53 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_C \geq \max(0.5 M_{BC} ; 0.5 M_{CD}) = 2.46 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

##### c/ Les moments en travées

- $\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{1.5}{1.5+5.11} = 0,227$
- Pour appuis de rive  $\frac{1.2+0,3\alpha}{2} = 0,668$
- Pour appuis intermédiaire  $\frac{1+0,3\alpha}{2} = 0,534$

$$1 + 0,3\alpha = 1,045$$

$$\text{Donc } 1.068M_0 \geq 1.05M_0$$

**d/ Les valeurs des moment à retenir :**

$$\begin{cases} M_{t_{AB}} \geq 1.068 M_0 - \frac{M_B}{2} = 1.068 \times 7.05 - \frac{3.53}{2} = 5.75 \text{ KN.m} \\ M_{t_{AB}} \geq \left( \frac{1.2 + 0,3\alpha}{2} \right) M_0 = 0.668 \times 7.05 = 4.71 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{t_{AB}} = 5.76 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} M_{t_{BC}} \geq 1.068 M_1 - \frac{M_B - M_C}{2} = 1.068 \times 4.57 - \left( \frac{2.46 + 3.53}{2} \right) = 1.89 \text{ KN.m} \\ M_{t_{BC}} \geq \left( \frac{1 + 0,3\alpha}{2} \right) M_1 = 0.534 \times 4.58 = 2.45 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{t_{BC}} = 2.45 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} M_{t_{CD}} \geq 1.068 M_2 - \frac{M_C}{2} = 1.068 \times 4.93 - \frac{2.46}{2} = 4.035 \text{ KN.m} \\ M_{t_{CD}} \geq \left( \frac{1.2 + 0,3\alpha}{2} \right) M_2 = 0.668 \times 4.93 = 3.29 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{t_{CD}} = 4.035 \text{ KN.m}$$

**e/ Calcul des efforts tranchants :**

**Travée (AB) :**

$$V(x) = \pm q \frac{L}{2} + \Delta T$$

$$\Delta T = \frac{-M_B - M_A}{L_1} = \frac{-3.53}{3.35} = -1.05$$

$$V_A = 5.03 \times \frac{3.35}{2} - 1.05 = 7.375 \text{ KN}$$

$$V_B = -5.03 \times \frac{3.35}{2} - 1.05 = -9.47 \text{ KN}$$

**Travée (BC) :**

$$\Delta T = \frac{-M_B - M_C}{2.70} = \frac{-3.53 - 2.46}{2.70} = -2.22$$

$$V_B = 5.03 \times \frac{2.70}{2} - 2.22 = 4.57 \text{ KN}$$

$$V_C = -5.95 \times \frac{2.70}{2} - 2.22 = -9.01 \text{ KN}$$

**Travée (CD) :**

$$\Delta T = \frac{-2.46}{2.80} = -0.878$$

$$V_C = 5.03 \times \frac{2.8}{2} - 0.878 = 6.164 \text{ KN}$$

$$V_D = -5.03 \times \frac{2.8}{2} - 0.878 = -7.92 \text{ KN}$$

**Remarque :**

Sur les appuis de rive, les moments sont nuls, cependant il faut toujours disposer des aciers de fissuration équilibrant à un moment égal à  $0.15M_0$

Ø Plancher étage courant :  $G=5.11\text{KN/ml}$  ;  $Q=1.5\text{KN/ml}$

Tab.III.3 :Sollicitations des poutrelles du plancher étage courant

Types de Poutrelles	ELU				ELS	
	$M_{\text{appuis}}$ KN. M	$M_{\text{travées}}$ KN. M	V (KN)		$M_{\text{appuis}}$ KN. M	$M_{\text{travées}}$ KN. M
Type 01	$M_A = M_D = -1.0575$	$M_{t_{AB}} = 5.76$	Travée (AB)	$V_A = 7.37$ $V_B = -9.47$	$M_A = M_D = -0.766$	$M_{AB} = 4.18$
	$M_B = -3.53$	$M_{t_{BC}} = 2.45$	Travée (BC)	$V_B = 4.57$ $V_C = -9.01$	$M_B = -2.55$	$M_{BC} = 2.22$
	$M_C = -2.46$	$M_{t_{CD}} = 4.03$ 5	Travée (CD)	$V_C = 6.16$ $V_D = -7.92$	$M_C = -1.78$	$M_{CD} = 2.91$
	$M_a^{\text{max}} = -3.53$	$M_t^{\text{max}} = 5.76$	$V^{\text{max}} = -9.47$		$M_a^{\text{max}} = -2.55$	$M_t^{\text{max}} = 4.18$
Type 02	$M_A = M_C =$	$M_{AB} = 3.41$	Travée	$V_A = 5.69$ $V_B = -$	$M_A = M_D =$	$M_{AB} = 2.475$

	-0.739		(AB)	7.89	-0.535	
	$M_B = -2.96$	$M_{BC} = 10.24$	Travée (BC)	$V_B = 5.99$ $V_C = -8.10$	$M_B = 2.14$	$M_{BC} = 2.74$

Plancher terrasse accessible :  $G = 5.11$  KN/ml ;  $Q = 5$  KN/ml.

Tab.III.4 : Sollicitations des poutrelles du plancher RDC

Types de Poutrelles	ELU			ELS		
	$M_{appuis}$ KN. M	$M_{travées}$ KN. M	V(KN)	$M_{appuis}$ KN. M	$M_{travées}$ KN. M	
Type 01	$M_A = M_D = -1.665$	$M_{t_{AB}} = 9.99$	Travée (AB)	$V_A = 11.59$ $V_B = -14.9$	$M_A = M_D = -1.17$	$M_{AB} = 7.02$
	$M_B = -5.55$	$M_{t_{BC}} = 4.191$	Travée (BC)	$V_B = 7.19$ $V_C = -14.17$	$M_B = -3.90$	$M_{BC} = 2.90$
	$M_C = -3.875$	$M_{t_{CD}} = 6.98$	Travée (CD)	$V_C = 9.69$ $V_D = -12.454$	$M_C = -2.72$	$M_{CD} = 4.90$
	$M_a^{max} = -5.55$	$M_t^{max} = 9.99$	$V^{max} = -14.9$		$M_a^{max} = -3.90$	$M_t^{max} = 7.02$
Type 02	$M_A = M_C = -1.162$	$M_{AB} = 5.97$	Travée (AB)	$V_A = 8.96$ $V_B = -12.40$	$M_A = M_D = -0.817$	$M_{AB} = 4.20$
	$M_B = -4.65$	$M_{BC} = 6.587$	Travée (BC)	$V_B = 9.41$ $V_C = -12.73$	$M_B = -3.27$	$M_{BC} = 4.65$
	$M_a^{max} = -4.65$	$M_t^{max} = 6.587$	$V^{max} = -8.10$		$M_t^{max} = -3.27$	$M_a^{max} = 4.63$

- Plancher RDC (commercial) :  $G = 5.11$ KN/ml  $Q = 5$ KN/ml

Tab.III.5 : Sollicitations des poutrelles du plancher étage inaccessible.

Types de poutrelles	ELU			ELS	
	$M_{appuis}$ KN. M	$M_{travées}$ KN. M	V(KN)	$M_{appuis}$ KN. M	$M_{travées}$ KN. M

Type 01	$M_A=M_D$ = -1.041	$M_{AB}=5.55$	Travée (AB)	$V_A=7.26$ $V_B=-9.32$	$M_A=M_E$ = -0.769	$M_{AB}=4.05$
	$M_B=-$ 3.47	$M_{BC}=2.41$	Travée (BC)	$V_B=4.50$ $V_C=-8.86$	$M_B=-2.53$	$M_{BC}=1.75$
	$M_C=-$ 2.43	$M_{CD}=3.88$	Travée (CD)	$V_C=6.06$ $V_D=-7.80$	$M_C=-1.77$	$M_{CD}=2.83$
	$M_a^{max} =$ -3.47	$M_t^{max} =$ 5.55	$V^{max} =$ -9.32		$M_a^{max} =$ -2.53	$M_t^{max} =$ 4.05
Type 02	$M_A=M_C$ = -0.727	$M_{AB}=3.28$	Travée (AB)	$V_A=5.61$ $V_B=-7.76$	$M_A=M_C$ = -0.530	$M_{AB}=2.39$
	$M_B=-$ 2.91	$M_{BC}=3.63$ 7	Travée (BC)	$V_B=5.89$ $V_C=-7.97$	$M_B=-2.12$	$M_{BC}=1.60$
	$M_a^{max} =$ -2.91	$M_t^{max} =$ 3.637	$V^{max} =$ -7.97		$M_a^{max} =$ -2.12	$M_t^{max} =$ 2.39

Tab.III.6 : Les Sollicitations maximale aux états limites

Étage	Type de Poutrelle	ELU				ELS		
		$M^{appuis}_{max}$ (KN.m)		$M^{travees}_{max}$	$V_{max}$	$M^{appuis}_{max}$ (KN.m)		$M^{trav}_{max}$
		Rive	Intern e			Rive	Intern e	
Étage courant	1	-1.057	-3.53	5.79	-9.47	-0.766	-2.55	4.18
	2	-0.739	-2.96	3.78	-8.10	-0.535	-2.14	2.74
Terrasse Inaccessi ble	1	-1.041	-3.47	5.55	-9.32	-0.769	-2.53	2.83
	2	-0.727	-2.91	3.637	-7.97	-0.53	-2.12	2.39

<b>R.D.C</b>	1	-1.667	-5.55	9.99	-14.9	-1.17	-3.90	7.02
	2	-1.662	-4.65	6.587	-12.73	0.817	-3.27	4.63

**III.2.1.5. Ferrailage des poutrelles**

**III.2.1.6. Poutrelles du plancher d'étage courant**

**a. Les sollicitations maximales :**

$M_{t\ max} = 5.79\ \text{KN.m}$  ;  $M_{a\ interne} = 3.53\ \text{KN.m}$  ;

$M_{a\ rive} = 1.059\ \text{KN.m}$  ;  $V_{MAX} = 9.47\ \text{KN}$

Les Caractéristiques géométriques de la poutrelle sont :

$b_0 = 10\ \text{cm}$  ;  $L_x = 55\ \text{cm}$  ;  $h_{dc} = 4\ \text{cm}$

$b = 50\ \text{cm}$  ;  $L_y = 240\ \text{cm}$  ;  $d = 18\ \text{cm}$

**III.2.1.7. Ferrailage longitudinal**

**Calcul à l'ELU :**

**a) En travée :**

$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \times (d - h_0/2)$  ;

$M_{tu} = 0.55 \times 0.04 \times 14.2 \times 10^3 \times (0.18 - 0.04/2) \Rightarrow M_{tu} = 49.98\ \text{KN.m}$  ;

$M_{tu} = 49.98 > M_u = 12.74\ \text{KN.m}$  L'axe neutre passe par la table de compression, veut dire que la table n'est pas entièrement comprimée, donc on va calculer section en T comme une section rectangulaire.

$U_{bu} = 0.023 < 0.186$  ;

$F_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348\ \text{Mpa}$

$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.023}) = 0.029$

$z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.029) = 0.177\ \text{m}$

$A_t = (5.79 \times 10^{-3}) / (348 \times 0.177) = 0.9399\ \text{cm}^2$

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

$A_{min} = \frac{0.23 \times 55 \times 18 \times 2.1}{400} = 1.195$  ;  $A_{min} > A_t$ .....Condition non

vérifiée

Donc on ferraille avec  $A_{min}$

$A = 3HA12 = 2.36\ \text{cm}^2$

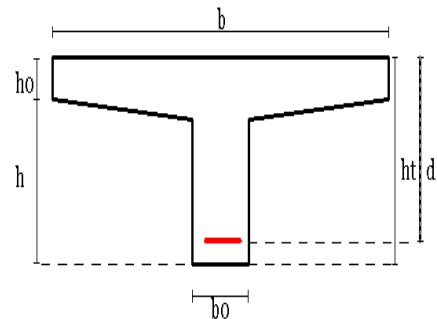


Fig.III.1 : Coupe transversale d'une poutrelle



## Aux appuis

- **Appuis intermédiaires**

La table de compression est tendue, un béton tendu n'intervient pas dans la résistance donc

le calcul se fera à une section rectangulaire.

$$M_a^{\text{inter}} = 3.53 \text{ KN.m}$$

$$U_{bu} = \frac{M_a}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{3.53 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.176 ;$$

$$U_{bu} < 0.186 \quad \text{pivot A}$$

$$U_{bu} < U_L = 0.392 \quad A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.076}) = 0.099$$

$$z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.173 \text{ m}$$

$$A_a^{\text{int}} = (3.53 \times 10^{-3}) / (348 \times 0.173) = 0.5869 \text{ cm}^2.$$

- **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23 \times 10 \times 18 \times 2.1}{400} = 0.217 \text{ cm}$$

$$A_{\text{min}} < A_a^{\text{int}} \text{ Le choix } A = 2\text{HA}10 = 1.01 \text{ cm}^2$$

### III.2.2. Ferrailage transversale

#### III.2.2.1. Vérification de la contrainte de cisaillement

$$V_u = 9.47 \text{ KN}$$

La fissuration peu nuisible  $\bar{\tau}_u = \min(0.133 \times f_{c28}, 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$

$$t_u = (V_u / b_0 \times d) = (9.47 \times 10^{-3}) / (0.1 \times 0.18) = 0.526 \text{ MPa}$$

$t_u < \bar{\tau}_u$  .....condition vérifiée, pas de risque de cisaillement

➤ **Armatures transversales :**

$$\Phi_t \leq \min(\Phi_{\text{min}} ; h/35 ; b/10) = 0.57 \text{ cm}$$

Soit :  $\Phi_t = 6 \text{ mm}$ .

On choisit un étrier  $\Phi_t A_t = 2\Phi 6 = 0.57 \text{ cm}^2$ .

➤ **Espacement :**

$$St \leq \min(0.9d, 40\text{cm}) = 16.2\text{cm}$$

- $\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times 0.4} = \frac{0.57 \times 400}{10 \times 0.4} = 57 \text{ cm}$
- $\frac{A_t \times 0.8 \times f_e \times (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (T_u - 0.3 \times k \times f_{t28})} = 34.73 \text{ cm}$

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

Avec  $K = 1$  (pas de reprise de bétonnage).

Soit :  $St = 15 \text{ cm}$

### III.2.3. Vérifications diverses :

#### III.2.3.1. Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant :

$$V_u \leq 0.267 \cdot a \cdot b_0 \cdot f_{c28}$$

$$a \leq 0.9 \cdot d = 0.162 \text{ m soit : } a = 0.15 \text{ m}$$

$$V_u = 9.47 \text{ KN} \leq 0.267 \times 0.15 \times 0.1 \times 25000 = 100.125 \text{ KN} \quad \text{condition vérifiée}$$

#### III.2.3.2. Vérification des armatures longitudinales :

Ø Appuis intermédiaire :

$$A_L \geq \frac{1.15}{f_e} \left( V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d} \right)$$

$$A_L \geq \frac{1.15}{400} \left( 9.47 - \frac{3.53}{0.9 \times 0.18} \right) \times 10 = -0.354 \text{ cm}^2$$

Avec  $A_L = A_{\text{travée}} + A_{\text{appuis}}$ . Donc

$$A_L = 2.36 + 1.01 = 2.38 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

Ø Appuis de rives :

$$\frac{\gamma_s \times V_d}{f_e} = \frac{1.15 \times 9.47 \times 10^{-3}}{400} = 0.27 \text{ cm}$$

$$\text{Avec } A_L = A_{\text{travée}} + A_{\text{appuis}} \quad A_L = 2.36 + 1.059 = 3.419 \text{ cm}^2$$

### III.2.4. Vérification de poutrelles a l'ELS

Les vérifications à faire sont :

Ø Etat limite de compression du béton

Ø Etat limite d'ouvertures des fissures

Ø Etat limite de déformation

#### III.2.4.1. Etat limite d'ouverture des fissures

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

#### III.2.4.2. Etat limite de compression du béton

##### 1. Vérification des contraintes :

On doit vérifier que :  $s_{bc} < \bar{s}_{bc}$

$$\bar{s}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$s_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$$

$$M_{t \max} = 4.18 \text{ KN.m} ; M_a = 2.55 \text{ KN.m}$$

##### a. En travée :

$$H = (b \times h_0^2 / 2) - 15 \times A \times (d - h_0) = (55 \times 4^2 / 2) - 15 \times 1.51 \times (18 - 4) = 122.9 \text{ cm}^3$$

$H = 122.9 > 0$  vérification des contraintes si pour une section rectangulaire  $b \times h$

On doit vérifier :

$$s_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq s_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

**Calcul de la position de l'axe neutre :**

**Calcul de y :**

$$\frac{b_0}{2} y^2 + 15. Ay - 15. A. d = 0$$

$$5y^2 + 22.65y - 407.7 = 0$$

Après résolution de l'équation  $y = 7.04 \text{ cm}$

**Calcul de I:**

$$I = (55/3) \times 7.04^3 + 15 \times 1.51(18 - 7.04)^2$$

$$I = 9117.50 \text{ cm}^4$$

**Contraintes :**

$$s_{bc} = [4.18 \times 10^{-3}] \times 7.04 \times 10^{-2} / (9117.50 \times 10^{-8}) = 3.23 \text{ MPa}$$

$$s_{bc} = 3.23 \text{ MPa} \leq s_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

**Condition vérifiée.**

**b. Aux appuis :**

**Appuis intermédiaires :**

$$A = 1.57 \text{ cm}^2 ; H = 110.3 > 0 \text{ (section rectangulaire)}$$

$$y = 7.15 \text{ cm} ; I = 9474.18$$

$$s_{bc} = 1.93 \text{ MPa} \leq s_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

### III.2.4.3. Etat limite de déformation

$$\triangleright \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots 1$$

$$\triangleright \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \dots\dots\dots 2$$

$$\triangleright \frac{A}{b_0 \times d} \geq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots 3$$

$$\triangleright \frac{h}{l} = 0.059 \leq \frac{1}{16} = 0.062 \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée}$$

Donc on doit refaire le calcul de la flèche.

$$Df = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

Avec :

- $f_{gv}$  et  $f_{gi}$  : les flèches différées et instantanées respectivement dues à l'ensemble des charges permanentes totales (poids propre + revêtement + cloisons).
- $f_{ji}$  : la flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons (poids propre + cloisons).

-  $f_{pi}$  : la flèche instantanée due aux charges totales (G+Q).

Les propriétés de la section :  $A = 2.36 \text{ cm}^2$ ;  $y = 7.04 \text{ cm}$ ;  $I = 9117.50 \text{ cm}^4$ .

$$r = \frac{A}{b \times d} = \frac{0.000339}{0.1 \times 0.18} = 0.0131$$

$$I_f = 1.1' (I_0 / 1 + I_m)$$

$$A = 2.36 \text{ cm}^2$$

$$I_0 = \left( \frac{b_0 \times h^3}{3} + (b_0 \times h) \left( \frac{h}{2} - y_G \right)^2 \right) + \left( (b - b_0) \times \frac{h_0^2}{12} + (b - b_0) \times h_0 \times \left( y_G - \frac{h_0}{2} \right)^2 \right) + 15 \times A (d - y_G)^2$$

$$I_0 = \left( \frac{10 \times 20^3}{3} + (10 \times 20) (10 - 7.78)^2 \right) + \left( (55 - 4) \times \frac{4^2}{12} + (55 - 10) \times 4 \times \left( 7.78 - \frac{4}{2} \right)^2 \right)$$

$$+ 15 \times 2.36 (18 - 7.78)^2$$

$$I_0 = 27652.34 + 6081.512 + 3697.47$$

$$I_0 = 37431.32 \text{ cm}^4$$

$$I_i = \frac{0.05 \times ft_{28}}{2 + 3 \times \frac{b_0}{b}} \times (1/r) = 3.148 \quad ; \quad I_v = 0.4 \times I_i = 1.26$$

$q_{jser} = 0.65' G = 0.65(2.85 + 0.9) = 2.43 \text{ KN.m}$  (La charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement).

$q_{gser} = 0.65' G = 0.65 \cdot 5.11 = 3.32 \text{ KN.m}$  (La charge permanente qui revient à la poutrelle).

$q_{pser} = 0.65' (G+Q) = 0.65' (5.11 + 1.5) = 4.3 \text{ KN.m}$  (La charge permanente et la surcharge d'exploitation).

$$M_{jser} = 2.43 \times 3.35^2 / 8 = 3.41 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = 3.32 \times 3.35^2 / 8 = 4.66 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 4.3 \times 3.35^2 / 8 = 6.0320 \text{ KN.m}$$

$$m_j = 1 - \frac{1.75 ft_{28}}{4 \times \sigma_s \times \rho + ft_{28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 61.486 \times 0.0131 + 2.1} = 3.309 ;$$

$$S_{sj} = \frac{15 \times M_{ser} \times (d - y)}{I} = \frac{15 \times 3.41 \times 10^3 (18 - 7.04)}{9117.50} = 61.486 \text{ Mpa} ;$$

- $s_{sg} = 84.025$  p  $u_g = 158.14 \text{ Mpa}$  p  $m_g = 0.737$

- $s_{sp} = 108.728$  p  $u_p = 0.528$

### Calcul des moments d'inerties fictifs

- $I_{fij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times U_j} = \frac{1.1 \times 37431.32}{1 + 3.148 \times 0.309} = 20871.79 \text{ cm}^4$

- $I_{fig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times U_g} = \frac{1.1 \times 37431.32}{1 + 3.148 \times 0.435} = 17377.73 \text{ cm}^4$

- $I_{fip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times U_p} = \frac{1.1 \times 37431.32}{1 + 3.148 \times 0.528} = 15466.65 \text{ cm}^4$

- $I_{fvG} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times U_g} = \frac{1.1 \times 37431.31}{1 + 1.26 \times 0.435} = 26596.76 \text{ cm}^4$

### Calcul des flèches

- $f_{ji} = \frac{M_{jser} \times l_2}{10 \times E_i \times I_{fij}} = (3.41 \times 3.35^2 \times 10^7) / (10 \times 32164.2 \times 20871.79) = 0.057$
- $f_{gi} = \frac{M_{gser} \times l_2}{10 \times E_i \times I_{fig}} = (4.66 \times 3.35^2 \times 10^7) / (10 \times 32164.2 \times 17377.73) = 0.093$
- $f_{pi} = \frac{M_{pser} \times l_2}{10 \times E_i \times I_{fip}} = (6.03 \times 3.35^2 \times 10^7) / (10 \times 32164.2 \times 17377.73) = 0.121$
- $f_{vg} = \frac{M_{gser} \times l_2}{10 \times E_v \times I_{fvg}} = (4.66 \times 3.35^2 \times 10^7) / (10 \times 10721.2 \times 26596.76) = 0.183$

La flèche totalDf:

$$Df = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.183 + 0.121 - 0.093 - 0.057 = 0.154 \text{ cm}$$

### Valeur limite de la flèche

Pour les éléments reposant sur deux appuis ou plus (poutre et dalle), la flèche est limitée à :

$$\frac{l}{500} \text{ Si la portée } l \leq 5 \text{ m. Sinon à : } 0.005 + \frac{l}{500}$$

$$\text{Dans notre cas on a : } l = 3.35 \text{ m } \Rightarrow f_{adm} = \frac{335}{500} = 0.670 \text{ cm.}$$

$$Df = 0.154 \text{ cm} < 0.670 \text{ cm.}$$

**La flèche est vérifiée.**

### III.2.4.4. Poutrelles du plancher de l'étage courant

Tab.III.7 : Evaluation de la flèche dans le plancher de l'étage courant

L (m)	As (cm <sup>2</sup> )	Mjser (KN.m)	Mgser (KN.m)	Mpser (KN.m)	I (cm <sup>4</sup> )	IO (cm <sup>4</sup> )
3.35	2.36	3.41	4.66	6.03	9117.50	37431.32
Y (cm)	$I_{fji} (\text{cm}^4)$	$I_{fgi} (\text{cm}^4)$	$I_{fpi} (\text{cm}^4)$	$I_{fvg} (\text{cm}^4)$	$\Delta_f (\text{cm})$	$f_{adm} (\text{cm})$
7.04	20471.79	17377.73	15466.65	26596.76	0.154	0.670

## III.2.4.5. Poutrelles du plancher de RDC

Tab.III.8 :Evaluation de la flèche dans le plancher de RDC

L (m)	As (cm <sup>2</sup> )	M <sub>jser</sub> (KN.m)	M <sub>gser</sub> (KN.m)	M <sub>pser</sub> (KN.m)	I (cm <sup>4</sup> )	I0 (cm <sup>4</sup> )
3.35	2.36	3.41	4.66	9.22	9117.2	37431.32
Y (cm)	I <sub>fji</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fgi</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fpi</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fgv</sub> (cm <sup>4</sup> )	Δ <sub>f</sub> (cm)	f <sub>adm</sub> (cm)
7.04	20871.59	17377.73	11317.80	26596.76	0.317	0.670

## III.2.4.6. Ferrailage des poutrelles

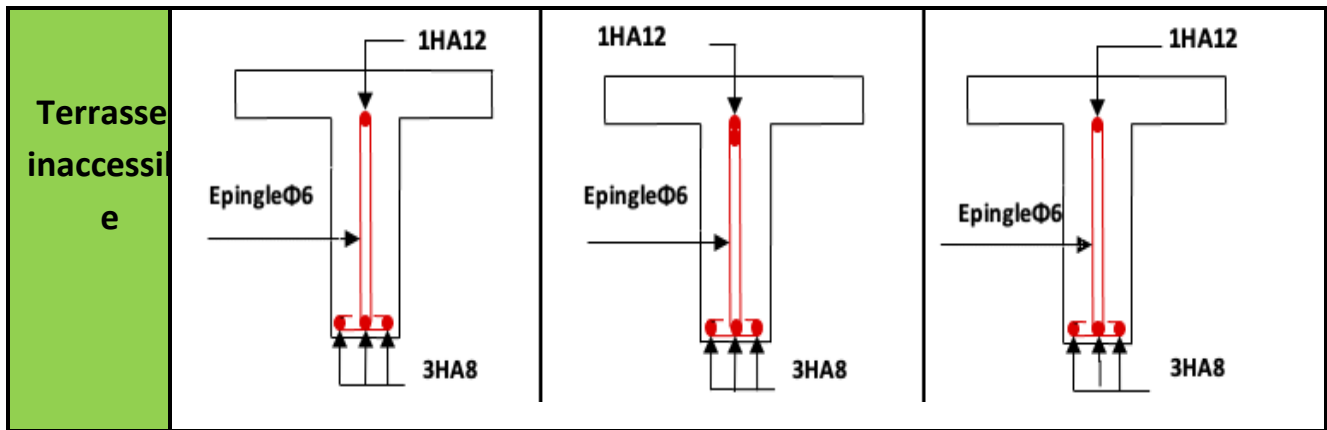
Tab.III.9 : Tableau du ferrailage des poutrelles

		M (KN.m)	mbu	a	Z (cm)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopte</sub> (cm <sup>2</sup> )
RDC	Travée	9.99	0.217	0.309	15.77	1.82	1.087	3HA12=3.39
	Appui Intermédiaire	-5.55	0.120	0.161	16.83	0.947	0.217	1HA12=1.13
	Appui de rive	-1.665	0.036	0.046	17.66	0.270	0.217	1HA12=1.13
Étage Courant	Travée	5.79	0.125	0.168	16.78	0.991	1.087	3HA8=1.51
	Appui Intermédiaire	-3.53	0.076	0.099	17.30	0.5869	0.217	1HA12=1.13

	Appui de rive	-1.057	0.023	0.029	17.79	0.170	0.217	1HA12=1.13
Terras seinac cessible	Travée	5.55	0.120	0.161	16.83	0.947	1.087	3HA8=1.51
	Appui Intermédiaire	-3.47	0.08	0.098	17.29	0.576	0.217	1HA12=1.13
	Appui de rive	-1.041	0.023	0.0286	0.178	0.168	0.217	1HA12=1.13

Tab.III.10 : Schémas de ferrailage des différents types de poutrelles

Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
RDC			
Etage courant			



### III.2.5. Ferrailage de la dalle de compression

#### III.2.5.1. Armatures perpendiculaires aux poutrelles

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 55}{235} = 0.936 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Selon le CBA93

#### (B.6.8.4.2.3)

#### III.2.5.2. Armatures parallèles aux poutrelle

4HA6/ml = 1.13 cm<sup>2</sup> perpendiculaires aux poutrelles → St = 20 cm ≤ 20 cm

...Vérifiée.

3HA6/ml = 0.86 cm<sup>2</sup> parallèles aux poutrelles → St = 25 cm < 33 cm ...Vérifiée.

### III.2.6. Plancher à dalle pleine

Le rapport ( $L_x/L_y$ ), est nécessaire pour l'étude des dalles.

$L_x$  : la plus petite dimension du panneau.

$L_y$  : la plus grande dimension du panneau.

Si :  $r \leq 0,4$  La dalle travaille suivant un seul sens (flexion principale suivant  $l_x$ ).

Si :  $r > 0,4$  La dalle travaille suivant les deux sens.

#### III.2.6.1. Types de dalles pleines

Type 01 : dalles sur 3 appuis.

Type 02 : dalles sur 4 appuis.

##### ➤ Type 01 : dalle sur 3 appuis

$L_x = 1 \text{ m}$

$L_y = 3.05 \text{ m}$

Charge permanente :  $G = 4.86 \text{ KN/m}^2$ .

Charge d'exploitation :  $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$ .

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} \Rightarrow \rho = 0.33 < 0.4 \Rightarrow \text{Travail comme un consol.}$$

**Méthode de calcul** : on utilise la théorie des lignes de rupture (BAEL 91), et on détermine les moments isostatiques sollicitant la pièce comme suit :



$$\left\{ \begin{array}{l} l_x \geq \frac{l_y}{2} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_{oy} = \frac{P \times l_y^2}{8} \left( l_x - \frac{l_y}{2} \right) + \frac{P \times l_y^3}{48} \\ M_{ox} = \frac{P \times l_y^3}{24} \end{array} \right. \\ l_x < \frac{l_y}{2} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_{oy} = \frac{P \times l_x^3}{6} \\ M_{ox} = \frac{P \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2 \times P \times l_x^3}{3} \end{array} \right. \end{array} \right. ;$$

On a  $\frac{l_y}{2} = \frac{3.05}{2} = 1.525m > l_x = 1m$  Alors :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{ox} = \frac{P \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2 \times P \times l_x^3}{3} \\ M_{oy} = \frac{P \times l_x^3}{6} \end{array} \right. ;$$

### III.2.6.2. Calcul des sollicitations :

#### ➤ Evaluation des charges et surcharge :

$$G = 4.86 \text{ KN/m}^2 \quad Q = 3.5 \text{ KN/m}^2 \quad e = 14 \text{ cm}$$

$$P_u = (1.35 G + 1.5 Q)$$

$$P_u = (1.35 \times 4.86 + 1.5 \times 3.5) = 11.81 \text{ KN/m}$$

#### ➤ Calcul à l'ELU

Le calcul des sollicitations se fait en supposant que la dalle est simplement appuyée.

$$M_{0x} = \frac{11.81 \times 1^2 \times 3.05}{2} - \frac{2 \times 11.81 \times 1^3}{3} = 10.136 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \frac{11.81 \times 1}{6} = 1.97 \text{ KN.m}$$

$$M_x^t = 0.85 \times M_{0x} = 8.62 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 \times M_{0y} = 1.67 \text{ KN.m}$$

$$M_x^a = -0.4 \times M_{0x} = -4.05 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = -0.4 \times M_{0y} = -0.788 \text{ KN.m}$$

#### ➤ Effort tranchant :

$$V_{ux} = \frac{P_u \times L_x}{2} = \frac{11.81 \times 1}{2} = 5.91 \text{ KN}$$

#### ➤ Ferrailage

Le diamètre des barres utilisées doit être

$$\varphi \leq \frac{h}{10} = \frac{14}{10} = 1.4 \text{ cm} \quad \text{soit } \varphi = 1 \text{ mm}$$

$$d_x = h - \left( \frac{\varphi}{2} + c \right) = 14 - \left( \frac{1}{2} + 2 \right) = 11.5 \text{ cm}$$

$$d_y = h - \left( \frac{\varphi}{2} + \varphi + c \right) = 14 - \left( \frac{1}{2} + 1 + 2 \right) = 10.5 \text{ cm}$$

Le calcul se fait à la flexion simple pour une bande de  $(1 \times e) \text{ m}^2$ .

- Selon  $L_x$  :

➤ **En travée :**

$$M_x^t = 8.62 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{8.62 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12^2 \times 14,2} = 0.042 < \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0,05 ; z = 0,176m$$

$$As = (8.62 \cdot 10^{-3}) / (0.176 \times 348) = 1.406 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

➤ **En appuis :**

$$M_x^a = -4.05 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{4.05 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12^2 \times 14,2} = 0.019 < \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0,023 ; z = 0,178m$$

$$As = (4,05 \cdot 10^{-3}) / (0,178 \times 348) = 0,653 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

### III.2.7. Vérification des valeurs minimales (condition de non fragilité)

$$A_{x \min} = \rho_0 \times b \times h$$

Avec :  $\rho_0 = 8 \times 10^{-4}$  pour fe400

$$A_{x \min} = 0,0008 \times 100 \times 14 = 1,12 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min}^t < As \text{ on choisit } At_t = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\min}^a < As \text{ on choisit } Aa_t = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• **Selon Ly :**

➤ **En travée :**

$$M_y^t = 1.67 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = 8.16 \times 10^{-3} < \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0,01 ; z = 0,119m$$

$$As = (1,67 \cdot 10^{-3}) / (0,119 \times 348) = 0.403 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

**En appuis :**

$$M_y^a = -0,788 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{0.788 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12^2 \times 14,2} = 3.85 \times 10^{-3} < \mu_\ell = 0,393 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 4,82 \times 10^{-3} ; z = 0,119m$$

$$As = (0,788 \times 10^{-3}) / (0,119 \times 348) = 0,189 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

#### III.2.7.1. Vérification des valeurs minimales (condition de non fragilité)

$$A_{y \min} = \rho_0 \times b \times h$$

Avec :  $\rho_0 = 8 \times 10^{-4}$  pour fe400

$$A_{y \min} = 0.0008 \times 100 \times 14 = 1.12 \text{ cm}^2$$

$A_{y \min} > As^t$  et  $A_{y \min} > As^a$  donc on ferraille avec  $A_{\min}$

$$A_y^t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 \text{ et } A_y^a = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

### Espacement des armatures :

$$FN : S_t \leq \min(2e, 25\text{cm})$$

$$S_t \leq \min(28\text{cm}, 25\text{cm}).$$

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

#### III.2.7.2. Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \frac{0,07}{\gamma_b} f_{c28};$$

$$\tau_u = \frac{5.91 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12} \leq \frac{0,07}{1,5} \times 25 \text{ (MPa)}$$

$$\tau_u = 0.049 \text{ MPa} \leq 1,17 \text{ MPa.}$$

condition Vérifiée

#### III.2.7.3. Vérification à l'ELS

$$P_s = G + Q = 4.86 + 3.5 = 8.36 \text{ KN.m}$$

$$M_{0x} = 7.18 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 1.39 \text{ KN.m}$$

$$M_x^t = 0.85 \times M_{0x} = 0.85 \times 7.18 = 6.10 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 \times M_{0y} = 0.85 \times 1.39 = 1.1815 \text{ KN.m}$$

$$M_x^a = -0.4 \times M_{0x} = -0.4 \times 7.18 = -2.872 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = -0.4 \times M_{0y} = -0.4 \times 1.39 = -0.556 \text{ KN.m}$$

#### III.2.7.4. Vérification des contraintes

$$\sigma = \frac{M_s}{I} y \leq \bar{\sigma} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } Y = \frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A_s y - 15 A_s d; \quad I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 A_s (d - y)^2$$

Tab.III.11 : Les résultats de la vérification

Le sens	M (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{adm}$ (MPa)	Remarque
Travée x-x	6.10	2.34	2327.55	6.13	15	Vérifiée
Travée y-y	1.18	2.4	1041.45	2.72	15	Vérifiée
Appui x-x	-2.87	2.4	1516.62	4.54	15	Vérifiée
Appui y-y	-0.56	2.42	854.34	1.58	15	Vérifiée

- La contrainte dans l'acier :

➤ **Sens x-x**

**Travée :**  $\sigma_{st} = 15 \frac{M_s}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right)$

$$15 \times \frac{6,10 \times 10^{-3}}{2327,55 \times 10^{-8}} (0,12 - 0,0234) \leq 201,63 \text{ Mpa}$$

$\sigma_{st} = 274,27 > \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$  ..... (non vérifié)

On adopte **A=5HA12=5.65 cm<sup>2</sup>**

$\sigma_{st} = 141 < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$  ..... Vérifier

➤ **Sens y-y**

**Travée :**  $15 \times \frac{1,18 \cdot 10^{-3}}{1041,45 \cdot 10^{-8}} (0,12 - 0,024) \leq 201,63$

$\sigma_{st} = 108,66 < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$  ..... Vérifier

➤ **Sens x-x**

**Appuis :**  $15 \times \frac{2,87 \cdot 10^{-3}}{1516,62} (0,12 - 0,0240) \leq 201,63$

$\sigma_{st} = 272,50 \text{ MPa} \geq \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$  ..... n'est pas Vérifiée

On adopte **5HA8=2,51 cm<sup>2</sup>**

$\sigma_{st} = 198,77 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$  ..... est Vérifiée

➤ **Sens y-y**

**Appuis :**  $15 \times \frac{0,56 \cdot 10^{-3}}{854,34 \cdot 10^{-8}} (0,12 - 0,024) \leq 201,63$

$\sigma_{st} = 158,62 < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$  ..... Vérifier

Tab.III.12 : sollicitations maximales des dalles pleines

Types	Sollicitations								
	ELU					ELS			
	$M_x^{travée}$ (KN.m)	$M_y^{travée}$ (KN.m)	$M_x^a$ (KN.m)	$M_y^a$ (KN)	V KN	$M_x^{travée}$ KN.m	$M_y^{travée}$ KN.m	$M_x^a$ KN.m	$M_y^a$ Kn.m

<b>D1</b>	8.62	1.67	-4.05	-0.788	5.91	6.10	1.18	-2.87	-0.56
<b>D2</b>	17.68	49.83	8.32	23.45	12.96	12.51	35.27	-5.88	-16.6

Tab.III.13 : ferrailage adopté aux dalles pleines

Type		$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> /ml)
<b>D1</b>	Travée x-x	0.042	0.05	0.176	1.409	1.12	4HA8=2.01
	Appuis x-x	0.02	0.025	0.118	0.979	1.12	5HA8=2.51
	Travée y-y	0.008	0.01	0.119	0.401	1.12	4HA8=2.01
	Appuis y-y	0.003	0.004	0.119	0.188	1.12	4HA8=2.01
<b>D2</b>	Travée x-x	0.09	0.113	0.115	4.43	1.45	4HA12=4.52
	Appuis x-x	0.04	0.05	0.117	2.03	1.45	5HA10=3.14
	Travée y-y	0.243	0.355	0.112	13.90	1.45	6HA20=18.85
	Appuis y-y	0.114	0.153	0.113	5.98	1.45	4HA16=8.04

Tab.III.14 : Vérification de l'effort tranchant

Type	$V_{ux}$ (KN)	$\tau_{ux} \leq \bar{\tau}_u$ (MPA)	Obs.
<b>D1</b>	5.91	$0.049 \leq 1.17$	Vérifier
<b>D2</b>	12.96	$0.01 \leq 1.17$	Vérifier

Tab.III.15 : Vérifications les contraintes à ELS

Type	$M^s$ KN.m	Y(c m)	$I$ cm <sup>4</sup>	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	Obs.	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ MPA	Obs
------	---------------	-----------	---------------------	--------------------------------------	------	--	-----

						MPA		
D 1	Travée x-x	6.10	2.04	8690.32	6.13<15	Vérifier	141<201.63	V
	Appuis x-x	-2.87	2.26	1516.62	4.54<15	Vérifier	98.77<201.63	V
	Travée y-y	1.18	2.41	1041.45	2.72<15	Vérifier	08.95<201.63	V
	Appuis y-y	-0.56	2.42	854.34	1.58<15	Vérifier	158<201.63	V
D 2	Travée x-x	12.51	1.87	12070.2 2	1.93<15	Vérifier	57.45<201.63	V
	Appuis x-x	-5.86	2.04	8690.32	5.15<15	Vérifier	01.08<201.63	V
	Travée y-y	35.27	1.03	84062.8 1	1.06<15	Vérifier	70.38<201.63	V
	Appuis y-y	-16.6	1.84	12656.6 5	2.41<15	Vérifier	99.88<201.63	V

III.2.7.5. La vérification de la flèche

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

Tab.III.16 : Vérifications les contraintes à ELS

Type	$\frac{h}{l}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{l} > \frac{1}{16}$	$\frac{At}{b * d}$	$\frac{2.4}{fe}$	$\frac{At}{b * d} \leq \frac{2.4}{fe}$	$\frac{Mt}{10Mo}$	$\frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{10Mo}$
D1	x-x	0.14	0.0625	Vérifier	0.004	Vérifier	0.085	Vérifier
	y-y	0.45	0.0625		0.0017		0.006	0.085
D2	x-x	0.48	0.0625	Vérifier	0.005	Vérifier	0.084	Vérifier
	y-y	0.333	0.0625		0.0012		0.006	0.084

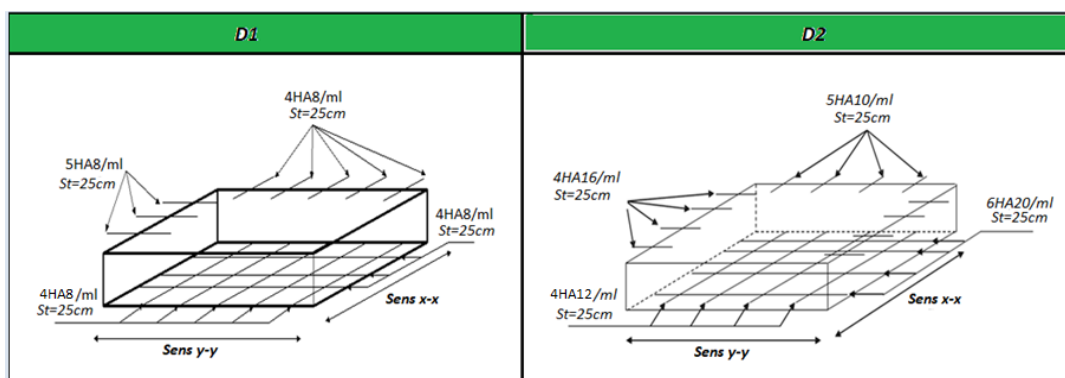


Fig.III.2 : Schéma de ferrailage

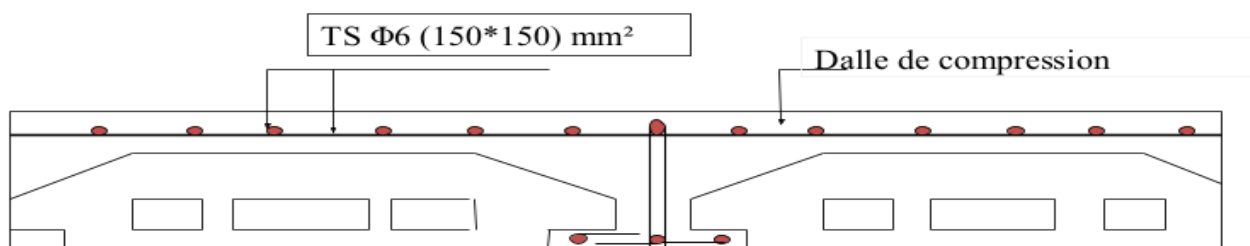


Schéma de la dalle de compression

### III.3. Étude de l'acrotère

#### III.3.1. Hypothèses de calcul

- ✓ Le calcul se fera pour une bande de 1 ml
- ✓ La fissuration est considérée préjudiciable
- ✓ L'acrotère sera calculé en flexion composée

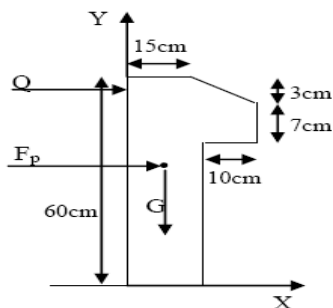


Fig.III.3 : Schéma de L'acrotère

**III.3.2. Évaluation des charges et surcharges**

➤ **Poids propre et la surcharge d'exploitation**

Le résultat est donné dans le tableau ci-dessous

Tab.III.17 : surcharge d'exploitation de l'acrotère

Surface (m <sup>2</sup> )	G (KN/ml)	Q (KN/ml)
0.0905	2.153	1

➤ **La force sismique**

La force sismique horizontale  $F_p$  est donnée par la formule suivante :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \dots\dots\dots (\text{RPA99/2003, Art 6.2.3}) [1]$$

$A$  : Coefficient d'accélération de zone (groupe d'usage 2, zone IIa,  $A= 0.15$ ).

$C_p$  : Facteur de force horizontale ( $C_p = 0.8$ ).

$W_p$  : Poids de l'acrotère.

Donc :  $F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.153 = 1.033 \text{ KN}$

III.4.3 : Calcul des sollicitations

**Calcul du centre de gravité :**

Les coordonnées du centre de pression sont données comme suit :

$$x_c = \frac{\sum A_i \times x_i}{\sum A_i}, y_c = \frac{\sum A_i \times y_i}{\sum A_i} \quad \sum A_i = S \quad \begin{matrix} x_c = 0.207 \text{ m} \\ y_c = 0.264 \text{ m} \end{matrix}$$

❖ **L'acrotère est soumis à :**

$M_G = 0 \text{ KN.m}$

$M_Q = Q \times h \quad M_Q = 1 \times 0.6 = 0.60 \text{ KN.m} \Rightarrow M_Q = 0.60 \text{ KN.m}$

$M_{Fp} = F_p \times Y_c \quad M_{Fp} = 1.033 \times 0.264 = 0.272 \text{ KN.m} \Rightarrow M_{Fp} = 0.272 \text{ KN.m}$

Différentes combinaisons à utiliser

Tab.III.18 : les différentes combinaisons à utiliser

Sollicitation	ELU accidentelle	ELU	ELS
	G + Q + $F_p$	1,35×G + 1,5×Q	G+Q



<b>N (KN)</b>	3.425	4.40	3.153
<b>M (KN)</b>	0.872	0.9	0.6

**III.3.3. Ferrailage**

Le ferrailage se fait à la flexion composée

➤ **Calcul de l'excentricité**

$e_0 = M_u / N_u = 0.9 / 4.40 = 20.5 \text{ cm}$  ;  $h/6 = 0.60/6 = 0.1 \text{ cm}$   $e_0 > H/6$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section et  $N_u$  est un effort de compression dont la section est partiellement comprimée ; le calcul se fera par assimilation à la flexion simple avec  $M_{ua} = N_u \times e$ , les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

On remplace l'excentricité réelle ( $e = M_u / N_u$ ) par une excentricité totale de calcul dont l'expression est :  $e = e_0 + e_a + e_2$

Avec :

$e_0$  : Excentricité (dite de premier ordre) de la résultante des contraintes avant l'application des excentricités additionnelles définis ci-après.

$e_a$  : Excentricités additionnelles traduisant les imperfections géométriques initiales.

$e_2$  : Excentricité due aux effets de deuxième ordre, liés à la déformation de la structure.

$e_a = \max (2 \text{ cm} . L/250)$ , tels que  $L$  : portée de l'élément  $L = 60 \text{ cm}$

$e_a = \max (2 \text{ cm} . 60/250) = \max (2 \text{ cm} ; 0.24 \text{ cm}) = 2 \text{ cm}$

$e_2 = \frac{3lf^2}{10^4 . h} (2 + \alpha\phi)$  ..... **(RPA.Art A.4.3.5) [1]**

$\phi$  : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0.6} = 0 \Rightarrow e_2 = \frac{3 \times (2 \times 0.6)^2 \times (2 + 0)}{10^4 \times 0.15} = 0.00576 \text{ m}$ .

D'où :  $e = 20.5 + 0.576 + 2 = 23.076 \text{ cm}$

Les sollicitations deviennent alors :

$N_u = 4.40 \text{ KN}$

$M_u = 4.4 \times 0.23076 = 1.01 \text{ KN.m}$

### ➤ Calcul à L'ELU

On calcul les armatures à L'ELU, puis on effectuera la vérification des contraintes à L'ELS

$e_0 > H/6 \Rightarrow$  La section est partiellement comprimée, donc on se ramène à un calcul à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif  $M_F$  rapporté au centre de gravité des armatures tendues

$$M_F = M_u + N_u (d - h/2) = 1 + 4.40 (0.13 - 0.15/2) = 1.24 \text{ KN.m};$$

$$M_F = 1.24 \text{ KN.m}$$

$$U_{bu} = \frac{M_f}{b \times d \times f_{bu}} = \frac{1.24 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12^2 \times 14.2} = 0.006 < 0.392 \text{ d'ou } A'_s = 0;$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times U_{bu}}}{0.8} = 7.6 \times 10^{-3};$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.12 \times (1 - 0.4 \times 0.0074) = 0.119;$$

$$A_t = \frac{M_f}{Z \times f_s} = \frac{1.24 \times 10^{-3}}{0.119 \times 348} = 0.297 \text{ cm}^2;$$

Donc la section a la flexion composée sera :

$$A_s = A_t - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.294 \times 10^{-4} - \frac{4.40 \times 10^{-3}}{348} = 0.170 \text{ cm}^2;$$

### ➤ Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.12 \times \frac{2.1}{400} = 1.45 \text{ cm}^2$$

$A < A_{\min}$  On adopte :  $A = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{m}$

### ➤ Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{Soit : } 4\text{HA}6 = 1.13 \text{ cm}^2$$

### ➤ L'espacement :

1. Armatures principales :  $S_t \leq 100/4 = 25 \text{ cm} \rightarrow$  on adopte  $S_t = 25 \text{ cm}$ .
2. Armatures de répartitions :  $S_t \leq 100/4 = 25 \text{ cm} \rightarrow$  on adopte  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

### ➤ Vérification au cisaillement :

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$V_u = F_p + Q = 1.033 + 1 = 2.033 \text{ KN}$$

$$\tau_u = V_u / (b \times d) = 1.4124 \times 10^3 / (1 \times 0.12) = 0.0169 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min(0.2 \times f_{c28} / 1.5; 4 \text{ Mpa})$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min(3.33; 4 \text{ Mpa})$$

$$\bar{\tau}_u \leq 3.33 \text{ Mpa}$$

$\Rightarrow \tau_u \leq \bar{\tau}_u$  .....Condition vérifiée

➤ **Calcul à l'ELS :**

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

- ✓ Contrainte limite du béton
- ✓ Contrainte limite de l'acier

D'après le BAEL 91, la vérification des contraintes se fait de façon suivante :

$d = 0.12 \text{ m} ; N_{ser} = 3.153 \text{ kN} ; M_{ser} = 0.6 \text{ kN} ; \eta = 1.6$  pour les HA (haute adhérence)

➤ **Vérification des contraintes**

**Le béton :**  $\sigma_{bc} = \frac{N_{ser} \times y}{\mu_t} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}.$

**L'acier :**  $\sigma_s = 15 \frac{N_{ser}}{\mu_t} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}.$

➤ **Calcul de l'excentricité**

$e_G = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} \Rightarrow e_G = \frac{0.6}{3.153} = 0,19 \text{ m}$

$e_G > \frac{H}{2} = \frac{0.15}{2} = 0,075 \text{ m}$  Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section et

l'effort normal  $N_{ser}$  est un effort de compression, donc la section est partiellement comprimée.

➤ **Position du centre de poussée**

$C = d - e_G \Rightarrow C = 0.12 - 0.19 = -0.07 \text{ m}$

Le calcul de  $y_c$  revient à résoudre l'équation suivante :

$y_c^3 + p \times y_c + q = 0$  .....\*

Tel que :

$$p = -3 \times c^2 + (d - c) \frac{90 \times A_s}{b}$$

$$q = -2 \times c^3 - (d - c)^2 \frac{90 \times A_s}{b}$$

$$\begin{cases} p = -3 \times (-0.07)^2 + (0.12 + 0.07) \frac{90 \times 2.01 \times 10^{-4}}{1} = -0.018 \text{ m}^2 \\ q = -2 \times (-0.07)^3 + (0.12 + 0.07)^2 \frac{90 \times 2.01 \times 10^{-4}}{1} = 0.0013 \text{ m}^3 \end{cases} ;$$

$$\Delta = q^2 + 4 \times \frac{p^3}{27} = 2,55 \times 10^{-6}$$

En remplaçant "q" et "p" dans (\*), sa résolution donne :  $y_c = 0.078 \text{ m}$  &  $y_{ser} = 0.00062 \text{ m}.$

➤ **Calcul des contraintes :**

$$\mu_t = \frac{b}{2}y^2 - 15A(d - y) = 3.61 \cdot 10^{-4}m^3 ;$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{N_{Ser}}{\mu_t}y = 5.41 \quad MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa \\ \sigma_s = \frac{15 \times N_{Ser}}{\mu_t}(d - y) = 15.52 \quad MPa < \bar{\sigma}_s = 201.64 MPa, FN \end{array} \right. ;$$

➤ **Schéma de ferrailage**

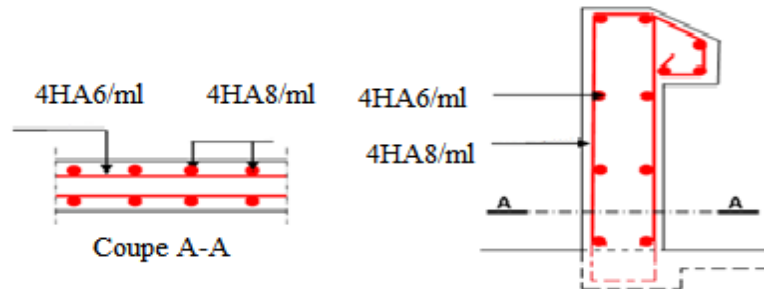


Fig.III.4 : Schéma de ferrailage de l'acrotère

**III.4. Étude des escaliers**

On a l'escalier du RDC et d'étages courants sont presque identiques, alorson se contente d'étudier le plus défavorable qui est celui de l'étage courant.

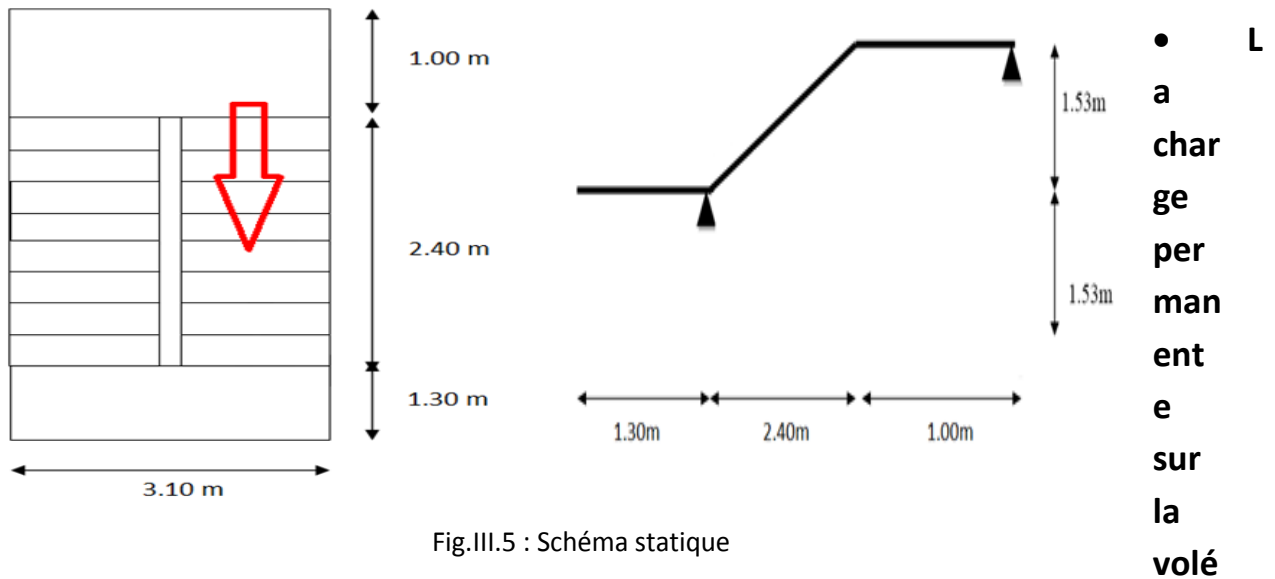


Fig.III.5 : Schéma statique

**e d'escalier :**

$$G_{volée} = 7.8 \text{ KN/ml} \quad Q_{volée} = 2.5 \text{ KN/ml} ; \quad Q_{exp} = 5 \text{ KN/ml}$$

- **La charge permanente sur le palier d'escalier :**

$$G_{palier} = 5.86 \text{ KN/ml} ; \quad Q_{palier} = 2.5 \text{ KN/ml} ; \quad Q_{exp} = 5 \text{ KN/ml}$$

**Calcul à l'ELU :**

- **La charge qui revient sur la volée :**

$$q_v = 1,35G_v + 1,5q_v = 1,35 \times 7,8 + 1,5 \times 2,5 = 14,28 \text{ KN/ml}$$

- La charge qui revient sur le palier :

$$q_p = 1,35G_p + 1,5q_p = 1,35 \times 5,86 + 1,5 \times 2,5 = 11,66 \text{ KN/ml}$$

- La charge qui revient sur le palier (étage commercial)

$$q_p = 1,35G_p + 1,5q_{p(\text{commercial})} = 1,35 \times 5,86 + 1,5 \times 5 = 15,41 \text{ KN/ml}$$

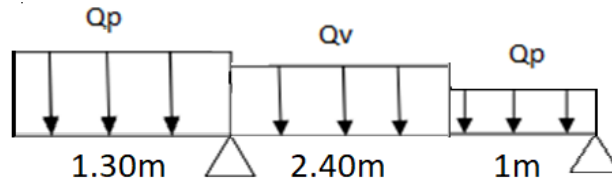


Fig.III.6 : Schéma statique de l'escalier

- Calcul des sollicitations :

- ✓ Calcul des réactions :

Après calcul de la RDM, on trouve :

$$R_A = 47,75 \text{ KN.}$$

$$R_B = 18,215 \text{ KN.}$$

Calcul des moments :

1er tronçon :  $0 < x < 1,30 \text{ m}$

$$M = -7,70 x^2; \quad T = 15,41 x$$

Pour  $x=0 \rightarrow M = 0 \text{ KN.m.}$

$$T = 0 \text{ KN}$$

Pour  $x=1,30 \rightarrow M = 20,03 \text{ KN.m}$

$$T = -13,02 \text{ KN}$$

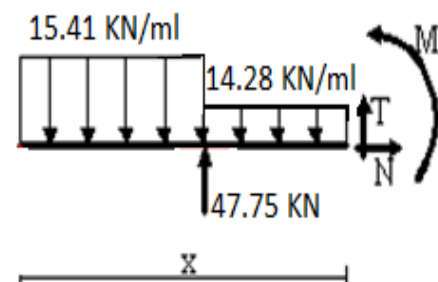
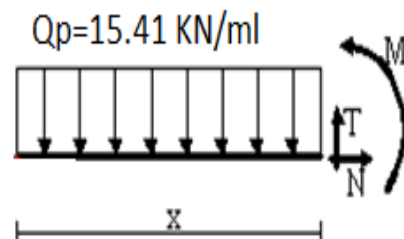
2ème tronçon :  $0 \text{ m} < x < 3,70 \text{ m}$

$$M = -7,14x^2 + 46,284x - 61,125$$

$$T = 14,28x - 46,28$$

Pour  $x=0 \rightarrow M = -61,125 \text{ KN.m.}$

$$T = -46,28 \text{ KN}$$



Pour  $x=3.7 \rightarrow M= 12.38 \text{ KN} \cdot \text{m}$

$$T = 6.56 \text{ KN}$$

**3 ème tronçon :  $0 \text{ m} < x < 1 \text{ m}$**

$$M=-5.83x^2+18.215x$$

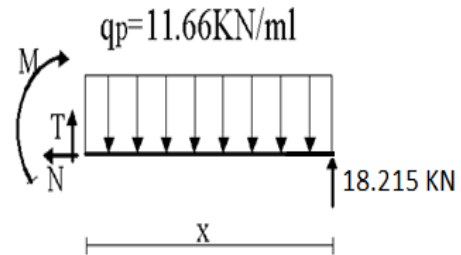
$$T=11.66x -18.215$$

Pour  $x=0 \rightarrow M= 0 \text{ KN} \cdot \text{m}$ .

$$T = -18,215 \text{ KN}$$

Pour  $x=1 \rightarrow M= 12.385 \text{ KN} \cdot \text{m}$

$$T = -6.56 \text{ KN}$$



✓ **Calcul  $M^{\text{max}}$  :**

$$M^{\text{max}}=M(x)$$

✓ Calcul de  $\frac{dM}{dx} = 0 \rightarrow x= 3.24 \text{ m}$

Donc  $M^{\text{max}} =13.88 \text{ KN} \cdot \text{m}$ .

**Calcul des moments réels :**

$$M_a= -0.5 M_{\text{max}} = -0.5 \times 13.88= -6.94 \text{ KN} \cdot \text{m}.$$

$$M_t= 0.85 M_{\text{max}} = 0.85 \times 13.88= 11.80 \text{ KN} \cdot \text{m}.$$

**Ferraillage :**

Les résultats de ferraillage sont présentés dans le tableau suivant :

Tab.III.19 : Tableau de ferraillage

	$M_u$ (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{cal}$ ( $\text{cm}^2/\text{m}$ )	$A_{min}$ ( $\text{cm}^2/\text{m}$ )	$A_{adopté}$ ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	St
En travée	11.80	0.032	0.041	0.157	2.15	1.93	4HA10=3.1 4	20
En appui	-6.94	0.019	0.023	0.158	1.26	1.93	4HA8=2.01	33

$$e=18 \text{ cm} \quad d = 16 \text{ cm}$$

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

$$T = -46.28 \text{ KN} ; \quad \tau_u = \frac{T}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16 ;$$

$$\tau_u = \frac{0.04628}{1 \times 0.16} = 0.289 \leq \bar{\tau}_u = 1.16 \text{ Pas de risque de rupture par cisaillement.}$$

**Armatures de répartition**

$$A_r = A_s / 4 = 3.14 / 4 = 0.785 \text{ cm}^2$$

On adopte 3HA6 d'une section  $A_s = 0.850 \text{ cm}^2$  avec un espacement :

$$S_t = b/n = 100/3 = 33 \text{ cm}$$

**III.4.1.1. Vérification des espacements**

Armatures principales :  $S_t = \min (3.e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$ .....Condition vérifiée.

Armatures secondaires :  $S_t = \min (4.e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} > 33 \text{ cm}$ .....Condition vérifiée.

➤ **Calcul à l'ELS :**

**La charge qui revient sur la volée et sur le palier :**

$$q_v = G_v + Q_v = 7.8 + 2.5 = 10.3 \text{ KN/ml.}$$

$$q_p = G_p + Q_p = 5.86 + 2.5 = 8.36 \text{ KN/ml.}$$

$$q_p(\text{RDC}) = G_p + Q_p(\text{commercial}) = 5.86 + 5 = 10.86 \text{ KN/ml.}$$

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant

Tab.III.20 : Les résultats de calcul par la méthode de la RDM

	$R_A$ (KN)	$R_B$ (KN)	X (m)	M0 (KN.m)	Mser (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs
En travée	34.04	13.16	3.24	10.09	8.58	3.44	8787.1 1	3.35	15	Vérifier
En appui	34.04	13.16	3.24	10.09	5.045	2.82	5984.9 5	2.37	15	Vérifier

**état de déformation :**

$$\frac{h}{l} = \frac{18}{470} = 0.038 < \frac{1}{16} = 0.0625 ;$$

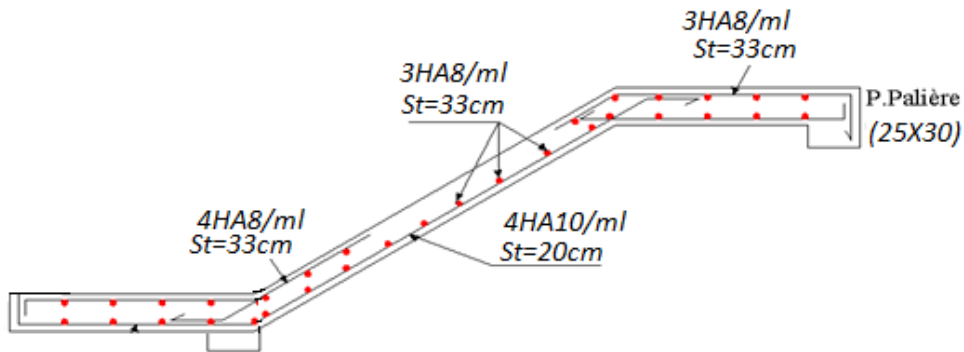
La condition 1 n'est pas vérifiée, alors on doit vérifier la flèche.

Tab.III.21 : Evaluation de la flèche

L (m)	As (cm <sup>2</sup> )	M <sub>jser</sub> (KN.m)	M <sub>gser</sub> (KN.m)	M <sub>pser</sub> (KN.m)	I (cm <sup>4</sup> )	
3.1	3.14	2.78	3.65	4.82	8787.11	
Y (cm)	I <sub>fji</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fgi</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fpi</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fgv</sub> (cm <sup>4</sup> )	Δf (cm)	f <sub>adm</sub> (cm)
3.44	6432.30	6009.96	5672.43	7534.46	0.223	0.480

· Schéma de ferrailage :

Fig.III.7 :  
Schéma de ferrailage l'escalier courant



de

### III.4.2. Etude de la poutre palière

#### a) Dimensionnement

Condition de RPA :

$$\begin{cases} b = 25 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm} \\ h = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = 1.2 < 4 \end{cases}$$

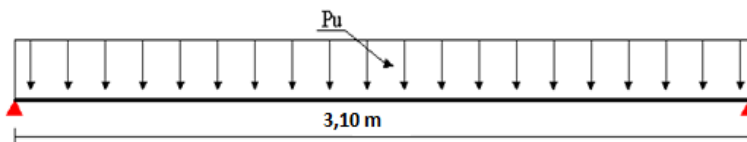


Fig.III.8 : Schéma statique de la poutre palière

Condition de la flèche :

$$L=310 \text{ cm} ; \quad \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 20.66 \text{ cm} \leq h \leq 31$$

On prend : h=30cm                      b =25 cm

#### b) Les charges sur la poutre :

g<sub>0</sub>: Poids propre de la poutre

$$g_0 = 25 \times 0.25 \times 0.30 = 1.875 \text{ KN/m}$$

La charge transmise par l'escalier : c'est la réaction d'appui au point B (Figure III-18)

$$\text{ELU : } R_B = 18.215 \text{ KN}$$



ELS :  $R_B = 13.16 \text{ KN}$

Les sollicitations :

$P_u = 1.35 g_0 + R_B;$

$P_u = 20.74 \text{ KN/m}$

$M^0 = \frac{P_u \times l^2}{8} = \frac{20.74 \times 3.1^2}{8} = 24.91 \text{ KN.m};$

$M_{tu} = 0.85 \times M_0 = 21.18 \text{ KN.m};$

$M_{au} = -0.5 \times M_0 = -12.45 \text{ KN.m};$

$V_u = \frac{p_u \times l}{2} = \frac{20.74 \times 3.10}{2} = 32.147 \text{ KN};$

**c) Calcul d'armature à la flexion simple**

$b=25 \text{ cm}$   $h=30 \text{ cm}$   $d=27 \text{ cm}$   $f_{c28}=25\text{MPa}$   $f_{bu}=14.2\text{MPa}$

Tab.III.22 : Calcul d'armature

	Mu (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> /m)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /m)	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)
En travée	21.18	0.08	0.106	0.258	2.35	0.845	4HA10=3.14
En appui	-12.45	0.05	0.06	0.263	1.35	0.845	2HA10=1.57

✓ Vérification de la condition de non fragilité

$A_{min} = 0.845 \text{ cm}^2 < A_{cal}$

on ferraille avec  $A_{cal}$

Soit:  $A_t = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$

$A_a = 2HA10 = 1.57 \text{ cm}^2$

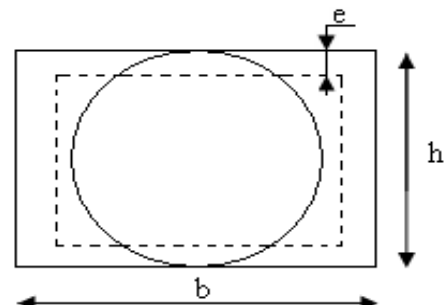
**d) Calcul d'armature à la torsion**

Le moment de torsion provoquer sur la poutre palière est transmis par la volée  
C'est le moment d'appui.

$M^{torsion} = M_b^a = -6.94 \text{ KN.m}$

Pour une section pleine on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour de la section (Art A.5.4.2 .2.) [4]

- U : périmètre de la section



- W : air du contour tracer à mi-hauteur
- e : épaisseur de la paroi
- Al : section d'acier

$$e = h/6 = 30/6 = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = [b - e] \times [h - e] \\ = [25 - 5] \times [30 - 5]$$

$$\Rightarrow \Omega = 0.05 \text{ m}^2 ;$$

$$U = 2 \times [(h - e) + (b - e)] \Rightarrow U = 0.9 \text{ m} ;$$

$$A_l = \frac{M_{tor} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{6.94 \times 10^{-3} \times 0.9 \times 1.15}{2 \times 0.05 \times 400} = 1.79 \text{ cm}^2 ;$$

➤ **En travée**

$$A^t = A_{fléxion} + \frac{A_{Torsion}}{2} = 3.14 + \frac{2.36}{2} \Rightarrow A^t = 4.32 \text{ cm}^2 ;$$

$$\text{Soit } A^t = 3\text{HA}14 = 4.62 \text{ cm}^2 ;$$

➤ **En appui**

$$A^a = A_{fléxion} + \frac{A_{Torsion}}{2} = 1.57 + \frac{2.36}{2} \Rightarrow A^a = 2.75 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A^a = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \sqrt{\tau_{fléxion}^2 + \tau_{torsion}^2} < \bar{\tau}_u ;$$

**Avec :**

$$\tau_{torsion} = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{6.94 \times 10^{-3}}{2 \times 0.05 \times 0.05} = 1.388 \text{ MPa}.$$

$$\tau_{fle} = \frac{21.18}{0.25 \times 0.28} \times 10^{-3} = 0.302 \text{ MPa} ; \quad \tau_u = \sqrt{0.302^2 + 1.388^2} = 1.30 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.30 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.32 \text{ MPa} \Rightarrow \text{c'est vérifié}$$

➤ **Ferraillage :**

**f) Calcul des armatures transversales :**

$$A_t \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 25 \times 15}{400} = 0.375 \text{ cm}^2 \text{ Avec } : S_t = 15 \text{ cm}$$

$$A_t \geq \frac{b \times S_t \times (\tau_{flx} - 0.3 \times f_{t28})}{0.8 \times f_e} = 0.384 \text{ cm}^2$$

• **En torsion :**

$$A_t^{\min} = 0.003 \times s_t \times b = 0.003 \times 15 \times 25 = 1.125 \text{ cm}^2$$

$$A_{tor} = \frac{M_{tor} \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{6.94 \times 10^{-3} \times 0.15 \times 1.15}{2 \times 0.05 \times 400} = 0.299 \text{ cm}^2 ;$$

Fig.III.9 : Section creuse équivalente

$donc \Rightarrow A_t = 0.299 + 1.125 = 1.424 \text{ cm}^2$  Soit 4HA8= 2.01cm<sup>2</sup>;

✓ **Vérifications à ELS :**

État limite de compression de béton :

Tab.III.23 : Vérification de la compression dans la poutre palière

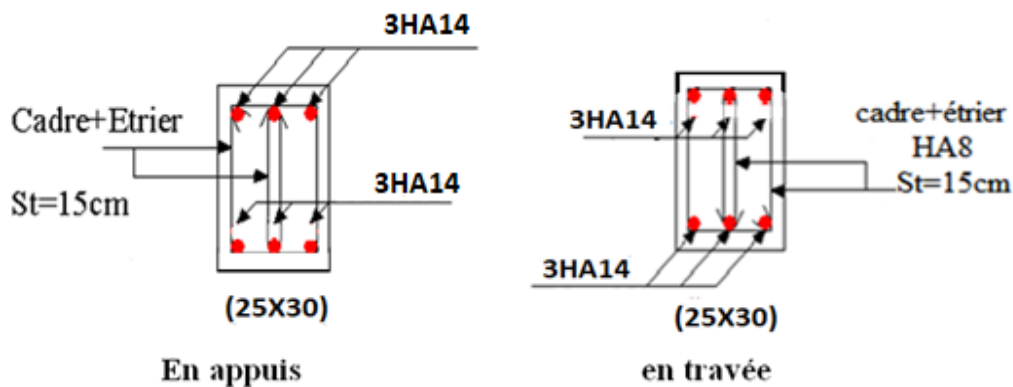
	M <sub>ser</sub> (KN.m)	As(c m <sup>2</sup> )	Y(m)	I(cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (M Pa)	σ <sub>adm</sub> (M Pa)	Vérification
En travée	20.51	4.52	0.0969	1085.50	9.42	15	Vérifiée
En appui	12.07	3.14	0.0969	1085.50	5.54	15	Vérifiée

État limite de déformation

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq \max \left[ \left( \frac{1}{16}, \frac{M_t}{10 \times M_0} \right) l \right] \leq 8\text{m.} \\ A_t \leq \frac{4.2 \times b \times d}{f_e} \end{array} \right. ;$$

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 0.45 \geq \max \left[ \left( \frac{1}{16}, \frac{20.51}{10 \times 24.13} \right) \times 3.10 \right] = 0.263\text{m} \\ A_t = 4.52\text{cm}^2 \leq \frac{4.2 \times 25 \times 28}{400} = 7.35 \text{ cm}^2 \end{array} \right. ;$$

**Commentaire :** Les conditions sont vérifiées, Il n’y a pas lieu de vérifier la flèche.

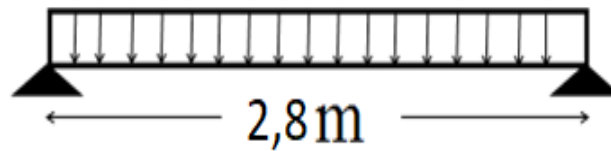


➤ **Schéma de ferrailage**

Fig.III.10 : Ferrailage de la poutre palière

**III.5. Calcul des poutres de chaînage**

La portée maximale de la poutre de chaînage est : L<sub>max</sub>= 2,8 m



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

- ✓ Hauteur minimale  $h \geq 18.66$  cm.
- ✓ Largeur minimale  $b \geq 2/3$  de l'épaisseur du mur.

On opte :  $(b \times h) = (25 \times 25)\text{cm}^2$ .

III.6.1. Calcul des sollicitations

Poids propre :  $P_p = 25 \times 0.25 \times 0.25 = 1.5625$  KN/m

Poids des murs :  $P_m = 2.85 \times (3.06 - 0.25) = 8$  KN/m

$$\text{ELU} \begin{cases} q_u = 1.35 \times (1.5625 + 8) = 12.92 \text{ KN/ml} \\ M_u = q_u \times l^2 / 8 = 12.66 \text{ KN.m} \\ V_u = q_u \times l / 2 = 18.08 \text{ KN} \end{cases} ;$$

$$\text{ELS} \begin{cases} q_s = 1.5625 + 8 = 9.56 \text{ KN/ml.} \\ M_s = q_s \times l^2 / 8 = 9.37 \text{ KN.m} \end{cases} ;$$

• Correction des moments :

$$\text{Travée} \begin{cases} M_T^u = 0.75 M_u = 9.49 \text{ KN.m} \\ M_T^s = 0.75 M_s = 7.03 \text{ KN.m} \end{cases} ;$$

$$\text{Appuis} \begin{cases} M_a^u = -0.5 M_u = -6.33 \text{ KN.m} \\ M_a^s = -0.5 M_s = -4.69 \text{ KN.m} \end{cases} ;$$

III.5.1. Le ferrailage

a) Armatures longitudinales :

$d = 0.9 \times h = 0.9 \times 0.25 = 0.225$  m.

Tab.III.24 : Armatures longitudinales

	$M_u$ (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{cal}$ ( $\text{cm}^2/\text{m}$ )	$A_{min}$ ( $\text{cm}^2/\text{m}$ )	$A_{adopté}$ ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )
En travée	9.49	0.05	0.067	0.218	1.25	0.659	3HA8=1.51

En appui	-6.33	0.04	0.044	0.220	0.823	0.659	3HA8=1.51
----------	-------	------	-------	-------	-------	-------	-----------

Vérifications ELU

➤ Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = 0.321 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2}{1.5} f_{c28}, 4 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}, FN ;$$

➤ Calcul des armatures transversales

$$A_t = 1 \text{ cadre } \phi_8 + 1 \text{ étrier } \phi_8 = 4\phi_8 = 2.01 \text{ cm}^2.$$

➤ Calcul de l'espacement

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 b} = 60.4 \text{ cm}; S_t \leq \min[0.9d, 40 \text{ cm}] = 20.25 \text{ cm} ;$$

$$S_t \leq \frac{0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha) A_t}{b(\tau_u - 0.3 \times k \times f_{t28})} ; k = 1, \text{ car } \begin{cases} FN \\ \text{sans reprise de bétonnage.} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \boxed{S_t = 20 \text{ cm}}$$

III.5.2. Vérifications ELS

Vérification de la contrainte dans le béton

Tab.III.25 :Vérification de la contrainte dans le béton

	$M^s$ (KN.m)	Y(cm)	I(cm <sup>4</sup> )	$\sigma_b$ (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	Remarque
Travée	7.03	5.54	7932.01	4.91	15	Vérifier
Appuis	4.69	5.54	7932.01	3.27	15	Vérifier

➤ Etat limite de déformation

• Evaluation de la flèche

$$\checkmark \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} ; \quad \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} ; \quad \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{25}{280} = 0.089 \text{ m} \geq \frac{9.49}{10 \times 12.66} = 0.074 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{1.51}{25 \times 22.5} = 2,68 \times 10^{-3} \leq \frac{4.2}{400} = 0.01 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{25}{280} = 0.089 \text{ m} \geq \frac{1}{16} = 0.062 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**Commentaire :** les trois conditions sont vérifiées, la flèche n'est pas nécessaire

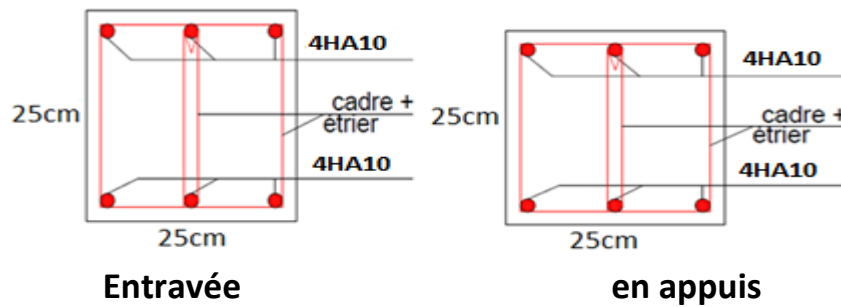


Fig.III.11 : Schéma ferrailage poutre chaînage en appuis et en travée

### III.6. L'ascenseur

L'ascenseur est un appareil destiné au transport des personnes, comporte une cabine et un treuil. Elle sert à faire déplacer les personnes d'un niveau à u autre.

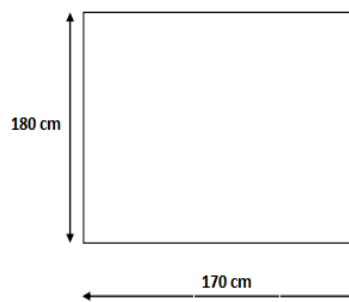


Fig.III.12 : Schéma Dalle machine

#### III.6.1. Les caractéristiques

1/  $l$ : longueur = 180 **cm**.

2/  $L$  : largeur = 170 **cm**.

3/  $H$  : Hauteur = 220 **cm**.

4/ Vitesse  $V = 1,6$  **m/s**.

5/  $P_m$  (charge dûe à salle des machines)  $P_m = 15$  **KN**

6/  $D_m = 51$  **KN**(charge dûe au poids propre d'ascenseur).

7/  $F_c = 145$  **KN**(charge dûe à la tension des câbles).

8/  $P_p = 08$  personnes = 6,3 **KN**.

9/  $G = D_m + P_m + P_p = 72,3$  **KN**.

#### III.6.2. Calcul de la dalle pleine :

➤ Pré dimensionnement :

$$h_t \geq \frac{L_n}{30} \rightarrow h_t \geq \frac{170}{30} = 5,66 \text{ cm}$$

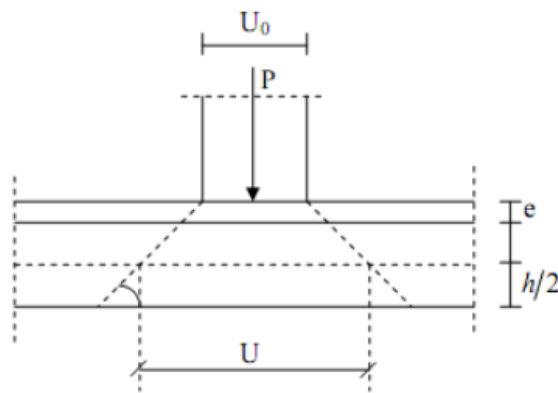
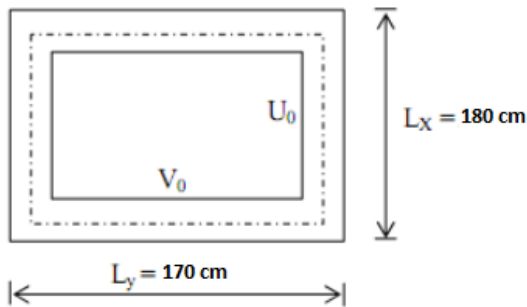
La limite de (Rpa) est de 12 cm . On prend  $h_t = 15 \text{ cm}$ .

. Le rapport  $\varphi = \frac{l_x}{l_y}$

$$\varphi = \frac{170}{180} = 0,94 \rightarrow 0,4 \leq \varphi = 0,94 \leq 1.$$

Donc la dalle travail dans les deux sens.

**III.6.3. Calcule à l'ELU :**



alc  
ule  
du  
U  
et  
v:

$$\begin{cases} U = U_0 + 2K_e + h_t \\ v = v_0 + 2K_e + h_t \end{cases} \begin{cases} U_0 = 150 \text{ cm} \\ v_0 = 160 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} U = 150 + 2 \times 2 + 15 = 169 \text{ cm.} \\ v = 160 + 2 \times 2 + 15 = 179 \text{ cm.} \end{cases}$$

**III.6.4. Evaluation des moments :  $M_{x1}$  et  $M_{y1}$**

$$\begin{cases} M_{x1} = P(M_1 + v M_2) \\ M_{y1} = P(M_2 + v M_1) \end{cases}$$

A partir des abaques de pigeant :

$$\begin{cases} \frac{U}{l_x} = \frac{169}{170} = 0,99. \\ \frac{v}{l_y} = \frac{179}{180} = 0,99. \end{cases}$$

Donc  $M_1 = 0,042$  ,  $M_2 = 0,032$ .

**III.6.4.1. Calcule :  $M_{x1}$  et  $M_{y1}$  (dûs à la charge localisé) :**

A l'ELU : ( $v = 0$ )

$$P_u = 1,35 \times 72,3 = 97,605 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u \cdot M_1 = 97,605 \times 0,042 = 4,09 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = P_u \cdot M_2 = 97,605 \times 0,032 = 3,123 \text{ KN.m} \end{cases}$$

### III.6.4.2. Calcule des moments dus au poids propre de la dalle :

Le calcule se fera pour 1ml de largeur.

$$\begin{cases} M_{x2} = U_x \cdot q_u \cdot l_x^2 \\ M_{y2} = U_y \cdot M_{x2} \end{cases}$$

$$\varphi = \frac{l_x}{l_y} = 0,93 \rightarrow U_x = 0,0433 ; U_y = 0,8354$$

Poids propre de la dalle :

$$G = \gamma_b \cdot h_0$$

$$G = 25 \times 0,15 + 22 \times 0,02 = 4,19 \text{ KN/m}^2.$$

Combinaison des charges :

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

$$q_u = 1,35 \times 4,19 + 1,5 \times 1 = 7,156 \text{ KN/ml}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = 1,35 \times 7,156 \times 1,7^2 = 0,895 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = 0,8354 \times 0,895 = 0,748 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**Donc**

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 4,985 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 3,871 \text{ KN.m} \end{cases}$$

### III.6.4.3. Les moments en travée et aux appuis :

**Sens  $l_x$  :**

$$\text{Aux appuis : } M_x^a = -0,3 \times 4,985 = -1,495 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travées : } M_y^t = 0,85 \times 4,985 = 4,237 \text{ KN.m}$$

**Sens  $l_y$  :**

$$\text{Aux appuis : } M_x^a = -0,3 \times 3,871 = 1,161 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travées : } M_y^t = 0,85 \times 3,871 = 3,29 \text{ KN.m}$$



**III.6.4.4. Ferrailage à l'ELU :**

Pour une bande de 1 ml :

Sens  $l_x$  :

**a. Aux appuis :**

$$U = \frac{M_x^a}{b \cdot d^2 f_{bc}} = \frac{1,49 \times 1000}{100 \cdot 13^2 \cdot 14,2} = 0,007 < U_l = 0,392.,$$

$$U = 0,007 \rightarrow \beta = 0,996.$$

$$A_a = \frac{1,49 \times 1000}{0,996 \times 13 \times 348} = 0,33 \text{ cm}^2.$$

Soit **4HA10** = 3,14  $\text{cm}^2$  avec  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

**b. En travées :**

$$U = \frac{M_x^t}{b \cdot d^2 f_{bc}} = \frac{4,237 \times 1000}{100 \cdot 13^2 \cdot 14,2} = 0,02 < U_l = 0,392.$$

$$U = 0,02 \rightarrow \beta = 0,99.$$

$$A_t = \frac{4,237 \times 1000}{0,99 \times 13 \times 348} = 0,94 \text{ cm}^2.$$

Soit **4HA8** = 3,14  $\text{cm}^2$  avec  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

Sens  $l_y$ :

**a. Aux appuis**

$$U = \frac{1,161 \times 1000}{1000 \cdot 13^2 \cdot 14,2} = 0,05 < U_l = 0,392 \rightarrow \text{SSA},$$

$$U = 0,05 \rightarrow \beta = 0,997.$$

$$A_a = \frac{1,161 \times 1000}{0,997 \times 13 \times 348} = 0,257 \text{ cm}^2.$$

Soit **4HA10** = 3,14  $\text{cm}^2$  avec  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

**b. En travées :**

$$U = \frac{3,2}{100 \cdot 13^2 \cdot 14,2} = 0,013 < U_l = 0,392.$$

$$U = 0,013 \rightarrow \beta = 0,993.$$

$$A_t = \frac{3,29 \times 1000}{0,993 \times 13 \times 348} = 0,732 \text{ cm}^2.$$

Soit **4HA10** = 3,14  $\text{cm}^2$  avec  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

#### III.6.4.5. Vérification à l'ELU :

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,0008 \cdot b \cdot h_0 \frac{(3-\alpha)}{2} = 0,0008 \times 100 \times 15 \frac{(3-0,94)}{2} = 1,23 \text{ cm}^2.$$

**Sens  $l_x$ :**

Aux appuis :  $A_a = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,23 \text{ cm}^2$  .....(condition vérifier)

En travées :  $A_a = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,23 \text{ cm}^2$  .....(condition vérifier)

**Sens  $l_y$ :**

Aux appuis :  $A_a = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,23 \text{ cm}^2$  ..... (condition vérifier)

En travées :  $A_a = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,23 \text{ cm}^2$  .....( condition vérifier)

#### III.6.4.6. Diamètre minimal des barres :

$$\varphi_{\max} \leq \frac{h_e}{10} \rightarrow \varphi_{\max} = 10 \text{ mm} \leq \frac{150}{10} = 15 \text{ mm} \text{ .....( condition vérifier)}$$

#### III.6.4.7. Ecartement des barres :

➤ **Sens  $l_x$ :**

Aux appuis :  $S_t = 25 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm}$  .....( condition vérifier)

En travées :  $S_t = 25 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm}$  .....( condition vérifier)

➤ **Sens  $l_y$ :**

Aux appuis :  $S_t = 25 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm}$  .....( condition vérifier)

En travée :  $S_t = 25 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm}$  .....( condition vérifier)

#### III.6.4.8. Vérification de non poinçonnement :

$$Q_u \leq 0,045 \cdot U_c \cdot h_0 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$U_c = 2(U + v) = 2(1,79 + 1,69) = 6,96 \text{ m} ;$$

$$0,045 \cdot U_c \cdot h_0 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,045 \times 6,96 \times 15 \cdot \frac{25 \times 100}{1,5} = 783 \text{ KN}$$

$$Q_u = 1,35 \times 1000 = 135 \text{ KN} < 783 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{(condition vérifier)}$$

Aucune armature transversale n'est nécessaire.

Contrainte tangentielle :

$$\tau_u \leq \min \left( \frac{0,15}{\gamma_b} f_{c28}; 4 \text{ Mpa} \right) = 2,5 \text{ Mpa} ;$$

$$\tau_u = \frac{v_u}{b \cdot d}, \quad v_u = \frac{p}{2u_0 + v_0} = \frac{72,3}{2 \times 1,5 + 1,60} = 15,71 \text{ KN} ;$$

$$\tau_u = \frac{15,71 \times 1000}{1000 \times 130} = 0,12 \text{ Mpa} < 2,5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{(condition vérifier)}$$

### III.6.4.9. Vérification à l'ELS

$$(v = 0,2) ; \quad p = 72,3 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = P(M_1 + 0,2M_2) = 72,3 (0,042 + 0,2 \times 0,032) = 3,50 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = P(M_2 + 0,2M_1) = 72,3 (0,042 \times 0,042 + 0,032) = 2,92 \text{ KN.m} \end{cases} ;$$

➤ Calcule:  $M_{x2}$  et  $M_{y2}$  :

$$\begin{cases} M_{x2} = U_x \cdot q_s \cdot l_x^2 \\ M_{y2} = U_y \cdot M_x^2 \end{cases}$$

$$q_s = G + Q = 4,19 + 1 = 5,19 \text{ KN}$$

$$\varphi = 0,94 \rightarrow U_x = 0,0433 ; U_y = 0,8354$$

$$\begin{cases} M_{x2} = 0,0433 \times 5,19 \times 1,5^2 = 0,505 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = 0,8354 \times 0,505 = 0,422 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ Moments globaux :

$$\begin{cases} M_x = 3,50 \times 0,505 = 4,005 \text{ KN.m} \\ M_y = 2,92 + 0,422 = 3,342 \text{ KN.m} \end{cases}$$

En tenant compte de l'encastrement partiel aux extrémités :

a. Moment en travée :  $M^t = 0,85M$

$$\begin{cases} M_x^t = 0,85 \times 4,005 = 3,40 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0,85 \times 3,342 = 2,84 \text{ KN.m} \end{cases}$$

b. **Moment aux appuis** :  $M^a = -0,3M$

$$\begin{cases} M_x^a = -0,3 M_x = -0,3 \times 4,005 = -1,20 \text{ KN.m} \\ M_y^a = -0,3 M_y = -0,3 \times 3,342 = -1 \text{ KN.m} \end{cases}$$

### III.6.5. Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

Sens (x-x)

#### a. Aux appuis

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{1,49}{1,20} \rightarrow \frac{1,24-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,370$$

$$U_b = 0,007 \rightarrow \alpha = 0,01 < 0,370 \dots\dots\dots(\text{condition vérifier})$$

#### b. En travées

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{4,237}{3,40} = 1,24 \rightarrow \frac{1,24-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,370$$

$$U_b = 0,002 \rightarrow \alpha = 0,0252 < 0,370 \dots\dots\dots(\text{condition vérifier})$$

Sens (y-y)

#### a. Aux appuis :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{1,16}{1} = 1,16 \rightarrow \frac{1,16-1}{2} + 0,25 = 0,33$$

$$U_b = 0,006 \rightarrow \alpha = 0,0075 < 0,27 \dots\dots\dots(\text{condition vérifier})$$

#### b. En travées :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{3,29}{2,84} = 1,15 \rightarrow \frac{1,15-1}{2} + 0,25 = 0,325$$

$$U_b = 0,015 \rightarrow \alpha = 0,0227 < 0,325 \dots\dots\dots(\text{condition vérifier})$$

Toutes les conditions sont vérifiées.

### III.6.5.1. Vérification de la flèche :

$$a/ \frac{h}{L_s} > \frac{M_{tu}}{20 M_x} \qquad b/ \frac{A_x}{bd} \leq \frac{2}{f_e}$$

$$\frac{h_t}{l_x} = \frac{15}{150} = 0,1 > \frac{M_{tu}}{20 M_x} = \frac{4,237}{20 \times 3,29} = 0,064 \dots\dots\dots (\text{condition vérifier})$$

$$B / \frac{2}{f_e} = 0,005 \geq \leq \frac{3,14}{100 \times 13} = 0,0024 \dots\dots\dots (\text{condition vérifier})$$

Après la vérification des deux conditions on dira que la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

### III.6.6. Les murs de la salle machines

$$A_{\min} = 0,23. b. d. \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,56 \text{ cm}^2$$

Soit **5HA10** (3,93 cm<sup>2</sup>)      $S_t = 25$  cm comme armatures verticales

Et **4HA8** (2,01 cm<sup>2</sup>)      $S_t = 25$  cm comme armatures horizontale.

### III.7. Conclusion

Dans ce chapitre on a déterminé les sections d'acier nécessaire pour reprendre les charges qui reviennent aux éléments secondaires, on a fait toutes les vérifications nécessaires suivant les règles données par le BAEL91/99 et le RPA99/2003. Ces éléments ont été étudiés et ferrailés.



**Chapitre IV**  
**Étude dynamique**

---

## Chapitre IV: Études dynamiques

### IV.1. Introduction

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées. Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines, d'où l'apparition de la construction parasismique. Cette dernière se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitées. L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Une telle étude pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse.

D'après le RPA 99/version 2003 (3.4.A.1.a). Tout ouvrage situé en zone IIa, de hauteur dépassant 14m, sera contreventé par un système de voiles ou de voiles-portiques.

- Pour la raison d'économie, le contreventement de notre structure sera mixte (voiles-portiques)

### IV.2. Modélisation de la structure

Étant donné la difficulté et la complexité d'un calcul manuel des efforts internes (Moments, efforts normaux ...etc.) dans les éléments structuraux, le code de calcul par éléments finis "ETABS" est utilisé.

#### ➤ Description du logiciel "ETABS"

ETABS « **E**xtended **T**hree **D**imensional **A**nalyses of **B**uilding **S**ystems » est un logiciel intégré ultime pour l'analyse structurelle et la conception de bâtiments. Il offre des outils de modélisation et de visualisation 3D inégalés, une puissance analytique linéaire et non linéaire incroyablement rapide, des capacités de conception sophistiquées et complètes pour une large gamme de matériaux, et des affichages graphiques, des rapports, et des dessins schématiques qui permettent aux utilisateurs de déchiffrer et de comprendre rapidement et facilement les résultats de l'analyse et de la conception.

On va utiliser pour notre étude la version **ETABS2016**

### IV.3. Méthode de calcul

Selon les règles parasismiques Algériennes (**RPA99/version2003**) le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

#### a) Méthode statique équivalente :

Le règlement parasismique Algérien permet sous certaines conditions (**RPA 99/version 2003 article 4.1.2**) de calculer la structure par une méthode pseudo dynamique (Méthode statique équivalente) 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.

#### b) La méthode d'analyse modale spectrale :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise. (**RPA.art.4.1.3**)

#### c) La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire. (**RPA.art.4.1.3**)

Dans notre cas, les conditions de la méthode statique équivalente et la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes ne sont pas satisfaites car notre structure fait plus de 23m de hauteur et la nécessité de l'intervention d'un personnel qualifié nous oblige à utiliser la méthode d'analyse modale spectrale.

### IV.4. Présentation de la méthode modale spectrale

La méthode modale spectrale est, sans doute, la méthode la plus utilisée pour l'analyse sismique des structures, dans cette méthode, on recherche pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques, représentées par un spectre de réponse de calcul.

Ces effets vont être combinés par la suite suivant la combinaison la plus appropriée pour obtenir la réponse totale de la structure.



Une fois l'effort dynamique est calculé, le RPA prévoit de faire la vérification suivante :

$$V_{dyn} \geq 0.8 V_{st}$$

Dans le cas où la condition n'est pas vérifiée, toutes les réponses obtenues à partir de la méthode dynamique doivent être majorés de  $(0,8V_{st} / V_{dyn})$ .

Avec :  $V_{dyn}$  : l'effort tranchant dynamique (calculer par la méthode spectrale modal).

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times w \quad \dots(\text{RPA.art.4.2.3})$$

Tel que :

- $V_{st}$  : l'effort tranchant statique à la base du bâtiment.
- A : Coefficient d'accélération de zone, donné par le **tableau 4.1 du RPA**.

**A = 0.15** (Groupe d'usage : groupe 2 ; Zone sismique : zone II.a).

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

$$\left\{ \begin{array}{ll} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} T_2 \leq T \leq 3,0s & ; \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T_2}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3,0s \end{array} \right.$$

- $T_2$  : Période caractéristique, associée à la catégorie du site. **RPA 99 (Tableau 4.7)**

On a un sol ferme (site S2)  $\Rightarrow T_1 = 0.15 \text{ s}, T_2 = 0.4 \text{ s}$ .

- $\eta$  : facteur de correction d'amortissement donné par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \varepsilon)} \geq 0,7 ;$$

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

On prend :  $\varepsilon = 10\%$  Pour un contreventement mixte.

Alors :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + 10)} = 0,763 \geq 0,7 ;$$

- Calcul de la période fondamentale (T) :

$$\begin{cases} T = C_T \cdot H^{\frac{3}{4}} \text{ (4. 6. RPA)} \\ T = \frac{0,09 \cdot H}{\sqrt{L}} \text{ (4. 7. RPA)} \end{cases} ;$$

Avec :  $C_T = 0,05$  (coefficient qui dépend du type de contreventement du bâtiment et du remplissage **RPA99 (Tab.4.6)**)

L : Dimension du bâtiment mesurée à la base dans les deux directions.

$$L_x = 21,4\text{m.} \quad , \quad L_y = 8,85\text{m.} \quad , \quad H = 27,54\text{m;} ;$$

$$\text{a) Sens (x-x): } T_x = \min(T_1, T_2) \Rightarrow T_x = \min(0,601; 0,536) ;$$

$$T_x = 0,536\text{s} ;$$

$$\text{b) Sens (y-y): } T_y = \min(T_1, T_2) \Rightarrow T_y = \min(0,601; 0,833) ;$$

$$T_y = 0,601\text{s} ;$$

$$\text{Alors : } T_2 = 0,4 < T_{x,y} < 3\text{s} \Rightarrow D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \Rightarrow \begin{cases} D_x = 1,569 \\ D_y = 1,454 \end{cases} ;$$

- R : coefficient de comportement global de la structure sa valeur unique est donnée par le **tableau 4.3 du RPA** en fonction du système de contreventement.  
R = 5 (Mixte portiques/voiles avec interaction).
- Q : Facteur de qualité

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q \text{ RPA (formule 4. 4) ;}$$

**Pq** : Pénalité à retenir lorsque le critère de qualité  $q$  est satisfait ou non.

Tab.IV.1 : Valeurs des pénalités Pq

Critère q	x-x		y-y	
	Observation	P <sub>q</sub>	Observation	P <sub>q</sub>
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Non	0,05
2- Redondance en plan	Non	0,05	Oui	0
3- Régularité en plan	Oui	0	Oui	0

4- Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
5- Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6- Contrôles de qualité des d'exécution	Oui	0	Oui	0
$\Sigma$	/	0,05	/	0,05

Donc :  $Q_x = Q_y = 1,05$

➤  $W$  : poids total de la structure.

$$W = \sum_{i=1}^n w_i \text{ Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$W_{Gi}$ : Poids dû aux charges permanentes totales.

$W_{Qi}$ : Charge d'exploitation.

$D$ : coefficient de pondération, en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation **Tableau (4-5 du RPA99)**. ( $\beta = 0,2$ )

Donc pour notre cas on obtient  $W = 18739,0935\text{KN}$

$$\text{Donc : } V_{stx} = \frac{A \times D_x \times Q_x}{R} \times w \Rightarrow 926,15 \text{ KN};$$

$$V_{sty} = \frac{A \times D_y \times Q_y}{R} \times w \Rightarrow 858,269 \text{ KN};$$

#### IV.4.1. Spectre de réponse de calcul

Le spectre réglementaire de calcul est donné par l'expression suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left[ 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta (1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0(s) \\ 2.5\eta (1.25A) \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3.0(s) \end{cases} \quad ; \text{RPA99 (Formule.4.13)} ;$$

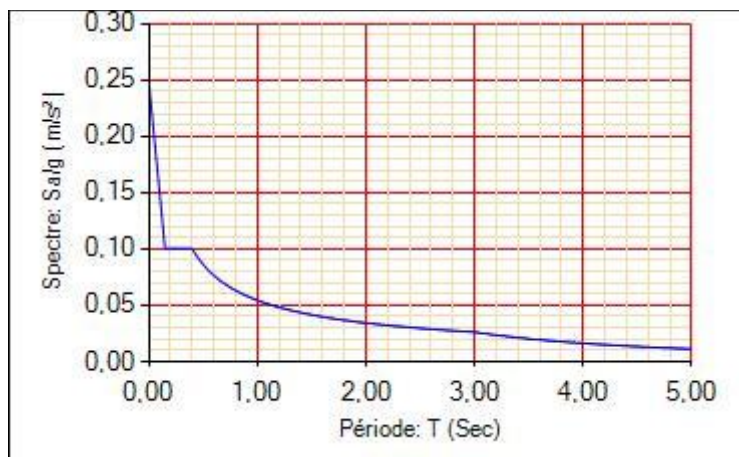


Fig.IV.1 : Spectre de réponse

### IV.5. Résultats Obtenue

Après la modélisation, nous avons obtenus les résultats suivants :

#### a) Disposition des voiles de contreventement

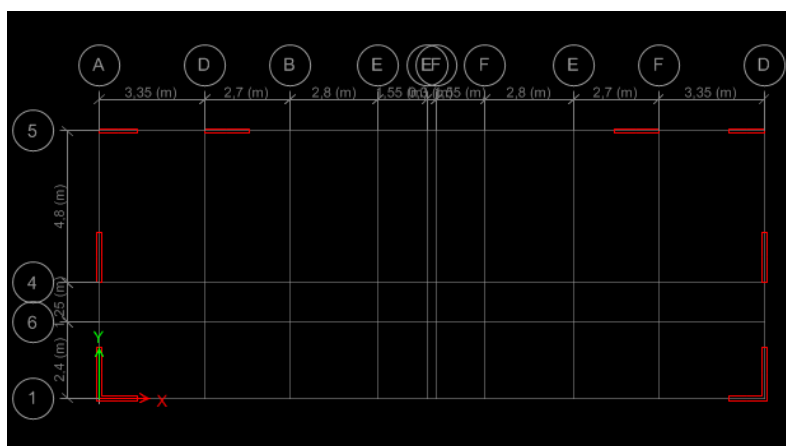


Fig.IV.3 : Disposition des voiles de contreventement

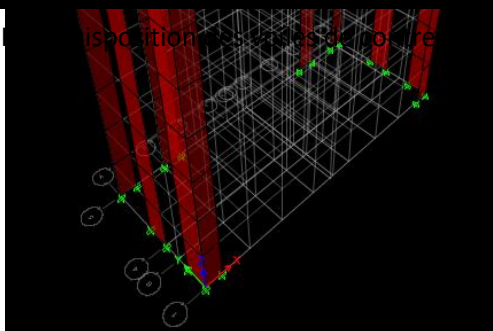


Fig.IV.3 : Vu en 3D du model obtenu par le logiciel ETABS

#### b) Période de vibration et participation massique

$$(T \text{ périodique} \leq T \text{ empérique})$$

D'après l'article 4.3.4 de l'RPA, les modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitations doit être tel que la somme de masses modales

effectives pour les modes retenus, soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure. Le coefficient de participation massique correspond au  $i^{\text{ème}}$  mode de vibration, représente le pourcentage d'énergie sismique absorbé à ce mode par le bâtiment. La somme de ces coefficients représente la quantité d'énergie totale absorbée par le bâtiment. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tab.IV.2 : Périodes et taux de participation des masses

Mode	Période (s)	Masse modale		Cumulé de la masse modale	
		Suivant X(UX)	Suivant Y(UY)	Suivant X (UX)	Suivant Y (UY)
1	0,705	4,80E-05	0,7395	4,80E-05	0,7395
2	0,621	0,7384	4,83E-05	0,7385	0,7395
3	0,548	0,0198	3,94E-06	0,7583	0,7395
4	0,213	0,0002	0,1325	0,7584	0,8721
5	0,197	0,1217	0,0002	0,8801	0,8723
6	0,164	0,0006	2,10E-05	0,8807	0,8723
7	0,109	0,0011	0,0509	0,8818	0,9233
8	0,106	0,0463	0,0011	0,9282	0,9244

**Commentaire :**

D'après le tableau ci-dessus les deux premiers modes sont des modes de translations

**Mode 1** : translation selon l'axe (y-y), le taux de participation massique est de **73,95%**

**Mode 2** : translation selon l'axe (x-x), le taux de participation massique est plus de **73,85%**

Et on voit bien que le taux de participation massique selon l'axe Y atteint les 90% au bout du 7<sup>ème</sup> mode, et selon l'axe X au bout du 8<sup>ème</sup> mode. La période dynamique selon l'axe Y est de 0,705s et de 0,621s selon l'axe X.

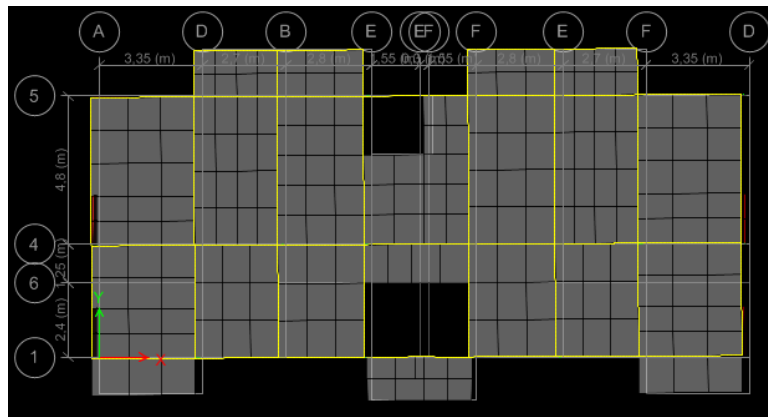


Fig.IV.4 : Mode 2 (Translation suivant l'axe X-X)

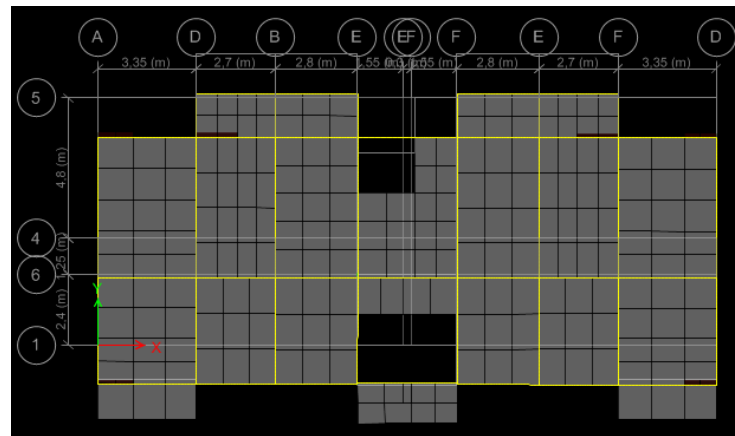


Fig.IV.5 : Mode 1 (Translation suivant l'axe Y-Y)

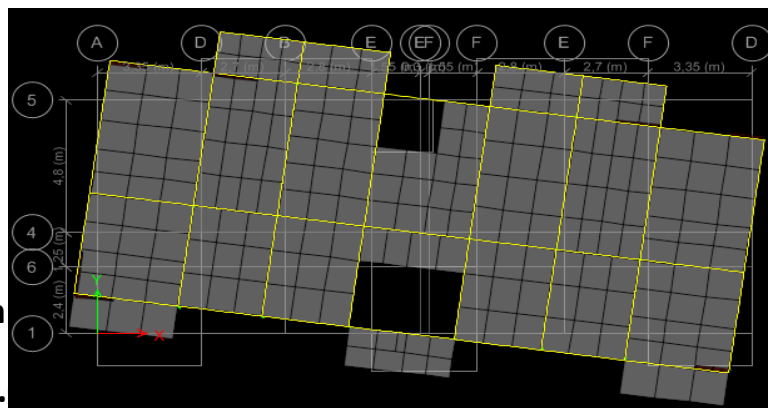


Fig.IV.6 : Mode 3 (Rotation selon l'axe Z-Z)

### IV.6. Vérification

Selon l'article 4.3.

la base  $V_{dyn}$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80%** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V_{st}$ .

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tab.IV.3 :Vérification de la résultante des forces sismiques

Sens	V <sub>dyn</sub> (KN)	0.8*V <sub>st</sub> (KN)	Observation
Sens (X-X)	792,3333	740,92127	Vérifier
Sens (Y-Y)	738,829	686,615377	Vérifier

#### IV.7. Justification de l'interaction voile-portique

Les tableaux (IV.2.) et (IV.3.) illustrent respectivement la justification de l'interaction sous charges horizontales et verticales.

L'article (3.4.A.4.a) du RPA99/version2003 exige pour les systèmes mixtes ce qui suit :

##### ✓ Sous charges verticales

Les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations.

Les portiques doivent reprendre au moins 80% des sollicitations.

##### ☒ Sous charges horizontales

Les voiles doivent reprendre au plus 75% des sollicitations.

Les portiques doivent reprendre au moins 25% des sollicitations.

##### a) Sous charges verticales :

Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques est :

$$\frac{\sum F_{Portiques}}{\sum F_{Portiques} + F_{voiles}} \geq 80\% ;$$

Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles est :

$$\frac{\sum F_{Voile}}{\sum F_{Voiles} + \sum F_{Potriques}} \leq 20\% ;$$

Tab.IV.4 :Interactions sous charges verticales

Niveaux	Charges reprises en (KN)			Pourcentages repris (%)		Observation
	Portiques	Voiles	Total	Portiques	Voiles	
RDC	17185,3775	3822,3725	21007,75	81,80	18,19	Vérifier
1 <sup>er</sup>	15235,2907	3383,9089	18619,2	81,82	18,17	Vérifier
2 <sup>eme</sup>	13168,6775	3034,9144	16203,592	81,27	18,72	Vérifier
3 <sup>eme</sup>	11207,9808	2622,6929	13830,674	81,03	18,96	Vérifier

<b>4eme</b>	9207,0679	2249,2927	11456,361	80,36	19,63	Vérifier
<b>5eme</b>	7315,8303	1811,4586	9127,2889	80,15	19,84	Vérifier
<b>6eme</b>	5412,4853	1384,2269	6796,7122	80,12	19,87	Vérifier
<b>7eme</b>	3597,1597	905,4169	4502,5766	80,54	19,45	Vérifier
<b>8eme</b>	1787,2505	419,6666	2206,9171	80,98	19,01	Vérifier

Commentaire : On remarque que l'interaction sous charge verticale est vérifiée dans tous les niveaux.

**b) Sous charges horizontales :**

Les résultats de l'interaction sous charges horizontales sont présentés dans les tableaux suivants

Tab.IV.5 : Interactions sous charges horizontales dans le sens (x-x)

Niveaux	Charges reprises en (KN)			Pourcentages repris (%)		Observation
	Portiques	Voiles	Total	Portiques	Voiles	
<b>RDC</b>	358,289 7	339,325 8	697,616	51,36	48,64	Vérifier
<b>1<sup>er</sup></b>	357,019 2	288,403 9	645,423	55,32	44,68	Vérifier
<b>2eme</b>	355,097 9	244,562 7	599,661	59,22	40,78	Vérifier
<b>3eme</b>	355,968 4	201,736 8	557,705	63,83	36,17	Vérifier
<b>4eme</b>	300,170 1	203,040 6	503,211	59,65	40,35	Vérifier
<b>5eme</b>	280,067 2	158,953 8	439,021	63,79	36,21	Vérifier
<b>6eme</b>	226,132 5	134,924	361,057	62,63	37,37	Vérifier
<b>7eme</b>	181,553 3	89,9882	271,542	66,86	33,14	Vérifier



<b>8eme</b>	137,813 7	57,3436	195,157	70,62	29,38	Vérifier
-------------	--------------	---------	---------	-------	-------	----------

Tab.IV.6 : Interactions sous charges horizontales dans le sens (y-y)

Niveaux	Charges reprises en (KN)			Pourcentages repris (%)		Observation
	Portiques	Voiles	Total	Portiques	Voiles	
<b>RDC</b>	308,899 6	345,0346	653,93 4	47,24	52,76	Vérifier
<b>1<sup>er</sup></b>	296,453 5	295,7014	592,15 5	50,06	49,94	Vérifier
<b>2<sup>eme</sup></b>	294,194 8	254,3098	548,50 5	53,64	46,36	Vérifier
<b>3<sup>eme</sup></b>	296,385 8	211,0143	507,4	58,41	41,59	Vérifier
<b>4<sup>eme</sup></b>	267,289 5	195,1606	462,45	57,80	42,20	Vérifier
<b>5<sup>eme</sup></b>	247,190 9	160,7281	407,91 9	60,60	39,40	Vérifier
<b>6<sup>eme</sup></b>	189,105 4	152,7823	341,88 8	55,31	44,69	Vérifier
<b>7<sup>eme</sup></b>	154,488 2	105,3303	259,81 9	59,46	40,54	Vérifier
<b>8<sup>eme</sup></b>	132,088 3	60,6672	192,75 6	68,53	31,47	Vérifier

**Commentaire :** d'après les deux tableaux ci-dessus la justification du type de contreventement choisi (contreventement mixte) sous charge horizontale est vérifiée.

#### IV.8. Vérification de l'effort normal réduit

Dans le but d'éviter ou de limiter 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 :

$$v = \frac{Nd}{B_c \times F_{c28}} \leq 0.3 ;$$

**Avec :**  $B_c$  : l'aire brute du poteau.

$N_d$ : Effort normal de calcul.

Tab.IV.7 : Vérification de l'effort normal réduit.

Niveaux	La section adoptée (cm <sup>2</sup> )			N (KN)	u	Observation
	b (cm)	h (cm)	aire (cm <sup>2</sup> )			
RDC & 1 <sup>er</sup>	50	55	2750	1336,2547	0,194	Vérifier
2 <sup>eme</sup> & 3 <sup>eme</sup>	50	50	2500	958,8783	0,153	Vérifier
4 <sup>eme</sup> & 5 <sup>eme</sup>	50	45	2250	618,9639	0,110	Vérifier
6 <sup>eme</sup> & 7 <sup>eme</sup>	45	45	2025	347,9012	0,069	Vérifier
8 <sup>eme</sup>	40	45	1800	129,1393	0,029	Vérifier

#### IV.9. Vérification des déplacements

Selon le **RPA99/2003 (Art 5.10)**, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage.

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

$$\Delta K = \delta_K - \delta_{K-1}; \quad \text{Avec : } \delta_K = R \times \delta_{eK}$$

$\delta_K$  : déplacement horizontal à chaque niveau "k" donné par **RPA99/2003**

**(Art4.43)**

$\delta_{eK}$  : déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion)

Tab.IV.8 : : Vérification des déplacements relatifs (x-x)

Niveaux	$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_k$ (cm)	$\delta_{k-1}$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	$h_k$ (cm)	$\Delta_k/h_k$ (%)	Observation
RDC	0,0467	0,234	0,000	0,23	306,0	0,075	Vérifier
1 <sup>er</sup>	0,1345	0,673	0,234	0,44	306,0	0,143	Vérifier
2 <sup>eme</sup>	0,2355	1,178	0,673	0,51	306,0	0,166	Vérifier
3 <sup>eme</sup>	0,3377	1,689	1,178	0,51	306,0	0,166	Vérifier

4 <sup>eme</sup>	0,4368	2,184	1,689	0,50	306,0	0,163	Vérifier
5 <sup>eme</sup>	0,5263	2,632	2,184	0,45	306,0	0,147	Vérifier
6 <sup>eme</sup>	0,6036	3,018	2,632	0,39	306,0	0,127	Vérifier
7 <sup>eme</sup>	0,667	3,335	3,018	0,32	306,0	0,104	Vérifier
8 <sup>eme</sup>	0,7172	3,586	3,335	0,25	306,0	0,081	Vérifier

Tab.IV.9 : Vérification des déplacements relatifs (y-y)

Niveaux	$\delta_{ek}$ (c m)	$\delta_k$ (cm)	$\delta_{k-1}$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	$h_k$ (c m)	$\Delta_k/h_k$ ( %)	Observation
RDC	0,0479	0,240	0	0,24	306,0	0,078	Vérifier
1 <sup>er</sup>	0,1443	0,722	0,240	0,48	306,0	0,156	Vérifier
2 <sup>eme</sup>	0,2624	1,312	0,722	0,59	306,0	0,192	Vérifier
3 <sup>eme</sup>	0,3865	1,933	1,312	0,62	306,0	0,202	Vérifier
4 <sup>eme</sup>	0,5082	2,541	1,933	0,61	306,0	0,199	Vérifier
5 <sup>eme</sup>	0,6211	3,106	2,541	0,56	306,0	0,183	Vérifier
6 <sup>eme</sup>	0,7224	3,612	3,106	0,51	306,0	0,166	Vérifier
7 <sup>eme</sup>	0,8081	4,041	3,612	0,43	306,0	0,140	Vérifier
8 <sup>eme</sup>	0,8792	4,396	4,041	0,36	306,0	0,117	Vérifier

Commentaire :

On constate d'après les tableaux que les déplacements relatifs selon (x-x et y-y) sont vérifiés.

#### IV.10. Vérification de l'effet P-Delta

Les effets du 2<sup>eme</sup> ordre (ou effet P- $\Delta$ ) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement.

D'après **RPA99/2003 (article 5.9)** ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0,1 ;$$

**Avec :**  $P_k$  : poids total de la structure et des charges d'exploitation associés au-dessus du niveau "k".

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{gi} + \beta W_{qi})$$

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

$\Delta_k$  : déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1".

$h_k$  : hauteur de l'étage "k".

Si :  $0.10 < \theta_k < 0.20$  → les effets (P- $\Delta$ ) peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1er ordre par le facteur :  $\frac{1}{(1-\theta)}$

Si  $0.20 < \theta_k$  : La structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

Tab.IV.10 : Vérification des effets P- $\Delta$  (x-x)

Niveaux	$h_k$ (cm)	$P_k$ (KN)	$\Delta$ (cm)	$V_k$ (KN)	$\theta_k$	Observation
RDC	306,0	18739,09 4	0,23	792,3333	0,018	Vérifier
1 <sup>er</sup>	306,0	16586,73 8	0,44	771,8637	0,031	Vérifier
2 <sup>eme</sup>	306,0	14434,38 2	0,51	734,772	0,033	Vérifier
3 <sup>eme</sup>	306,0	12325,07 7	0,51	680,8467	0,030	Vérifier
4 <sup>eme</sup>	306,0	10215,77 1	0,5	610,8369	0,027	Vérifier
5 <sup>eme</sup>	306,0	8149,740 8	0,45	525,2333	0,023	Vérifier
6 <sup>eme</sup>	306,0	6083,710 2	0,39	424,6724	0,018	Vérifier
7 <sup>eme</sup>	306,0	4056,139 7	0,32	308,6116	0,014	Vérifier
8 <sup>eme</sup>	306,0	2028,569 1	0,25	179,3153	0,009	Vérifier

Tab.IV.11 : Vérification des effets P-Δ (y-y)

Niveaux	$h_k$ (cm)	$P_k$ (KN)	$\Delta$ (cm)	$V_k$ (KN)	$\theta_k$	Observation
RDC	306,0	18739,09 4	0,24	738,829	0,020	Vérifier
1 <sup>er</sup>	306,0	16586,73 8	0,48	718,4404	0,036	Vérifier
2 <sup>eme</sup>	306,0	14434,38 2	0,59	683,8311	0,041	Vérifier
3 <sup>eme</sup>	306,0	12325,07 7	0,62	634,6232	0,039	Vérifier
4 <sup>eme</sup>	306,0	10215,77 1	0,61	571,3435	0,036	Vérifier
5 <sup>eme</sup>	306,0	8149,740 8	0,56	494,6664	0,030	Vérifier
6 <sup>eme</sup>	306,0	6083,710 2	0,51	404,1941	0,025	Vérifier
7 <sup>eme</sup>	306,0	4056,139 7	0,43	297,8274	0,019	Vérifier
8 <sup>eme</sup>	306,0	2028,569 1	0,36	176,7446	0,014	Vérifier

**Commentaire :** Dans notre cas la condition  $\theta \leq 0.1$  est satisfaite, d'où les effets de second ordre ou effet P-Δ peuvent être négligés.

#### IV.11. Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble

Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité d'ensemble du bâtiment ou de l'ouvrage, soumis à des effets de renversement, il faut vérifier la condition suivante :

$$\frac{M_{\text{stabilisateur}}}{M_{\text{renversement}}} > 1,5 ;$$

$$M_{\text{stabilisateur}} = M_{w/o} = W \times b ; M_{\text{renversement}} = M_{Fi/0} = \sum_{i=1}^n V_i \times d_i$$

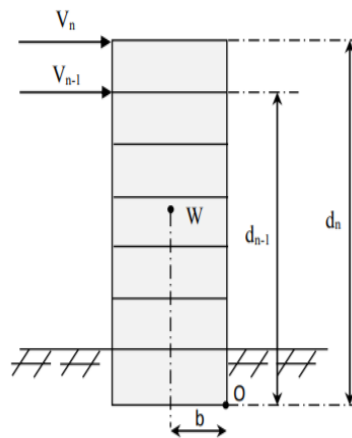


Fig.IV.7 : Schéma montrant les moments stabilisants et renversants

Les résultats sont montrés dans le tableau ci- dessous :

Tab.IV.12 : Justification vis-à-vis l'équilibre d'ensemble

Sens	W (KN)	b (m)	$M_{stab}$ (KN.m)	$M_{renv}$ (KN.m)	$M_{stab} / M_{renv}$	Obs
Suivant X-X	18739,093 5	10,68	200133,5186	53931,2576	3,711	V
Suivant Y-Y	18739,093 5	4,35	81515,0567	50427,8667	1,616	V

Face aux différentes sollicitations résultant des différentes combinaisons d'action, le bâtiment reste toujours stable, autrement dit, l'équilibre d'ensemble est justifié.

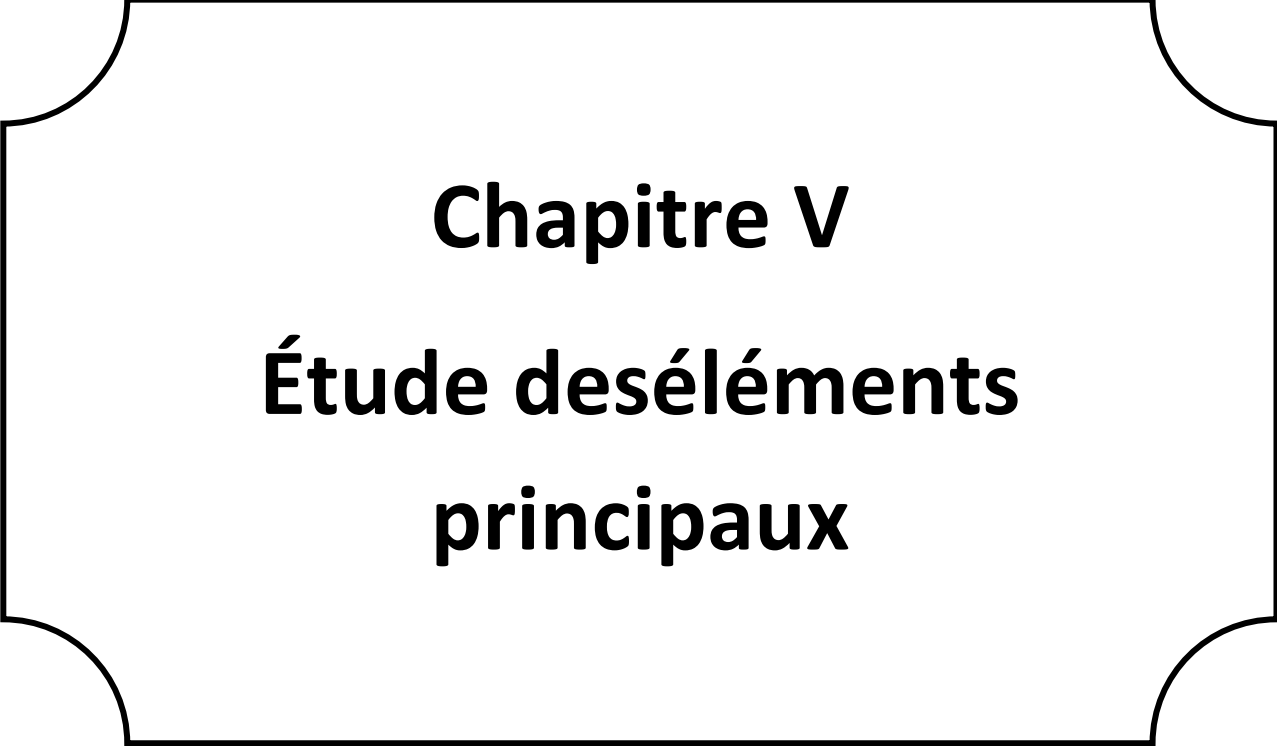
#### IV.12. Conclusion

Après plusieurs essais sur la disposition des voiles de contreventement et sur l'augmentation des dimensions des éléments structuraux, et en équilibrant entre le critère de résistance et le critère économique, nous avons pu satisfaire toutes les conditions exigées par le **RPA99/2003**, autrement dit l'intérêt de la disposition est de rapprocher le centre de gravité au centre de masse. Ce qui nous permet de garder notre modèle et de passer au calcul des éléments structuraux.

Les dimensions définitives des éléments structuraux sont données dans le tableau suivant :

Tab.IV.13 : Dimensions final des éléments structuraux

Niveau	RDC-1 <sup>er</sup>	2 <sup>eme</sup> - 3 <sup>eme</sup>	4 <sup>eme</sup> -5 <sup>eme</sup>	6 <sup>eme</sup> -7 <sup>eme</sup>	8 <sup>eme</sup>
Pot (cm <sup>2</sup> )	55 × 50	50 × 50	50 × 45	45 × 45	45 × 40
Voiles (cm)	15				
P.P (cm <sup>2</sup> )	30 × 40				
P.S (cm <sup>2</sup> )	30 × 35				



**Chapitre V**  
**Étude des éléments**  
**principaux**



## Chapitre V: Étude des éléments principaux

### V.1. Introduction

On désigne sous le nom des éléments principaux les éléments qui interviennent dans la résistance aux actions sismiques d'ensemble ou dans la distribution de ces actions au sein de l'ouvrage.

Les règles R.P.A.99/version 2003 « Règles parasismiques Algériennes » ont pour but de fixer les normes de conception et de calcul des constructions en zone sismique, pour des ouvrages courants. Les objectifs ainsi visés sont d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis-à-vis de l'effet des actions sismiques par une conception et un dimensionnement approprié.

- Les poteaux et les voiles sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant ; ils seront donc calculés en flexion composée.
- Les poutres sont soumises aux moments fléchissant et à des efforts tranchants, elles seront donc calculées à la flexion simple.

### V.2. Etude des poutres

#### V.2.1. Recommandations

##### a. Armatures longitudinales : RPA99/2003(Art 7.5.2.1)

Le pourcentage total flexion simple sous l'action des sollicitations les plus défavorables (Moment fléchissant et effort tranchant) résultant des combinaisons suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,35G + 1,5Q \dots\dots\dots ELU \\ G + Q \dots\dots\dots ELS \\ G + Q + E \\ G + Q - E \dots\dots\dots Accidentelles' \\ 0,8G + E \\ 0,8G - E \end{array} \right.$$

- **Remarque**

La valeur du diamètre  $\emptyset_l$  des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé 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.2.2. Sollicitation et ferrailage des poutres

Les sollicitations de calcul sont tirées directement du logiciel ETABS.

#### V.2.2.1. Calcul du ferrailage

Prenons comme exemple de calcul de ferrailage la poutre principale (30×40) avec les sollicitations suivantes :

$$M_t = 33.4191 \text{ KN.m};$$

$$M_a = -66.2966 \text{ KN.m};$$

$$V = 85.6365 \text{ KN.}$$

- **Armatures en travée**

$$\mu_{bu} = \frac{33.4191 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.30 \times 0.37^2} = 0.0573$$

$$\mu_{bu} < 0,392 \Rightarrow \text{Pivot A} ; A' = 0 ; f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0.0738 \\ z = d(1 - 0,4\alpha) = 0.332 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow A = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}} = 2.89 \text{ cm}^2 ;$$

- **Armatures en appui**

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{66.2966 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.3 \times 0.37^2} = 0.113$$

$$\mu_{bu} < 0.392 \Rightarrow \text{Pivot A} ; A' = 0 ; f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0.151 \\ z = d(1 - 0,4\alpha) = 0.347 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow A = \frac{M_a}{z \times f_{st}} = 5.48 \text{ cm}^2 ;$$

Tab.V.1 : Ferrailage des poutres principales et secondaire

Niveau	Type de Poutre	Section	Localis	M KN.m	V KN	Acalcul (cm <sup>2</sup> )	Amin (cm <sup>2</sup> )	Aadop cm <sup>2</sup>	N <sup>bre</sup> de barres
RDC+ ... +E8	Poutre Principale	30×40	Appuis	-66.2966	85.6365	5.48	6	9.24	6T14
			Travée	33.4191		2.89		8.01	3T14+3T12
	Poutre Secondaire	30×35	Appuis	-47,5886	73,3585	4.38	5.25	6.88	3T14+2T12
			Travée	14,5187		1.28		6.88	3T14+2T12

#### V.2.3. Armatures transversales

➤ **Calcul de  $\emptyset_t$**

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :

$$\phi_t \leq \min \left( \phi_{lmin}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right) \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales: } \phi_t \leq \min(1.2; 1.14; 3) \text{ cm} \\ \text{Poutres secondaires: } \phi_t \leq \min(1.2; 1.14; 3) \text{ cm} \end{cases};$$

Soit  $\phi_t = 8 \text{ mm}$   $A_t = 4\phi_8 = 2.01 \text{ cm}^2$  (1cadre + 1 étrier) T8 pour toutes les poutres

➤ **Calcul des espacements St**

D'après le RPA99/2003 (Art7.5.2.2)

**En zone nodale:**  $St \leq \min \left( \frac{h}{4}; 12\phi_t^{min} \right) \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales } St = 10 \text{ cm} \\ \text{Poutres secondaires } St = 10 \text{ cm} \end{cases};$

**En zone courantes:**  $St \leq \frac{h}{2} \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales } St = 15 \text{ cm} \\ \text{Poutres secondaires } St = 15 \text{ cm} \end{cases};$

➤ **Vérification des sections d'armatures transversales minimales**

On a  $A_{min} = 0,3\% \times St \times b = 1,35 \text{ cm}^2 < A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \dots\dots$  **Verifier**

➤ **Calcul des longueurs de recouvrement**

Pour  $\phi = 16 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm} \Rightarrow$  On adopte :  $lr = 65 \text{ cm}$ .

Pour  $\phi = 14 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm} \Rightarrow$  On adopte :  $lr = 60 \text{ cm}$ .

Pour  $\phi = 12 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm} \Rightarrow$  On adopte :  $lr = 50 \text{ cm}$ .

#### V.2.4. Vérifications nécessaires

➤ **Vérification des pourcentages maximale d'armatures longitudinales**

Pour l'ensemble des poutres

**En zone de recouvrement :**  $A_{max} = 4\%(b \times h)$

✓ Poutres principales :  $A_{max} = 48 \text{ cm}^2$

✓ Poutres secondaires :  $A_{max} = 42 \text{ cm}^2$

**En zone courante :**  $A_{max} = 6\%(b \times h)$

✓ Poutres principales :  $A_{max} = 72 \text{ cm}^2$

✓ Poutres secondaires :  $A_{max} = 63 \text{ cm}^2$

Donc, c'est vérifié pour toutes les poutres.

➤ **Vérifications à l'ELU**

#### Condition de non fragilité

$$A^{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \leq A^{cal}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales: } A^{min} = 1.34 \text{ cm}^2 \\ \text{Poutres secondaires: } A^{min} = 1.19 \text{ cm}^2 \end{cases} \dots \text{vérifiée}$$

➤ **Vérification des contraintes tangentielles**

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \min \left( 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right) \quad (F.P.N)$$

La vérification concerne uniquement les poutres les plus défavorables

Tab.V.2 : Vérification des contraintes tangentielles

	Poutres	$V^{\max}$ (KN)	$\tau_{bu}$ (Mpa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (Mpa)	Observation
RDC	Principale	85.6365	0.751	3,33	Vérifiée
	Secondaires	73.358	0.740	3,33	Vérifiée

### Vérification des armatures longitudinales vis-à-vis le cisaillement

Pour les appuis de rives:  $A_l \geq A_l^{rive} = V^{\max} \times \frac{\gamma_s}{f_e}$  ;

Pour les appuis intermédiaires:  $A_l \geq A_l^{inter} = (V^{\max} + \frac{M_a}{0,9d}) \frac{\gamma_s}{f_e}$  ;

Tab.V.3 : Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

Poutres	$V^{\max}$ (KN)	$M_a$ (KN.m)	$A_l$ (cm <sup>2</sup> )	$A_l^{rive}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_l^{inter}$ (cm <sup>2</sup> )	Observation
Principale	85.636	66.296	9.24	2.462	-3.110	Vérifiée
Secondaires	73.358	45.588	6.88	2.109	-2.497	Vérifiée

### ➤ Vérification à l'ELS

Les vérifications concernées sont les suivantes :

- ✓ Vérification de l'état limite de compression du béton ;
- ✓ Vérification de l'état limite de déformation (Evaluation de la flèche).

### État limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Tab.V.4 : Vérification de l'état limite de compression du béton

Poutres	Localisation	$M^{ser}$ (KN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	Contraintes		Obs
						$\sigma$ (MPa)	$\bar{\sigma}$ MPa	
Principales	Travée	24.391	8.01	13.89	96640	3.50	15	Vérifiée
	Appui	40.624	9.24	14.67	110701	5.57	15	Vérifiée
Secondaires	Travée	10.543	6.88	12.01	62791	2.01	15	Vérifiée

ires	Appui	16.227	6.88	12.01	62791	3.10	15	Vérifiée
------	-------	--------	------	-------	-------	------	----	----------

➤ **Vérification de l'état limite de déformation**

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée :

1)  $h \geq h_f = \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 M_0}\right) \times l$  ;

2)  $A \leq A_f = \frac{4,2 \cdot b \cdot d}{f_e}$  ;

3)  $L < 8 \text{ m}$  ;

Poutres principales et secondaires :  $\begin{cases} h = 40\text{cm} > h_f = 29.54\text{cm} \\ A = 6.02\text{cm}^2 < A_f = 11.65\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \end{cases}$

Les trois conditions sont observées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

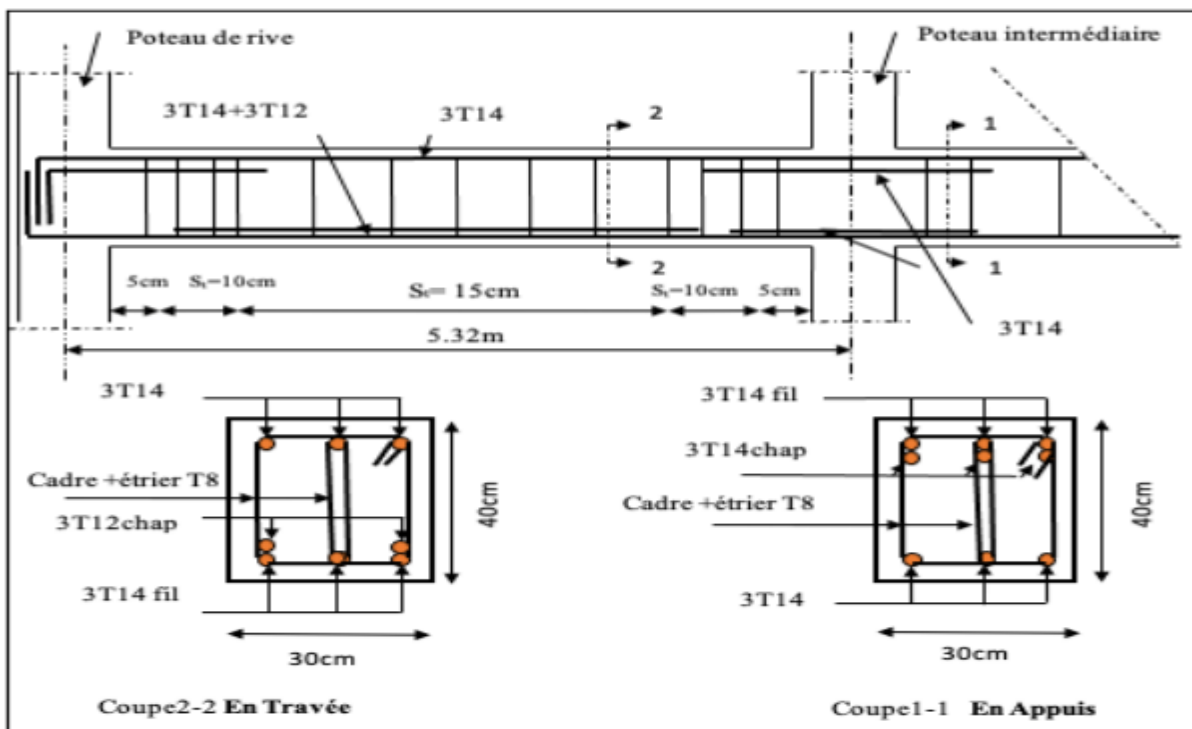


Fig.V.1 : schéma de ferrailage des poutres principales

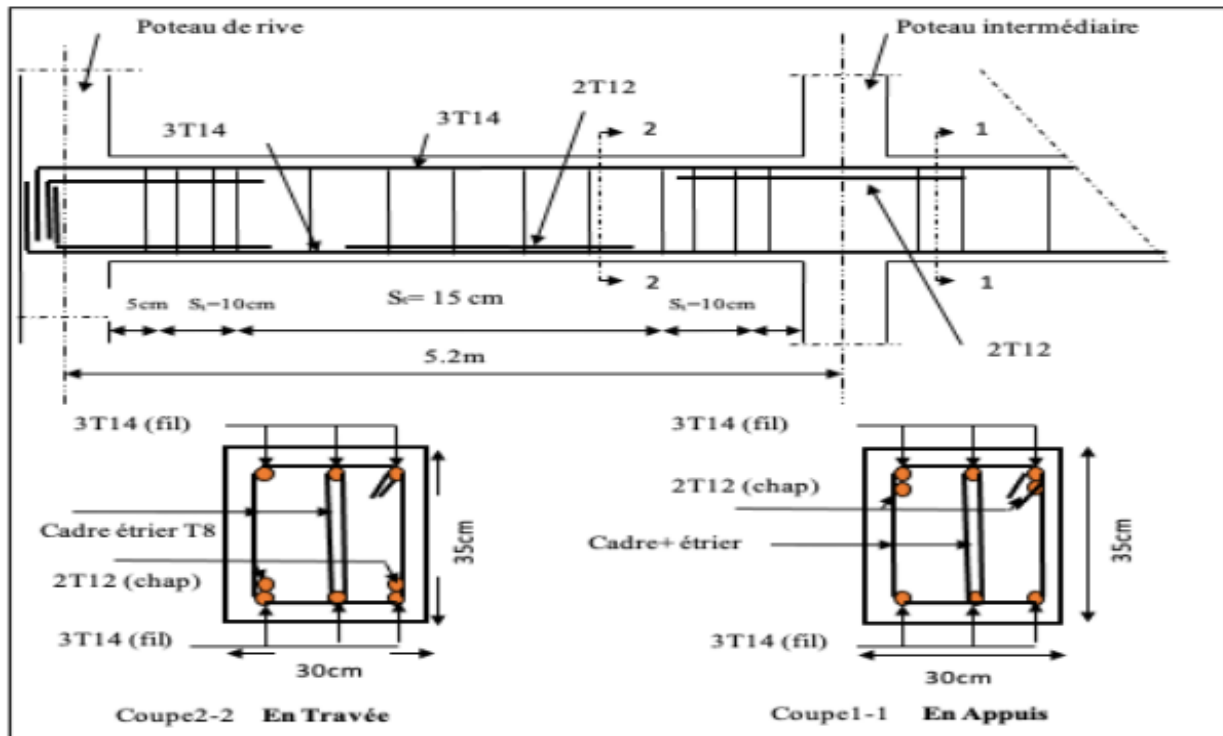


Fig.V.2 : schéma de ferrailage des poutres secondaires

### V.3. Poteaux

Les poteaux sont soumis à des efforts normaux et à des moments fléchissant, ils sont donc calculés à la flexion composée déviée. Les efforts normaux (N) et les moments fléchissant (M) sont donnés par les combinaisons les plus défavorables introduites dans l'ETABS comme suit :

- 1,35G + 1,5Q .....ELU
- G + Q .....ELS
- G + Q ± E .....Accidentelles
- 0,8G ± E.....Accidentelles

Les sollicitations à considérer sont :  $N_{max} \Rightarrow M_{corr}, N_{min} \Rightarrow M_{corr}, M_{max} \Rightarrow N_{corr}$

Tab.V.5 : Sollicitations dans les poteaux

Niveau	$N_{max} \Rightarrow M_{corr}$		$N_{min} \Rightarrow M_{corr}$		$M_{max} \Rightarrow N_{corr}$		V (KN)
	$N_{max}(KN)$	$M_{corr}(kn.m)$	$N_{min}(KN)$	$M_{corr}(kn.m)$	$M_{max}(kn.m)$	$N_{corr}(KN)$	
RDC-1 <sup>er</sup>	-1448,173	2,8716	162,7587	39,995	85,5488	-1270,034	-82,663
2 <sup>er</sup> -3 <sup>er</sup>	-1090,683	5,4997	-19,7692	5,916	67,8929	-926,5462	-77,994
4 <sup>er</sup> -5 <sup>er</sup>	-757,0849	5,7536	-64,369	2,1404	53,5095	-585,4268	-63,110
6 <sup>er</sup> -7 <sup>er</sup>	-450,8108	6,9404	-17,8661	14,1639	36,7848	-295,5164	-42,205

8 <sup>er</sup>	-160,6631	8,8466	5,3112	9,7878	25,4981	-42,2969	20,8382
-----------------	-----------	--------	--------	--------	---------	----------	---------

➤ **Recommandation du RPA 99/ version 2003**

**a) Armatures longitudinales**

- $A_{min} = 0.8\%$  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 minimale utilisée pour les barres longitudinales).
- La longueur minimale de recouvrement ( $l_{min}$ ) est de  $40\phi$  en zone IIa.
- L'espacement ( $St$ ) entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm. (en zone IIa).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
- La zone nodale est définie par  $l' eth'$  :

$$l' = 2h; \quad h' = \max\left(\frac{he}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm}\right)$$

$b_1 eth_1$  : La section du poteau considéré

$he$  : Hauteur d'étage

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du RPA99/V2003 concernant notre ouvrage sont apportées dans le tableau ci-après

Tab.V.6 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux

Niveau	Section du poteau (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{max}$ Zone courante (cm <sup>2</sup> )	$A_{max}$ Zone de recouvrement (cm <sup>2</sup> )
RDC-1 <sup>er</sup> étage	50*55	22	110	165
2 <sup>er</sup> -3 <sup>er</sup> étage	50*50	20	100	150
4 <sup>er</sup> -5 <sup>er</sup> étage	45*50	18	90	135
6 <sup>er</sup> -7 <sup>er</sup> étage	45*45	16,2	81	122
8 <sup>er</sup> étage	40*45	14,2	72	108

**b) Les armatures transversales**

Les armatures transversales dans les poteaux sont calculées à l'aide de la formule

$$\text{suivante : } \frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \text{ RPA (Article 7.4.2.2)}$$

-  $V_u$  : L'effort tranchant maximal dans le poteau.

- $h_1$  : Hauteur totale de la section brute.
- $f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.
- $\rho_a$  : Un Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant, il est pris égal à 2,5 si l'élançement géométrique «  $\lambda_g$  » dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.
- $t$  : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminé dans la formule précédente ; par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit :

Dans la zone nodale :  $t \leq \min(10\phi_{min}; 15 \text{ cm})$  (en zone IIa).

Dans la zone courante :  $t \leq 15\phi_{min}$  (en zone IIa).

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

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 ; A_t / t \cdot b_1 = 0,3 \%$$

$$\text{Si } \lambda_g \leq 3 ; A_t / t \cdot b_1 = 0,8 \%$$

Si  $3 \leq \lambda_g \leq 5$  ; interpoler entre les valeurs précédentes

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

### V.3.1. Calcul du ferrailage

#### a. Ferrailage longitudinale

#### Exemple de calcul

Soit à calculer le poteau RDC (section 65x65 ;  $d = 0,625\text{m}$  ;  $d' = 0,025$ ), avec les sollicitations suivantes :

$$N_{\max} = -1448,173 \text{ KN} \rightarrow M_{\text{corr}} = 2,8716 \text{ KNm} \dots\dots\dots (A1)$$

$$M_{\max} = 85,5488 \text{ KN} \rightarrow N_{\text{corr}} = -1270,034 \text{ KN} \dots\dots\dots (A2)$$

$$N_{\min} = 162,7587 \text{ KN} \rightarrow M_{\text{corr}} = 39,995 \text{ KNm} \dots\dots\dots (A3)$$

$$A = \max(A1, A2, A3)$$

- **Calcul sous  $N_{\max} \Rightarrow M_{\text{corr}}$**



$h = 55\text{cm}$ ,  $b = 50\text{cm}$ ,  $d = 50\text{cm}$ ,  $d' = 5\text{cm}$  ;

$$e_G = \frac{M}{N} = 0,0019\text{m} < \frac{h}{2} = 0,275\text{m} ;$$

Le centre de pression est à l'intérieur de la section (entre les armatures AA'). Il faut vérifier la condition suivante :

$$N(d - d') - M_{uA} \geq (0,337h - 0,81 d')b \times h \times f_{bu}.$$

Calcul de  $M_{uA}$ ;

$$M_{uA} = M + N \left( d - \frac{h}{2} \right) = 328,71 \text{ KN.m} ;$$

$$(a): N(d - d') - M_{uA} = 0,979$$

$$(b): (0,337h - 0,81 d')b \times h \times f_{bu} = 0,565$$

(a) > (b) condition vérifier

Donc la section est partiellement comprimée. Le calcul du ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 0,185 \quad (\text{Pivot B})$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,4258$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,448 ; A_1 = \frac{M_{uA}}{z \cdot f_{st}} = 21,08 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = -20,53 \text{ cm}^2 < 0 \Rightarrow A = 0 ;$$

Tab.V.7 : Armatures longitudinales dans les poteaux

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	A <sub>cal</sub> (par face) (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> RPA (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> )
RDC-1 <sup>er</sup>	50*55	4.87	22	8HA16+4HA14
2 <sup>er</sup> -3 <sup>er</sup>	50*50	0.06	20	8HA16+4HA14
4 <sup>er</sup> -5 <sup>er</sup>	45*50	0	18	12HA14
6 <sup>er</sup> -7 <sup>er</sup>	45*45	0.74	16,2	12HA14
8 <sup>er</sup>	40*45	1.19	14,2	12HA14

Tab.V.8 : Les Armatures transversales dans les poteaux

Niveau	RDC-1 <sup>er</sup>	2 <sup>er</sup> -3 <sup>er</sup>	4 <sup>er</sup> -5 <sup>er</sup>	6 <sup>er</sup> -7 <sup>er</sup>	8 <sup>er</sup>
--------	---------------------	----------------------------------	----------------------------------	----------------------------------	-----------------

<b>Setion(cm<sup>2</sup>)</b>	55*50	50*50	50*45	45*45	45*40
<b>Ø(cm)</b>	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4
<b>lf (cm)</b>	214,2	214,2	214,2	214,2	214,2
<b>λg</b>	4.38	4.82	4,82	4,76	5,73
<b>Vu (KN)</b>	82.66	77.99	63.11	42.20	20.83
<b>S<sub>t</sub> zone nodale (cm)</b>	10	10	10	10	10
<b>S<sub>t</sub> zone courante (cm)</b>	15	15	15	15	15
<b>P</b>	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75
<b>A<sub>tn</sub>(cm<sup>2</sup>)</b>	1.41	1.46	1.18	0.88	0.43
<b>A<sub>tc</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	2.11	2.19	1.77	1.31	0.65
<b>Nombre des barres</b>	4HA8		4HA8		
<b>A<sub>t</sub>adopté (cm<sup>2</sup>)</b>	3.02		2.01		

$$\phi t \geq \frac{\phi l_{max}}{3} = 16/3 = 5.33 \rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

Vérification

### V.3.1.1. Vérification au flambement (effort normal ultime)

Selon le **CBA99 (Art B.8.2.1)**, les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau, et comme exemple de calcul on prendra le poteau (65×60) du RDC avec  $l_0 = 4,08$  m.

$$Nd \leq Nu = \alpha \times \left[ \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right];$$

As : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$\alpha$  : Coefficient fonction de l'élanement  $\lambda$ .  $\lambda = \frac{l_f}{\lambda}$

$$\alpha \begin{cases} \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si } \lambda < 0,5 \\ 0,6 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 & \text{si } \lambda > 0,5 \end{cases} ;$$

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 3.06 = 2.142 \text{ m (Longueur de flambement).}$$

$$i = \frac{b}{\sqrt{12}} = 0.144 \text{ m (Rayon de giration).} \quad \lambda = 14,82 \rightarrow \alpha = 0.823$$

$$Br = (55 - 2) \times (50 - 2) = 2544 \text{ cm}^2 \text{ (Section réduite)}$$

$$Nu = 0.82 \times \left[ \frac{0.2544 \times 25}{0.9 \times 1.5} + \frac{22,2 \times 10^{-4} \times 400}{1,15} \right] = 4.499 \text{ MN.}$$

$$N_d = 1,448 \text{ MN} < N_u = 4.499 \text{ MN} \rightarrow \text{pas de risque de flambement.}$$

Tab.V.9 : Vérification du flambement pour l'ensemble des poteaux

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	L <sub>0</sub> (m)	l <sub>f</sub> (m)	λ	A	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Br (cm <sup>2</sup> )	Nu(MN)	N <sub>d</sub> (MN)	Obs
RDC-1 <sup>er</sup>	55*50	3,06	2.142	14,82 2	0,82	22,2	2544	4,499	1.448	V
2 <sup>er</sup> -3 <sup>er</sup>	50*50	3,06	2.142	14,82 2	0,82	22,2	2304	4,134	1.090	V
4 <sup>er</sup> -5 <sup>er</sup>	50*45	3,06	2.142	16,46 9	0,81	18,4 7	2064	3,634	0.757	V
6 <sup>er</sup> -7 <sup>er</sup>	45*45	3,06	2.142	16,46 9	0,81	18,4 7	1849	3,309	0.450	V
8 <sup>er</sup>	45*40	3,06	2.142	18,52 8	0,80	18,4 7	1634	2,952	0.160	V

D'après les résultats obtenus, il n'y a pas de risque de flambement.

### V.3.1.2. Vérifications des contraintes

Comme la fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression dans le béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau là où il y a réduction de section.

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc\ 1,2} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

$$\begin{cases} \sigma_{b1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{gg}} v \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA} \\ \sigma_{b2} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{gg}} v' \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases};$$

$$V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15(A'd' + Ad)}{S} \text{ et } V' = h - V$$

$S = (b \times h) + 15(A + A')$ ; (Section homogène).

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (V^3 + V'^3) + 15A' \times (V - d')^2 + 15 \times A \times (d - V)^2;$$

$$M_{serG} = M_{ser} - N_{ser} \left( \frac{h}{2} - V \right);$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-après :

Tab.V.10 : Vérification des contraintes dans le béton des poteaux

Niveau	Section	S m <sup>2</sup>	A <sub>s</sub> cm <sup>2</sup>	V (m)	V' (m)	I <sub>gg</sub> ' (m <sup>4</sup> )	N <sub>ser</sub> (MN)	M <sub>ser</sub> (MN. m)	M <sub>ser G</sub> (MN. m)	σ <sub>b1</sub> (MP a)	σ <sub>b2</sub> (MP a)
Rdc-1 <sup>er</sup>	55*50	0,30	22,2	0,25	0,30	0,0091	1.054	0,0020	0,003	3,50	3,51
2 <sup>er</sup> -3 <sup>er</sup>	50*50	0,28	22,2	0,23	0,27	0,0069	0.794	0,0039	0,009	3,09	3,15
4 <sup>er</sup> -5 <sup>er</sup>	50*45	0,25	18,4	0,23	0,27	0,0061	0.551	0,0041	0,012	2,63	2,70
6 <sup>er</sup> -7 <sup>er</sup>	45*45	0,23	18,4	0,21	0,24	0,0044	0.328	0,0049	0,017	2,21	2,33
8 <sup>er</sup>	45*40	0,21	18,4	0,21	0,24	0,0040	0.117	0,0063	0,015	1,33	1,44

On voit bien que  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$  dans les poteaux pour tous les niveaux, donc la contrainte de compression dans le béton est vérifiée.

### V.3.1.3. Vérification aux sollicitations tangentes

D'après le **RPA99/2003 (Art 7.4.3.2)** la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton  $\tau_{bu}$  sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \text{ Tel que : } \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \text{ avec } \rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}; \quad \bar{\tau}_{bu} = \frac{V_u}{b.d}$$

Tab.V.11 : Vérification des sollicitations tangentes dans les poteaux

Niveau	Section	$I_f$ (cm <sup>2</sup> )	$\lambda_g$	$\rho_d$	d (cm)	Vu (KN)	$\tau_{bu}$ (MPa)	$\overline{\tau_{bu}}$ (MPa)	Obs
rdc-1 <sup>er</sup>	55*50	2.142	4,38	0,04	50	82,66	0,330	1	V
2 <sup>er</sup> -3 <sup>er</sup>	50*50	2.142	4,82	0,04	45	77,99	0,346	1	V
4 <sup>er</sup> -5 <sup>er</sup>	50*45	2.142	4,82	0,04	45	63,11	0,311	1	V
6 <sup>er</sup> -7 <sup>er</sup>	45*45	2.142	4,73	0,04	40	42,20	0,234	1	V
8 <sup>er</sup>	45*40	2.142	5,76	0,075	40	20,83	0,130	1,875	V

- Dispositions constructives

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm. Longueur des crochets :  $= 10 \times \emptyset t = 12 \times 1 = 12 \text{ cm}$

Longueur de recouvrement :  $Lr \geq 40 \times \emptyset$

$\emptyset = 16 \text{ mm} \rightarrow Lr = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$  ; On adopte  $Lr = 65 \text{ cm}$

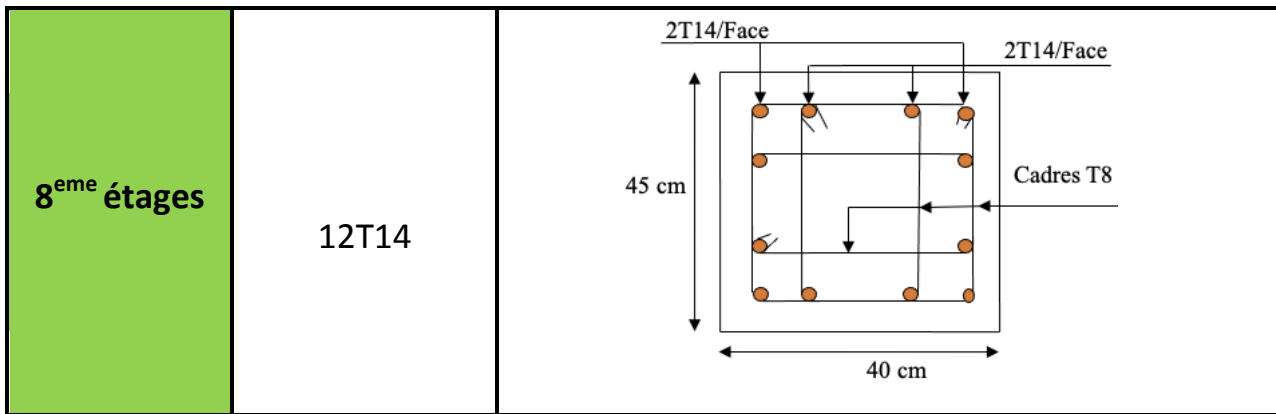
$\emptyset = 14 \text{ mm} \rightarrow Lr = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$  ; On adopte  $Lr = 60 \text{ cm}$

$\emptyset = 14 \text{ mm} \rightarrow Lr = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$  ; On adopte  $Lr = 60 \text{ cm}$

Tab.V.12 : Schémas de ferrailage des poteaux

Niveau	Ferrailage	Schéma de ferrailage des poteaux
--------	------------	----------------------------------

<p><b>RDC + E1</b></p>	<p>4T14+8T16</p>	
<p><b>2er + 3eme Étage</b></p>	<p>4T14+8T16</p>	
<p><b>4<sup>eme</sup> + 5eme étage</b></p>	<p>12T14</p>	
<p><b>6eme+7eme étages</b></p>	<p>12T14</p>	



**V.4. Zone nodale**

Dans le but de faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux, le **RPA99 (Art 7.6.2)** exige de vérifier que :

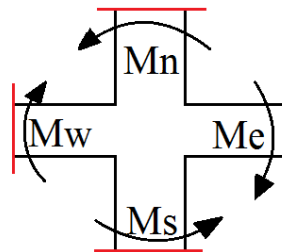
$$|Mn| + |Ms| \geq 1.25 \times |Mw| + |Me|$$


Fig.V.3 : Répartition des moments dans les zones nodales

➤ **Détermination du moment résistant**

Le moment résistant (MR) d’une section dépend essentiellement : Des dimensions de la section du béton, de la contrainte limite élastique des aciers et de la quantité d’armature dans la section.  $M_R = Z \times A_s \times \sigma_s$

**Avec:**  $Z = 0.9h$ ;  $\sigma_s = fe/\gamma_s = 400MPa$

Avec :  $A_s$ = la section d’acier par face (dans les poteaux).

Tab.V.13 : Moments résistant dans les poteaux

Niveau	h (m)	Z (m)	As (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$ (MPa)	Mr (KN.m)
RDC 1 <sup>er</sup>	0,55	0,495	22,2	348	382,417
2 <sup>eme</sup> 3 <sup>eme</sup>	0,50	0,450	22,2	348	347,652
4 <sup>eme</sup> 5 <sup>eme</sup>	0,50	0,450	18,47	348	289,240
6 <sup>eme</sup> 7 <sup>eme</sup>	0,45	0,405	18,47	348	260,316
8 <sup>eme</sup>	0,45	0,405	18,47	348	260,316

Tab.V.14 : Moments résistant dans les poutres principales et secondaires

Niveau	h(m)	Z(m)	$A_w(\text{cm}^2)$	$A_e(\text{cm}^2)$	$\sigma_s(\text{MPa})$	$M_w(\text{KN.m})$	$M_e(\text{KN.m})$
PP	0,40	0,360	8,01	9,24	348	100,349	115,587
PS	0,35	0,315	6,88	6,88	348	75,418	75,418

Les résultats de la vérification des zones nodales sont illustrés dans les tableaux suivants :

Tab.V.15 : Vérification des zones nodales poutres principales

Niveau	$M_n$ (KN.m)	$M_s$ (KN.m)	$M_n+M_s$ (KN.m)	$M_w$ (KN.m)	$M_e$ (KN.m)	$1.25(M_e+M_w)$ (KN.m)	Observation
RDC 1 <sup>er</sup>	382,417	382,417	764,834	100,349	115,587	269,920	Vérifier
2 <sup>eme</sup> 3 <sup>eme</sup>	347,652	347,652	695,304	100,349	115,587	269,920	Vérifier
4 <sup>eme</sup> 5 <sup>eme</sup>	289,240	289,240	578,480	100,349	115,587	269,920	Vérifier
6 <sup>eme</sup> 7 <sup>eme</sup>	260,316	260,316	520,632	100,349	115,587	269,920	Vérifier
8 <sup>eme</sup>	260,316	260,316	520,632	100,349	115,587	269,920	Vérifier

Tab.V.16 : Vérification des zones nodales poutres secondaires

Niveau	$M_n$ (KN.m)	$M_s$ (KN.m)	$M_n+M_s$ (KN.m)	$M_w$ (KN.m)	$M_e$ (KN.m)	$1.25(M_e+M_w)$ (KN.m)	Observation
RDC 1 <sup>er</sup>	382,417	382,417	764,834	75,418	75,418	188,545	Vérifier
2 <sup>eme</sup> 3 <sup>eme</sup>	347,652	347,652	695,304	75,418	75,418	188,545	Vérifier
4 <sup>eme</sup> 5 <sup>eme</sup>	289,240	289,240	578,480	75,418	75,418	188,545	Vérifier
6 <sup>eme</sup> 7 <sup>eme</sup>	260,316	260,316	520,632	75,418	75,418	188,545	Vérifier
8 <sup>eme</sup>	260,316	260,316	520,632	75,418	75,418	188,545	Vérifier

D'après les résultats obtenus, la vérification des zones nodales est justifiée

### V.5. Etude des voiles

Le RPA99/2003 (Art 3.4.A.1.a), exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou quatorze mètres de hauteur dans la zone IIa. Les voiles travaillent comme des consoles encastées à la base, leurs modes de rupture sont :



- Rupture par flexion.
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

Un voile travaille comme une console encastrée à sa base, on distingue deux types de voiles qui ont des comportements différents :

Voiles élancés :  $\frac{h}{l} > 1.5$

Voiles courts :  $\frac{h}{l} < 1.5$

D'où les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant, avec les sollicitations issues des combinaisons suivantes :

- $1.35G + 1.5Q$
- $G + Q \pm E$
- $0.8G \pm E$

### Recommandation du RPA99/2003

Trois modes d'armatures sont nécessaires pour qu'un voile puisse reprendre tous les efforts qui lui sont appliqués :

#### a. Armatures verticales

Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion. Elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Elles doivent respecter les prescriptions suivantes :

- L'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue, tel que :  $A_{min} = 0.2\% (L_t \times e)$

$L_t$ : Longueur de la zone tendue.

$e$  : Épaisseur du voile.

- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturés avec des cadres horizontaux dont l'espacement  $s_t < e$  ( $e$  : épaisseur de voile).
- A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur  $1/10$  de la largeur du voile.
- Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

#### b. Armatures horizontales

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants, Elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à 135° ayant une longueur de  $10\phi_t$ . Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles par  $m^2$ . Elles doivent être placées à l'extérieur.

**c. Armatures transversales**

Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) :

$A_{min} = 0.15\%(e \times h)$ .....*dans la section du voile. RPA99 (Art 7.7.4.3)*

$A_{min} = 0.10\%(e \times h)$ .....*dans la zone courante.*

$\phi_l \leq \frac{1}{10} \times e$  (*exception faite pour les zones d'about*).

L'espacement :

$S_t \leq \min(1.5 \times e; 30cm)$  (*pour les armatures verticales et horizontales*)

**V.5.1. V.5.1. Calcul du ferrailage**

Le calcul de ferrailage se fera à la flexion composée pour une section ( $e \times l$ )

Avec :  $A = \max [A1(N_{max} \rightarrow M_{cor}), A2(M_{max} \rightarrow N_{cor}), A3(N_{min} \rightarrow M_{cor})]$  ;

La section trouvée (A) sera comparée avec la section minimale (Amin) du RPA99 et le ferrailage choisit est le plus défavorable entre les deux sections.

**Détermination des longueurs (tendue et comprimée)**

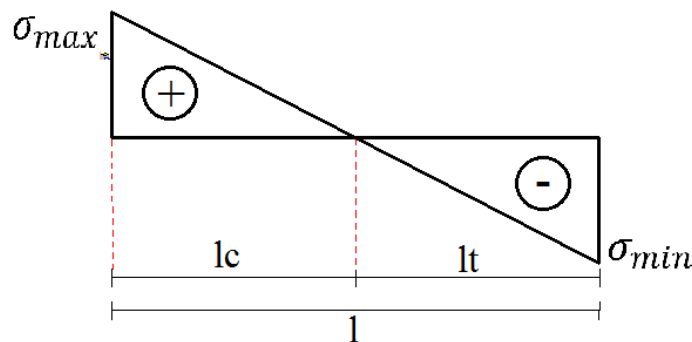


Fig.V.4 : Schéma

*des contraintes*

On a :  $\begin{cases} l_t = \frac{(\sigma_{min} \times L)}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \\ l_c = l - 2l_t \end{cases}$

Avec :  $l_t$ : Longueur de la zone tendue (partie tendue du voile).

$l_c$ : Longueur de la zone comprimée (partie comprimée du voile).

$$\sigma = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} V ; \quad \text{Soit } \begin{cases} \sigma_{\max}, \sigma_{\min} > 0 \rightarrow SEC \\ \sigma_{\max}, \sigma_{\min} < 0 \rightarrow SET \\ \sigma_{\max} > 0, \sigma_{\min} < 0 \rightarrow SPC \end{cases} ;$$

Les résultats de calcul sont représentés dans les tableaux ci-dessous avec :

Tab.V.17 : Récapitulation du ferrailage du voile Vx1, Vx2, ..., Vx5 et Vx

Niveau	RDC, E1, E2, E3, E4	E5, E6, E7 et 8 <sup>eme</sup>
L (cm)	1,2	1,2
e (cm)	15	15
M (KN.m)	20.37	391.01
N (KN)	1329,06	33.11
V (KN)	68.57	34.31
$\tau = 1.4V$ (MPa)	96.01	48.03
$\bar{\tau} = 0.2 f_{c28}$ (MPa)	5	5
$A_v \text{ cal}/L_t$ (cm <sup>2</sup> )	1.89	0.33
$A_{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	1.35	1.35
N barre/face	4HA12	4HA10
$A_v^{\text{adopté}}$ /face (cm <sup>2</sup> )	4,52	3.14
$\sigma_1$ (Mpa)	3.48	1.56
$\sigma_2$ (Mpa)	3,03	0.78
$L_t$ (m)	0.67	0.46
St (cm)	15	15
$A_h \text{ cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	0,38	0,09
N <sup>br</sup> barre/face	2HA8	2HA8
$A_{h\text{adpt}}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	1,01	1,01

Tab.V.18 : Récapitulation du ferrailage du voile Vy1, Vy2, Vy3 et Vy4

Niveau	RDC, E1, E2, E3, E4	E5, E6, E7 et 8 <sup>eme</sup>
L (cm)	1,6	1,6
e (cm)	15	15
M (KN.m)	593,13	80,6471
N (KN)	456,43	239,273

<b>V (KN)</b>	90,94	60,17
<b><math>\tau = 1.4V</math> (MPa)</b>	0.127	0,084
<b><math>\bar{\tau} = 0.2f_c28</math>(MPa)</b>	5	5
<b><math>A_v</math> cal/Lt (cm<sup>2</sup>)</b>	0.63	0.46
<b><math>A_{min}</math>(cm<sup>2</sup>)</b>	1.65	1.65
<b>N barre/face</b>	6HA12	6HA10
<b><math>A_v</math> adopté/face (cm<sup>2</sup>)</b>	6.79	4.71
<b><math>\sigma_1</math>(Mpa)</b>	6.07	1.89
<b><math>\sigma_2</math> (Mpa)</b>	-1.93	0.022
<b>St (cm)</b>	15	15
<b><math>A_h</math> cal (cm<sup>2</sup> /ml)</b>	0.23	0.02
<b>Nbr barre/face</b>	2HA8	2HA8
<b><math>A_h</math> adpt (cm<sup>2</sup> /ml)</b>	1,01	1,01

$A_v^{min}/voile = 0.15\% \times b \times Lt$ : Section d'armatures verticale minimales dans le voile.

$A_v^{cal}/face$ : Section d'armature verticale calculée pour une seule face du voile.

$A_v^{adpt}/face$ : Section d'armature verticale adoptée pour une seule face du voile.

$N^{br}/face$ : Nombre de barres adoptées par face.

$A_h^{min}/voile = 0.15\% \times b \times t$ : Section d'armatures horizontale minimales dans le voile.

$A_h^{cal}/face$ : Section d'armature horizontale calculée pour une seule face du voile.

$A_h^{adpt}/face$ : Section d'armature horizontale adoptée pour une seule face du voile.

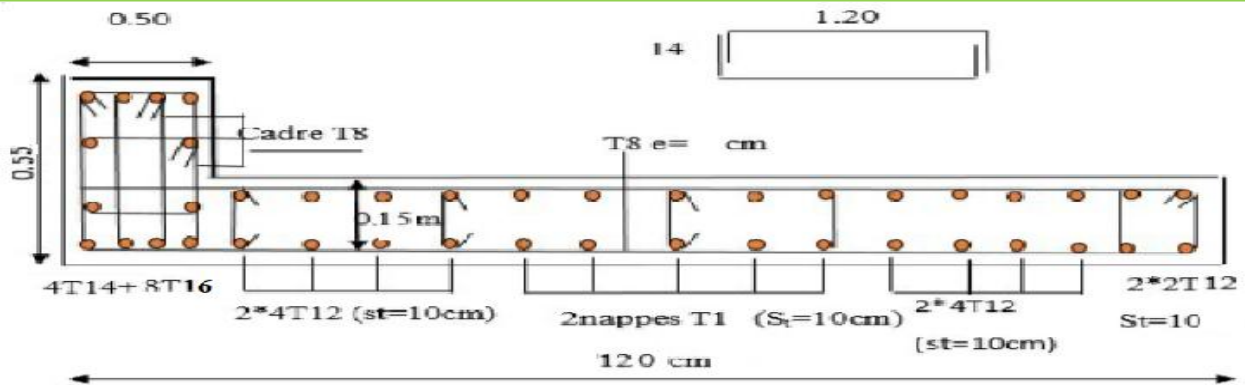


Schéma ferrailage du RDC au 4eme étage

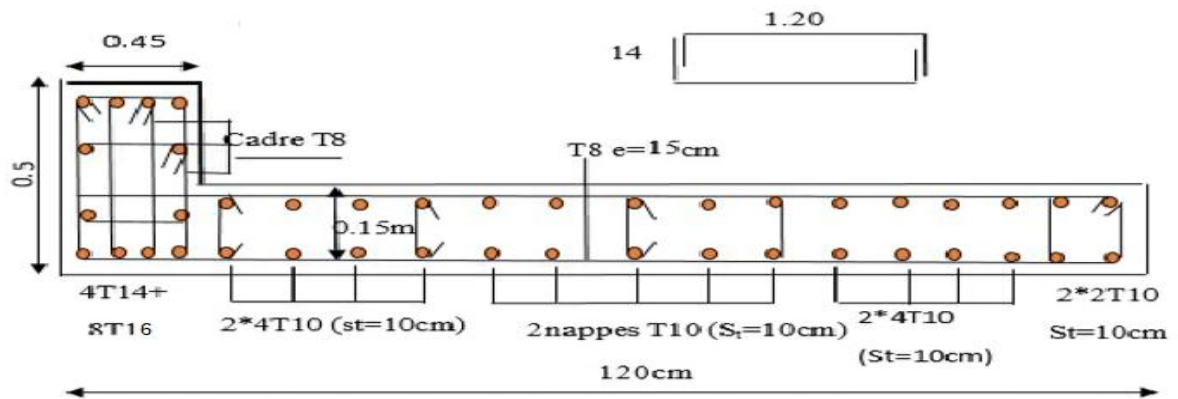


Schéma ferrailage du 5eme au 8eme étage

Fig.V.5 : Schéma ferrailage du voile Vx1, Vx2,...,Vx5 et Vx6

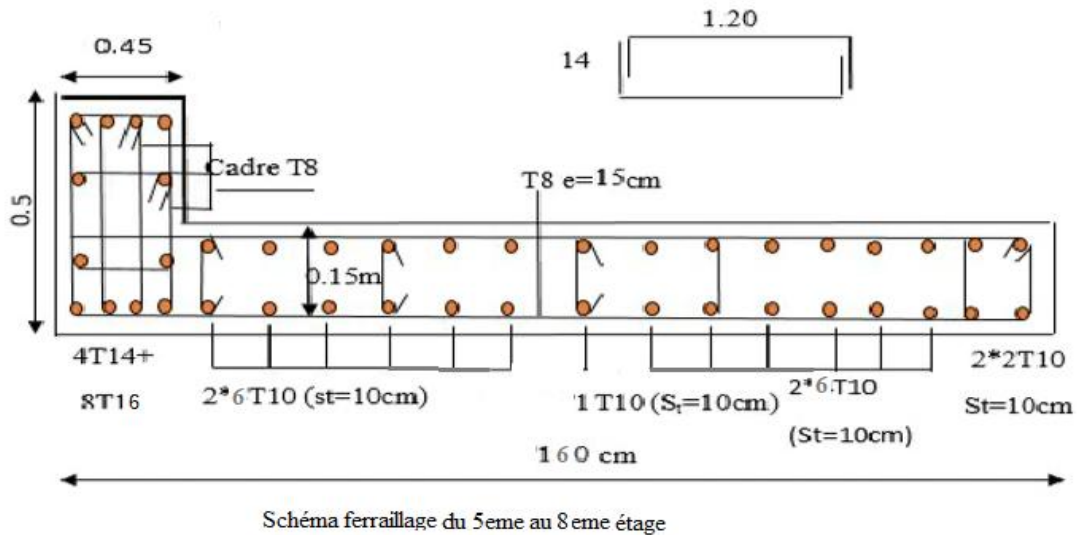
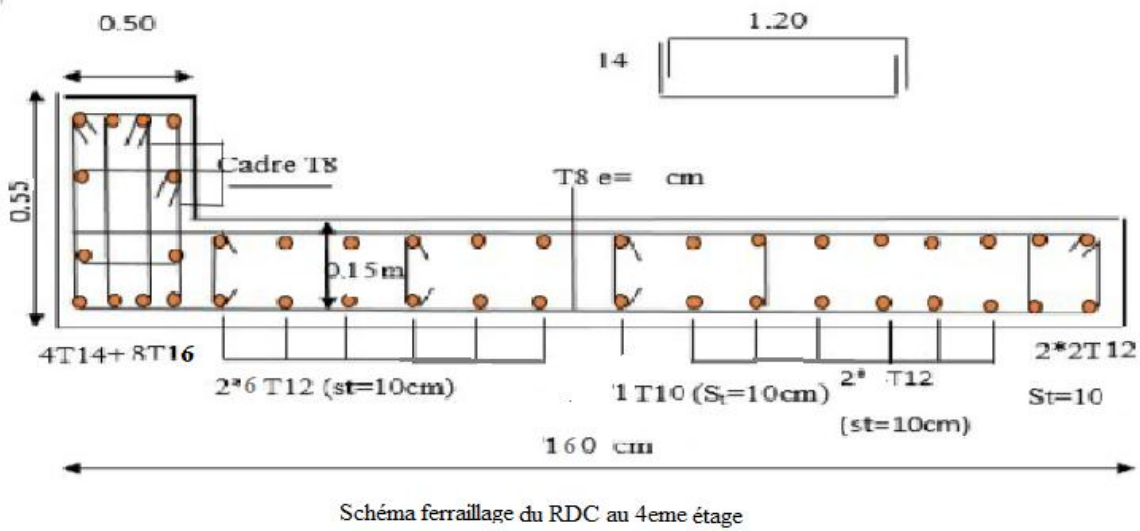


Fig.V.6 Schéma ferrailage du voile Vy1, Vy2, Vy3 et Vy4

### V.6. Conclusion

Au terme de ce chapitre, nous avons étudié les différents éléments principaux. Les poteaux ont été calculés et ferrailés. Il est noté que le ferrailage minimum du RPA99/2003 est souvent plus important que celui calculé par le BAEL91/99. Les poutres sont ferrillées en utilisant les sollicitations obtenues par le logiciel Sap2000/V15. Les voiles de contreventement ont été calculés à la flexion composée par les sollicitations obtenues par le logiciel Sap2000/V15. Les ferrillages adoptés respectent les recommandations du RPA99/2003 et le BAEL91/99.



**Chapitre VI**  
**Étude des fondations**

## Chapitre VI: Études des fondations

### 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 de 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.

Pour le choix du type de fondation, la vérification se fait dans l'ordre suivant :

- Les semelles isolées,
- Les semelles filantes
- Le radier général

### Reconnaissance du sol

Selon le rapport du sol préliminaire, on a la contrainte admissible qui est de **2 bar** à une profondeur de **1.50m** [Annexe III].

### VI.3. Combinaisons d'actions à considérer

D'après le **RPA 99 (version 2003, Article 10.1.4.1)** le dimensionnement des fondations superficielles se fait selon les combinaisons suivantes :

$$1). G + Q \mp E$$

$$2). 0.8 G \mp E$$



**VI.4. Choix du type de fondation**

**VI.4.1. Vérification de la semelle isolée**

Dans ce projet, nous proposons en premier lieu des semelles isolées, pour cela, nous allons procéder à une première vérification telle que :

$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \dots \dots \dots (1) ;$$

On va vérifier la semelle la plus sollicitée :

$N$  : L'effort normal transmis à la base obtenue par notre modèle,  $N = 1054,13KN$

$S$  : Surface d'appuis de la semelle.  $S = A \times B$

$\bar{\sigma}_{sol}$  : Contrainte admissible du sol.  $\bar{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bar}$

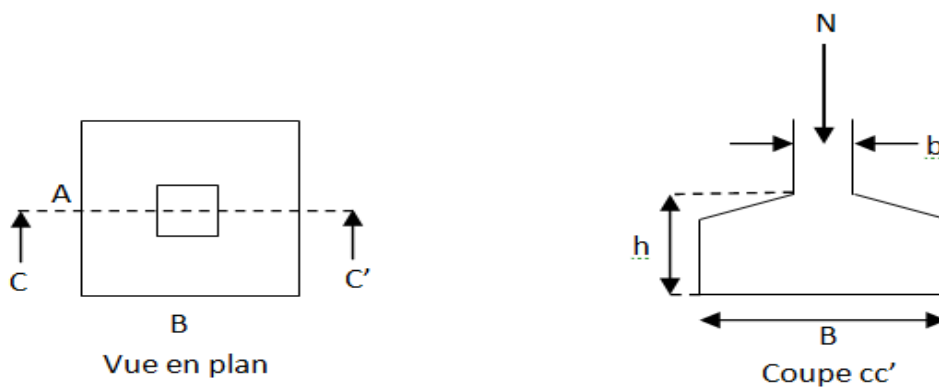


Fig.VI.1 : Semelle isolée

On a une semelle rectangulaire, donc on doit satisfaire la condition d'homothétie :

$$\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow A = \frac{a}{b} \cdot B$$

$a, b$  : dimensions du poteau à la base.

On remplace A dans l'équation (1) on trouve

$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{0.55}{0.5} \times \frac{1054,13}{200}} \Rightarrow B \geq 2,4 \text{ m}$$

En tenant compte des distances entre les poteaux dans les deux directions on remarque qu'il y'aura un chevauchement entre les semelles, ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas. Donc on va vérifier les semelles filantes.

**VI.4.2. Vérification de la semelle filante**

En utilisant le logiciel ETABS, pour tirer les efforts normaux situés sous les fils des portiques.

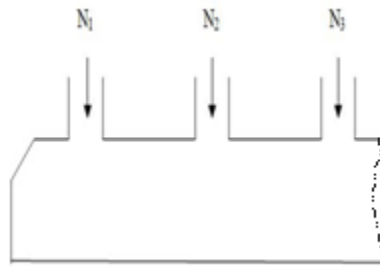


Fig.VI.2 : Semelle filante

La surface totale des semelles est donnée par :

$$S_s \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \times L \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L}$$

$N_i$ : L'effort normal provenant du poteau « i ».

$$N_1 = 871,3158 kn ;$$

$$N_2 = 1054,1288 kn ;$$

$$N_3 = 755,3545 kn ;$$

$$\sum_{i=1}^3 N_i = 2680,7991 KN ;$$

$$B \geq \frac{2680,7991}{200 \times 8,85} = 1,51m$$

Vu la distance existante entre les axes de deux portiques parallèles, on constate qu'il n'y a pas de chevauchement entre les deux semelles.

**VI.4.3. Radier général**

On va opter pour un radier général comme type de fondation pour fonder l'ouvrage.

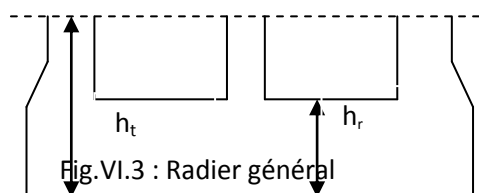


Fig.VI.3 : Radier général

**VI.4.3.1. Pré dimensionnement**

➤ **Calcul de la surface du radier**

$$S_{rad} \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} ;$$

$N_{ser} = 20885,5041 kn$  : L'effort de service de la superstructure.

$S_{bat} = 194,4$  : La surface du bâtiment.

$$S_{rad} \geq \frac{21076,0655}{200} \Rightarrow; S_{rad} = 105,38 \text{ m}^2 ;$$

Donc  $S_{rad} = S_{bat} = 194,4 \text{ m}^2$  On n'a pas besoin de débord

### ➤ Condition de coffrage

$h_t$  : Hauteur des nervures.

$h_r$  : Hauteur de la dalle.

$L_{max}$  : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs. ( $L_{max} = 4,8\text{m}$ )

✓ Pour la dalle  $\rightarrow h_r \geq \frac{L}{20} = \frac{480}{20} = 24 \text{ cm} \rightarrow h_r = 30\text{cm}$

✓ Pour la nervure  $\rightarrow h_t \geq \frac{L}{10} = \frac{480}{10} = 48 \text{ cm} \rightarrow h_t = 55 \text{ cm}$

### ➤ Condition de rigidité

Pour qu'un radier soit rigide il faut que :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \quad , \quad L_e \geq \sqrt[4]{(4 \cdot E \cdot I) / (K \cdot b)}$$

$L_e$  : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$K$  : coefficient de raideur du sol  $K=4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$  (sol moyen)

$E$  : module d'élasticité du béton :  $E = 3,216 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$

$b$  : largeur de la semelle

$$I = \frac{b \cdot h_t^3}{12}, \text{ inertie de la semelle}$$

$$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times 4,8^4 \times 4 \cdot 10^4}{\pi^4 \times 3,216 \times 10^7}} = 68,77 \text{ cm} ;$$

$$\text{Donc, } h_t \geq 68,77 \text{ cm} \Rightarrow h_t = 70 \text{ cm}$$

D'après la vérification de la condition de rigidité on remarque qu'elle n'est pas vérifiée donc la hauteur de la nervure est de  $h_t = 70 \text{ cm}$

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{0,70^3 \times 3,216 \cdot 10^7}{3 \times 4 \times 10^4}} = 3,09 \text{ m} ;$$

$$L_{max} = 4,8 \text{ m} \leq \frac{\pi}{2} \times 3,09 = 4,85 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

On adopte les dimensions suivantes :

- Hauteur de la nervure  $h_t = 70 \text{ cm}$
- Hauteur de la table du radier  $h_r = 30 \text{ cm}$
- Enrobage  $d' = 5 \text{ cm}$ .

- La surface du radier  $S_{rad} = 194,4m^2$

### VI.4.3.2. Vérifications nécessaires

#### ➤ Vérification au poinçonnement

Selon le **BAEL99 (article A.5.2, 41)**, il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_d \leq 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

$N_d$  : Effort normal de calcul.

$h_t$  : Hauteur total de la dalle du radier.

$U_c$  : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

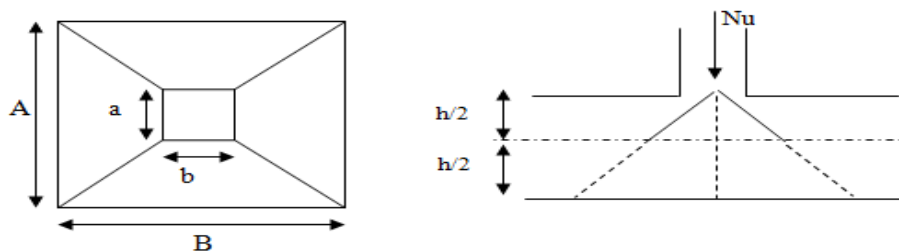


Fig.VI.4 : Zone de contact poteau- Radier

#### ✓ Sous le poteau le plus sollicité

Le poteau le plus sollicité est le poteau (50×55) cm<sup>2</sup>, le périmètre d'impact  $U_c$  est donné par la formule suivante :  $U_c = 2 \times (A + B)$

$$\begin{cases} A = a + h_t \\ B = b + h_t \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A = 0.55 + 0.7 = 1.25m \\ B = 0.5 + 0.7 = 1.2m \end{cases} \Rightarrow U_c = 4,9$$

$$N_d = 1054,13 \text{ KN}$$

$$1.054 \text{ MN} \leq 0.045 \times 4,9 \times 0.7 \times \frac{25}{1.5} = 2,5725 \text{ MN}; \dots \text{ Condition vérifiée}$$

On n'a pas de risque de poinçonnement.

#### ➤ 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.

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \bar{\sigma}_{sol};$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 0.2 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_{Max,Min} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_{x,y} \times Y_G / X_G}{I_{xx} / I_{yy}} \quad , S_{rad} = 194,4m^2 ;$$

$$\begin{cases} X_G = 10,8 \text{ m} , & I_{xx} = 1312,2 \text{ m}^4 \\ Y_G = 4,5 \text{ m} , & I_{yy} = 7558,8 \text{ m}^4 \end{cases} ; \quad \begin{cases} M_x = 14731,1501 \text{ KN.m} \\ M_y = 13708,4191 \text{ KN.m} \end{cases}$$

◆ **Remarque :**

L'effort normal N et le moment M doivent être à l'ELS car la contrainte admissible du sol est obtenue à l'ELS.

◆ **Sens X-X**

$$N = 21076,0655 \text{ kn} ; M_x = 14731,1501 \text{ kn.m} ; I_{xx} = 1312,2 \text{ m}^4 ; Y_G = 4,5 \text{ m} ;$$

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x \times Y_G}{I_{xx}} = \frac{21076,0655 \times 10^{-3}}{194,4} + \frac{14731,1501 \times 10^{-3}}{1312,2} \times 4,5 = 0,159 \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x \times Y_G}{I_{xx}} = \frac{21076,0655 \times 10^{-3}}{194,4} - \frac{14731,1501 \times 10^{-3}}{1312,2} \times 4,5 = 0,058 \end{cases} ;$$

$$\text{Ce qui donne: } \sigma_{moy} = \frac{3 \times 0,159 + 0,058}{4} = 0,134 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 0,2 \text{ MPa}$$

◆ **Sens Y-Y**

$$N = 21076,0655 \text{ KN} ; M_y = 13708,4191 \text{ KN.m} ; I_{yy} = 7558,8 \text{ m}^4 ; \\ X_G = 10,8 \text{ m} ;$$

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_y \times X_G}{I_{yy}} = \frac{21076,0655 \times 10^{-3}}{194,4} + \frac{13708,4191 \times 10^{-3}}{7558,8} \times 10,8 = 0,128 \text{ MPa} \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_y \times X_G}{I_{yy}} = \frac{21076,0655 \times 10^{-3}}{194,4} - \frac{13708,4191 \times 10^{-3}}{7558,8} \times 10,8 = 0,089 \text{ MPa} \end{cases} ;$$

$$\text{Ce qui donne: } \sigma_{moy} = \frac{3 \times 0,128 + 0,089}{4} = 0,1182 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 0,2 \text{ MPa} ;$$

➤ **Vérification au cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 4\right) = 2,5 \text{ MPa} ;$$

$$V_d = \frac{N_d \times L_{max}}{2 \times S_{rad}} \Rightarrow d \geq \frac{V_d \times b}{b \times \bar{\tau}_u} ;$$

$N_d$ : Effort normal résultant de la combinaison la plus défavorable

$$\Rightarrow N_d = N_u = 28890,8707 \text{ KN} ;$$

$$V_d = \frac{28890,8707 \times 4,8}{2 \times 194,4} = 356,677 \text{ KN} ;$$

$$d \geq \frac{356,677 \times 1 \times 10^{-3}}{2,5} = 0,143 \text{ m} \rightarrow \text{soit : } d = 25 \text{ cm} ;$$

➤ **Vérification de la poussée hydrostatique**

La condition à vérifier est la suivante :

$$N \geq f_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w ;$$

- $f_s = 1.15$  (Coefficient de sécurité).
- $\gamma_w = 10 \text{ kn/m}^3$  (Poids volumique de l'eau).
- $S_{rad} = 194,4 \text{ m}^2$  (Surface du radier).
- $H=1,5\text{m}$  (hauteurs de la partie ancrée du bâtiment).

$N = 28890,8707 \text{ KN} > 1,15 \times 1,5 \times 194,4 \times 10 = 3353,4 \text{ KN} \Rightarrow$  Condition vérifiée.

Le bâtiment reste stable sous poussée hydrostatique.

#### VI.4.4. Calcul du ferrailage du radier général

On calculera le panneau le plus défavorable et on optera le même ferrailage pour tout le radier. On fait le calcul pour une bande de 1 m.

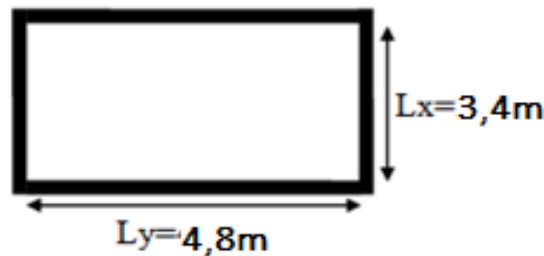


Fig.VI.5 : Dalle sur quatre appuis

Soit :  $G_0$  le poids propre du radier

$$G_0 = \rho \times h_r = 25 \times 0,30 = 7,5 \text{ KN/m}^2 ;$$

#### ➤ Calcul des sollicitations

$$Q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} + 1,35 \times G_0 \Rightarrow Q_u = \frac{28890,8707}{194,4} + 1,35 \times 7,5 \Rightarrow Q_u = 158,74 \text{ kn/m}^2 ;$$

$$Q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} + G_0 \Rightarrow Q_s = \frac{21076,0655}{194,4} + 7,5 \Rightarrow Q_s = 115,91 \text{ kn/m}^2 ;$$

Le panneau le plus sollicité est :  $\begin{cases} L_x = 3,4\text{m} \\ L_y = 4,8\text{m} \end{cases}$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.4}{4.8} = 0.71 > 0.4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

$$ELU: \begin{cases} \rho = 0.71 \\ v = 0 \end{cases} \Rightarrow D'après l'annexe (I) \begin{cases} \mu_x = 0.0671 \\ \mu_y = 0.4471 \end{cases} ;$$

$$ELS: \begin{cases} \rho = 0.71 \\ v = 0.2 \end{cases} \Rightarrow D'après l'annexe (I) \begin{cases} \mu_x = 0.0731 \\ \mu_y = 0.594 \end{cases} ;$$

◆ **Evaluation des moments :**

$$ELU : \begin{cases} M_0^x = \mu_x \times Q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 0.0671 \times 158,74 \times 3,4^2 = 123,13 \text{ KN.m} \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 0.4471 \times 123,13 = 55,05 \text{ KN.m} \end{cases} ;$$

$$ELS : \begin{cases} M_0^x = \mu_x \times Q_s \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 0.0731 \times 115,91 \times 3,4^2 = 97,94 \text{ KN.m} \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 0.594 \times 97,94 = 58,18 \text{ KN.m} \end{cases} ;$$

◆ **Calcul des moments corrigés**

- En travée :

$$ELU : \begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_0^x \Rightarrow M_t^x = 104,66 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 \times M_0^y \Rightarrow M_t^y = 46,79 \text{ KN.m} \end{cases} ;$$

$$ELS : \begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_0^x \Rightarrow M_t^x = 83,25 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 \times M_0^y \Rightarrow M_t^y = 49,45 \text{ KN.m} \end{cases} ;$$

- En appui :

$$ELU : M_a^x = M_a^y = -0,5 \times M_0^x \Rightarrow M_a^x = M_a^y = - 61,565 \text{ KN.m} ;$$

$$ELS : M_a^x = M_a^y = -0,5 \times M_0^x \Rightarrow M_a^x = M_a^y = - 48,97 \text{ KN.m} ;$$

Le ferrailage se fera pour une section de  $(b \times h_r) = (1 \times 0,30) \text{ m}^2, d = 25 \text{ cm} ;$

Tab.VI.1 : Calcul du ferrailage du radier

	Sens	M kn.m	$m_{bu}$	a	Z (m)	$A_{cal}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{min}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{adopté}$ ( $\text{cm}^2$ /ml)	$S_t$ (cm)
Travée	x-x	104,66	0.118	0.157	0.234	11.84	2.75	HA20 =12,57	20
	y-y	46,79	0.053	0.061	0.244	5,51	2.4	HA14=7,70	15
Appui	x-x	61,565	0.069	0.089	0.241	7,34	3.01	HA12 = 9,05	13

◆ **Condition de non fragilité**

On a :  $e = 30 \text{ cm} > 12 \text{ cm}$  et  $\rho = 0.71 > 0.4$

$$Entravée: \begin{cases} A_{minx} = \rho_0 \times \left(\frac{3-\rho}{2}\right) \times b \times h_r = 0.0008 \times \left(\frac{3-0.71}{2}\right) \times 1 \times 0.30 = 2.748 \text{ cm}^2 ; \\ A_{miny} = \rho_0 \times b \times h_r = 0.0008 \times 1 \times 0.30 = 2.4 \text{ cm}^2 \end{cases} ;$$

En appui :  $A_{minx} = A_{miny} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 3.01 \text{ cm}^2$

◆ **Vérification au cisaillement**

$$V_u = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{158,74 \times 3.4}{2} \times \frac{4.8^4}{3.4^4 + 4.8^4} = 215,59 \text{ KN} ;$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{215,59}{1 \times 0.25} = 0.86 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.16 \text{ MPa} ; \text{ Pas de risque de cisaillement.}$$

➤ **Vérfications des contraintes à L'ELS**

Tab.VI.2 : Calcul du ferrailage du radier

	Sens	$M^{\text{ELS}}$ KN.m	$A$ $\text{cm}^2$	$Y$ cm	$I$ $(\text{cm}^4)$	$\sigma_{bc}$ MPa	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPa	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_{st}$ MPa	$\bar{\sigma}_{st}$ MPa	Obs $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$
Travée	x-x	83,25	15,71	8,75	84557,05	8,61	15	Vérifiée	239,96	201.6 3	Non-vérifiée
	y-y	49,45	7,7	6,53	48683,27	6,63	15	Vérifiée	281,38	201.6 3	Non-vérifiée
Appui	x-x	48,97	9,05	6,99	55416,28	6,17	15	Vérifiée	238,69	201.6 3	Non-vérifiée

On remarque que les contraintes de traction dans l'acier en travée et en appui, ne sont pas vérifiées dans les deux sens, donc on doit augmenter les sections d'armatures.



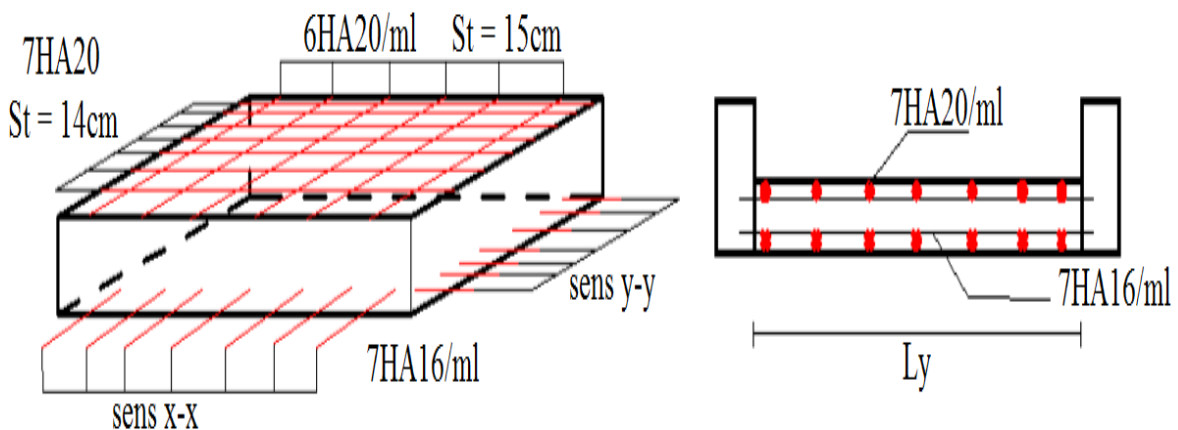
En travée:  $\begin{cases} \text{Selon x-x : } 7\text{HA}20 = 21,99 \text{ cm}^2, & (St = 14\text{cm}) \\ \text{Selon y-y: } 6\text{HA}16 = 12,06 \text{ cm}^2, & (St = 15 \text{ cm}) \end{cases}$

En appui :  $7\text{HA}16 = 14,07 \text{ cm}^2, (St = 14 \text{ cm})$

Tab.VI.3 : Vérification des contraintes dans le radier après augmentation des sections

	Sens	$M^{ELS}$ kn.m	$A$ $\text{cm}^2$	$Y$ cm	$I$ $(\text{cm}^4)$	$\sigma_{bc}$ MPa	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPa	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_{st}$ MPa	$\bar{\sigma}_{st}$ MPa	Obs $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_s$
Travée	x-x	83,25	21,99	9,96	107547,5	7,71	15	Vérifiée	174,62	201.63	vérifiée
	y-y	49,45	12,06	7,87	69330,84	5,61	15	Vérifiée	183,24	201.63	vérifiée
Appui	x-x	48,97	14,07	8,37	77913,16	5,26	15	Vérifiée	156,72	201.63	vérifiée

Ferraillage



**VI.5. Etude de la nervure**

Fig.VI.6 : Schéma de ferraillage de radier

**VI.5.1. Dimensionnement de la nervure**

$h_t = 0,70\text{m} , \quad h_r = 0,30\text{m} , \quad b_0 = 0,60\text{m} , \quad d = 0,70\text{m}$

$\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2} ; \frac{L_y^{min}}{10}\right) \dots \dots \text{(CBA. Art4. 1.3)} ;$

✓ Sens x-x :

$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{2,8}{2} ; \frac{3,05}{10}\right) \Rightarrow b = 1,3 \text{ m}$

✓ Sens y-y :

$\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{4,2}{2} ; \frac{2,1}{10}\right) \Rightarrow b = 1,1\text{m} ;$

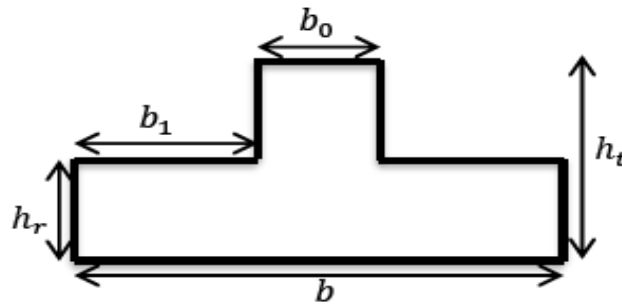


Fig.VI.7 : Section de la nervure à ferrailer

Pour le calcul du ferrailage, en prenant le cas le plus défavorable. Afin de simplifier les calculs, les charges triangulaires et trapézoïdales peuvent être remplacées par des charges équivalentes uniformément réparties.

Charge trapézoïdale	Charge triangulaire
$q_m = \frac{P}{2} \left[ \left( 1 - \frac{\rho_g^2}{3} \right) l_{xg} + \left( 1 - \frac{\rho_d^2}{3} \right) l_{xd} \right]$ $q_v = \frac{P}{2} \left[ \left( 1 - \frac{\rho_g}{2} \right) l_{xg} + \left( 1 - \frac{\rho_d}{2} \right) l_{xd} \right]$	$q_m = q_v = \frac{P}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$ <p>dans le cas de plusieurs charges triangulaires sur la même travée.</p> $\begin{cases} q_m = \frac{2}{3} \times p \times l_x \\ q_v = \frac{1}{2} \times p \times l_x \end{cases}$ <p>Cas d'une seule charge triangulaire par travée</p>

$q_m$  : Charge uniforme qui produit le même moment maximum que la charge réelle.

$q_v$  : Charge uniforme qui produit le même effort tranchant maximal que la charge réelle.

$$\rho_g = \frac{l_{xg}}{l_y} \quad \text{et} \quad \rho_d = \frac{l_{xd}}{l_y} ;$$

P : Charge répartie sur la surface du radier (poids des nervures non compris).

### VI.5.2. Calcul des sollicitations

La transmission des charges s'effectue en fonction des lignes de ruptures.

Pour le calcul des sollicitations, on utilise la méthode de « Caquot »

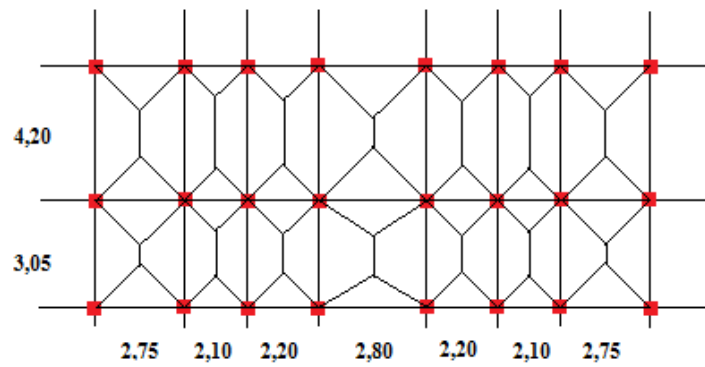


Fig.VI.8 : Schémas des lignes de rupture de transfert des charges sur le radier

➤ **Moments aux appuis**

$$M_a = \begin{cases} \frac{P_g \times L'_g + P_d \times L'_d}{8.5(L'_g + L'_d)} & \text{appui intermediaire} \\ 0.15 \times M_0 & \text{avec } M_0 = \frac{q \times l^2}{8} \text{ appui de rive} \end{cases} ;$$

Avec :  $L' = \begin{cases} L & \text{si: c'est une travée de rive} \\ 0.8 L & \text{si: c'est une travée intermediaire} \end{cases} ;$

➤ **Moment en travée :**

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

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (l - x) \quad ; \quad x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

$M_g$  et  $M_d$  : Moments sur appuis de gauche et droite respectivement

**Sens X-X**

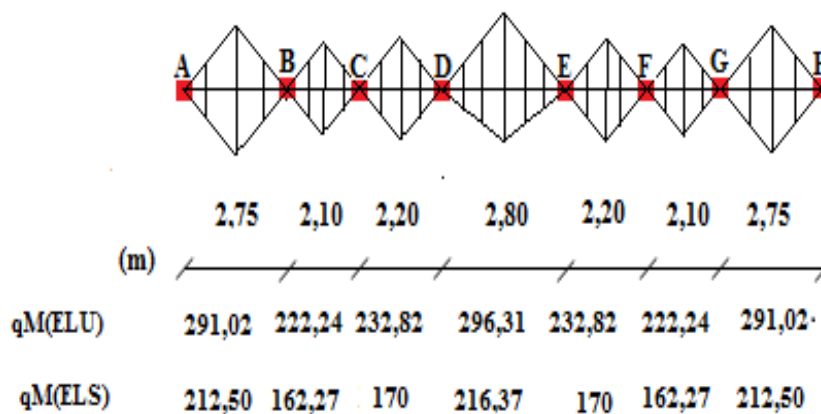


Fig.VI.9 :  
statique

Schéma  
équivalent

selon le sens longitudinal x-x

Nous ferons le calcul pour la travée la plus sollicitée (travée DE)

On a:  $q_u = 158,74 \text{KN/m}^2$   $q_s = 115,91 \text{KN/m}^2$

Exemple de calcul : Travée (DE)

$$q_M^U = \frac{2}{3} (158,74 \times 2,8) = 296,31 \text{ KN} ;$$

$$q_M^S = \frac{2}{3} (115,91 \times 2,8) = 216,37 \text{ KN} ;$$

$$q_v^u = \frac{1}{2} (158,74 \times 2,8) = 222,236 \text{ KN} ;$$

**Moment en appuis**

$$M_D^u = \frac{(232,82 \times 1,76^3) + (296,31 \times 2,24^3)}{8,5(1,76 + 2,24)}$$

$$= -135,28 \text{ KN.m} \begin{cases} L_{CD}=2,2\text{m} & L'_{CD}=1,76\text{m} \\ L_{DE}=2,8\text{m} & L'_{DE}=2,24\text{m} \end{cases}$$

$$M_E^u = \frac{(296,31 \times 2,24^3) + (232,82 \times 1,76^3)}{8,5(2,24 + 1,76)}$$

$$= -135,28 \text{ KN.m} \begin{cases} L_{DE}=2,8\text{m} & L'_{DE}=2,24\text{m} \\ L_{EF}=2,2\text{m} & L'_{EF}=1,76\text{m} \end{cases}$$

**Moment en travée**

$$x = \frac{2,8}{2} - \frac{135,28 - 135,28}{296,31 \times 2,8} = 1,4$$

$$M_0(x) = \frac{296,31 \times 1,4}{2} (2,8 - 1,4) = 290,38 \text{ KN.m}$$

$$M_t^u(x) = 290,38 - 135,28 \left(1 - \frac{1,4}{2,8}\right) - 135,28 \left(\frac{1,4}{2,8}\right) = 155,10 \text{ KN.m}$$

Tab.VI.4 : Sollicitations maximales (sens X-X)

Localisation	Travée	Appuis
Moment (KN.m)	155,10	-135,28
Effort tranchant (KN)	311,14	

Sens Y-Y :

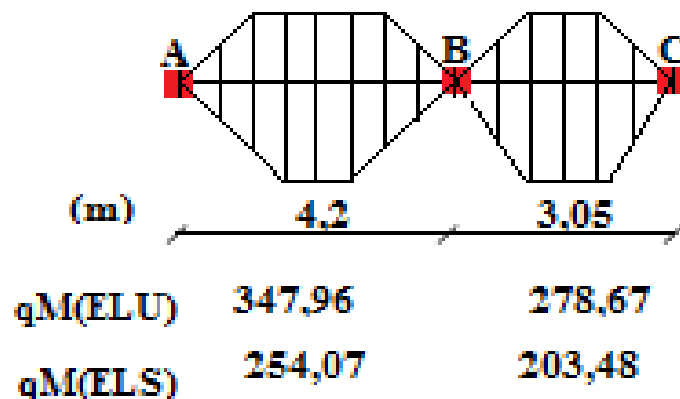


Fig.VI.10 : Schéma statique équivalent selon le sens longitudinal y-y

La travée la plus sollicitée (travée AB).

On a :  $q_u = 158,74 \text{ KN/m}^2$

Tab.VI.5 : Sollicitations maximales (sens Y-Y)

Localisation	Travée	Appuis
Moment (KN.m)	518,28	-546,63
Effort tranchant (KN)	294,66	

**VI.5.3. Ferrailage**

Tab.VI.6 : Tableau De ferrailage des nervures

Localisation		M(KN.m)	$A_{cal} (\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{min}(\text{cm}^2/\text{ml})$	Choix ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )
Sens X-X	Travée	155,10	6,42	10,99	4HA20+2HA14=15,65
	Appui	-135,28	5,60		6HA16=12,06
Sens Y-Y	Travée	518,28	22,05	9.3	4HA25+4HA14=25,79
	Appui	-546,63	2		8HA20=25.13

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

Selon le sens (x-x)

$$\tau_u = \frac{311,14 \times 10^{-3}}{1,3 \times 0,7} = 0,34 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée ;}$$

Selon le sens (y-y)

$$\tau_u = \frac{311,1 \times 10^{-3}}{1,1 \times 0,7} = 0,4 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée ;}$$

➤ **Vérification des contraintes à L'ELS**

On a :  $q_s = 115,91 \text{ KN/m}^2$   $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$   $\bar{\sigma}_{st} = 201.64 \text{ MPa}$  ; FN

Tab.VI.7 : Vérification des contraintes dans les nervures

Localisation	$M_{ser}(\text{KN.})$	Y(cm)	I ( $\text{cm}^4$ )	$\sigma_{bc}(\text{MP})$	$\sigma_{st}$	Observatio
--------------	-----------------------	-------	---------------------	--------------------------	---------------	------------

		m)			a)	(MPa)	n
<b>Sens X-X</b>	Travée	113,26	14,19	855002,7 76	1,88	110,83	Vérifiée
	Appui	-98,78	12,63	682702,7 76	1,82	124,50	Vérifiée
<b>Sens Y-Y</b>	Travée	329,72	18,94	1257687, 14	4,96	200,75	Vérifiée
	Appui	-399,13	18,74	1231781, 83	6,07	249,12	Non vérifiée

On remarque que la contrainte de traction dans l'acier en appui, n'est pas vérifiée selon le sens yy, et en travée aussi elle est faible donc on doit augmenter les sections d'armatures.

Selon y-y:  $\begin{cases} \text{Travée : } 4\text{HA}25+4\text{HA}16 = 32,2\text{cm}^2; \\ \text{Appui : } 8\text{HA}25 = 39,27\text{cm}^2 \end{cases};$

Tab.VI.8 : Vérification des contraintes dans les nervures

Localisation		M <sub>ser</sub> (KN.m)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>st</sub> MPa	Observation
<b>SensX-X</b>	Travée	113,26	1,88	110,88	Vérifiée
	Appui	-98,78	1,82	124,50	Vérifiée
<b>SensY-Y</b>	Travée	329,72	4,57	162,35	Vérifiée
	Appui	-399,13	5,15	162,65	Vérifiée

➤ **Les armatures transversales**

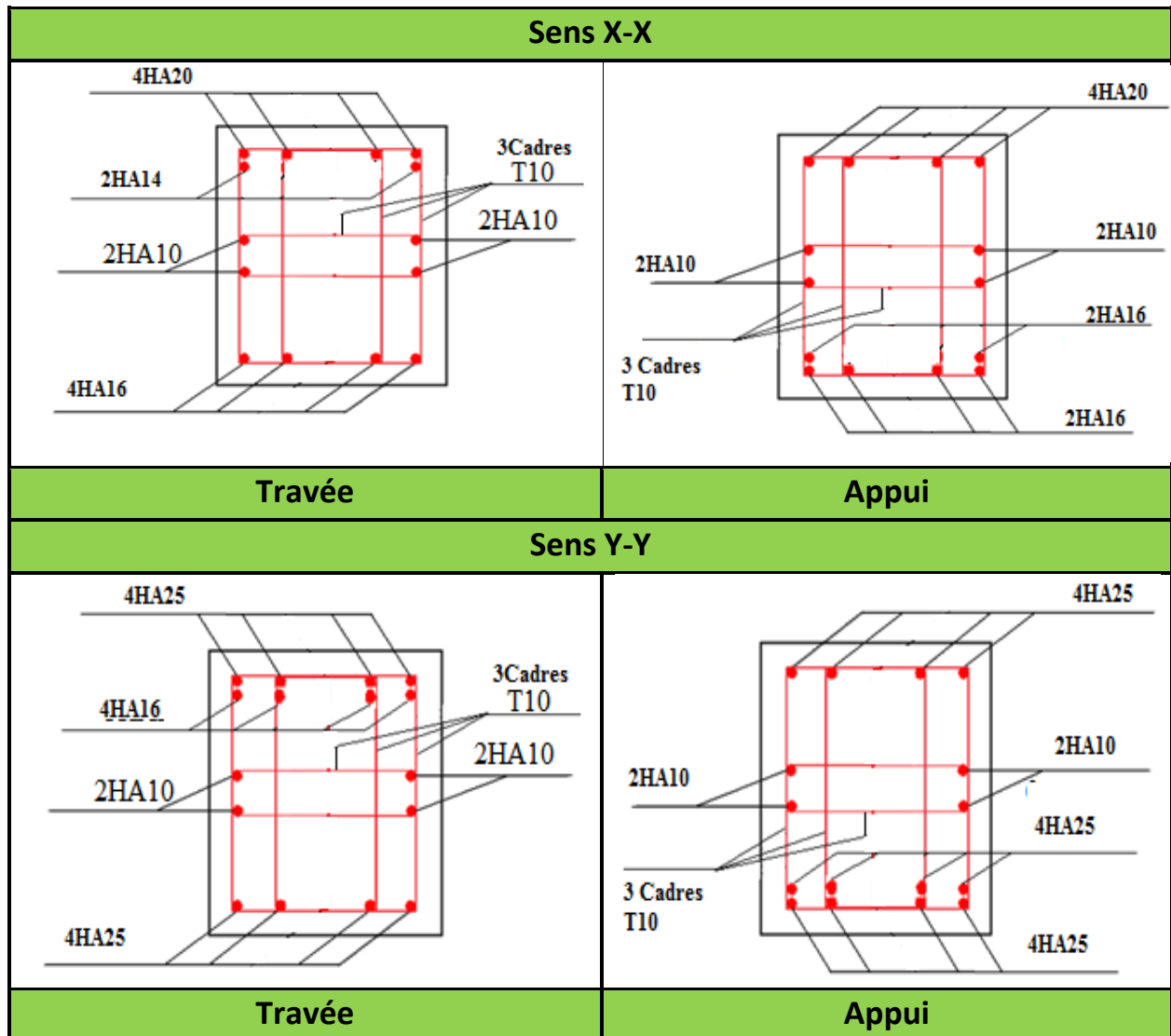
Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :

$$\phi_t \leq \min \left( \phi_{tmin} ; \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} \right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(21.40;60)\text{mm}$$

Soit  $\phi_t = 10 \text{ mm}$  et  $A_{trans} = 4\phi_{10} = 3.14 \text{ cm}^2$  (3cadres  $\phi_{10}$ )

On adopte un espacement entre les armatures transversales  $St=15 \text{ cm}$ .

➤ Schéma de ferrailage



**VI.6. Conclusion :**

L'étude de l'infrastructure constitue une étape importante dans le calcul d'ouvrage. Ainsi le choix de la fondation dépend de plusieurs paramètres liés aux caractéristiques du sol, ainsi que les caractéristiques géométriques de la structure.

Dans un premier temps nous avons essayé d'utiliser des semelles isolées et des semelles filantes puis pour des raisons pratiques nous avons adopté un radier nervuré ayant les dimensions suivantes :

- Epaisseur du radier : 30cm
- Sections des nervures :  $(b \times h) = (90 \times 70) \text{ cm}^2$  Sens x-x

$$(b \times h) = (110 \times 70) \text{ cm}^2 \text{ Sens y-y}$$

# **Conclusion générale**



## Conclusion générale

Dans le cadre de ce travail, on a pu prendre connaissance des principales étapes à suivre pour mener à bien un projet de construction. On a pu aussi se familiariser à l'utilisation du logiciel ETABS 2016.

Cette étude a aussi permis d'enrichir les connaissances acquises le long de notre cursus universitaire, et d'en faire un certain nombre de conclusions. Parmi celles-ci, nous avons :

- La bonne disposition des voiles, dépend de plusieurs facteurs notamment ; les contraintes architecturales.
- La modélisation en tenant compte des éléments secondaires (escalier ; acrotère) 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 soumis à des moments relativement faibles, donc un ferrailage avec le minimum du RPA s'est imposé.

- Les sections des poteaux et poutres 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 ferrillés 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, les petites trames qui induisent des chevauchements pour le choix des semelles isolées et pour des raisons pratiques : l'espace de temps séparant le terrassement des fouilles à la mise en place des bétons, doit être réduit pour ne pas permettre la stagnation prolongée et l'infiltration des eaux Selon la

remarque du rapport de sol et une raison d'en plus on a le pourcentage du rapport : surface des semelles par la surface du bâtiment supérieur à 50%.  
D'après l'étude qu'on a faite, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début de projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

# **Bibliographie**

## **Bibliographie**

- Document Technique Réglementaire DTR BC 2.48 « Règles Parasismiques Algérienne RPA 99 version 2003 ».
- Document Technique Réglementaire (DTR B.C.2.2), charges permanentes et charges d'exploitations, Edition CGS, Octobre 1988.
- Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limite (BAEL 91).
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (Code de Béton Armé (CBA 93).
- DTR BC 2.2 « Charges permanentes et surcharge d'exploitation ».
- Anciens mémoires de fin d'étude.



**Annexe**

### Annexe 1

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $u = 0$		ELS $u = 0.2$	
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
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	0.0956	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	0.4065	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  $L_x < L_y$ .

$\rho = 0.9$

		$n/L_x$ $y/L_y$	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
Valeur de $M_1$	0.0	/		0.254	0.187	0.154	0.131	0.115	0.102	0.090	0.081	0.073	0.067
	0.1	0.302	0.235	0.183	0.152	0.130	0.114	0.101	0.089	0.080	0.073	0.067	0.067
	0.2	0.260	0.214	0.175	0.148	0.128	0.112	0.099	0.088	0.079	0.072	0.066	0.066
	0.3	0.227	0.196	0.164	0.142	0.124	0.109	0.097	0.086	0.078	0.070	0.065	0.065
	0.4	0.202	0.178	0.153	0.134	0.118	0.105	0.093	0.083	0.075	0.068	0.063	0.063
	0.5	0.181	0.160	0.141	0.126	0.113	0.100	0.089	0.080	0.073	0.066	0.060	0.060
	0.6	0.161	0.146	0.130	0.118	0.106	0.095	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057	0.057
	0.7	0.144	0.133	0.121	0.110	0.098	0.088	0.079	0.072	0.065	0.058	0.054	0.054
	0.8	0.132	0.123	0.113	0.102	0.092	0.083	0.074	0.067	0.061	0.055	0.049	0.049
	0.9	0.122	0.114	0.103	0.093	0.084	0.076	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	0.046
	1.0	0.112	0.102	0.093	0.084	0.075	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	0.042	0.042
Valeur de $M_2$	0.0	/	0.310	0.200	0.167	0.149	0.134	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	0.081
	0.1	0.253	0.208	0.173	0.151	0.136	0.123	0.110	0.099	0.089	0.081	0.074	0.074
	0.2	0.202	0.175	0.152	0.137	0.123	0.110	0.100	0.089	0.082	0.074	0.067	0.067
	0.3	0.167	0.150	0.135	0.123	0.110	0.099	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	0.061
	0.4	0.143	0.132	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	0.056	0.056
	0.5	0.128	0.118	0.108	0.097	0.088	0.080	0.073	0.067	0.062	0.056	0.051	0.051
	0.6	0.114	0.106	0.096	0.087	0.079	0.073	0.067	0.062	0.056	0.052	0.047	0.047
	0.7	0.102	0.094	0.086	0.078	0.073	0.067	0.062	0.057	0.052	0.047	0.043	0.043
	0.8	0.09	0.083	0.077	0.072	0.066	0.062	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	0.038
	0.9	0.081	0.076	0.071	0.066	0.061	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	0.035	0.035
	1.0	0.073	0.069	0.065	0.060	0.055	0.050	0.047	0.043	0.038	0.035	0.032	0.032

### Annexe 3

#### Tableau des Armatures (en Cm<sup>2</sup>)

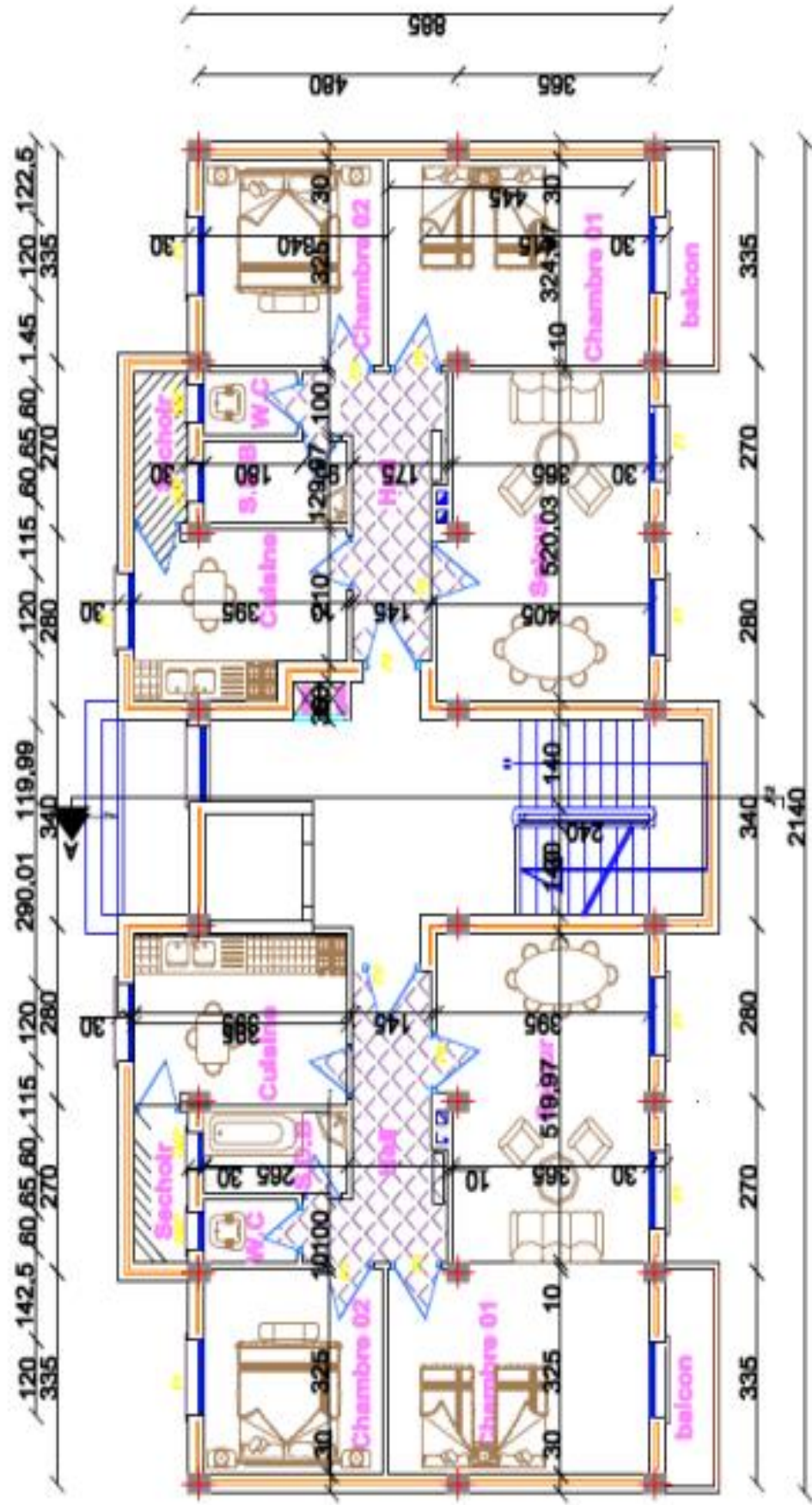
<b>Ø</b>	<b>5</b>	<b>6</b>	<b>8</b>	<b>10</b>	<b>12</b>	<b>14</b>	<b>16</b>	<b>20</b>	<b>25</b>	<b>32</b>	<b>40</b>
<b>1</b>	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
<b>2</b>	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
<b>3</b>	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	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	14.70	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



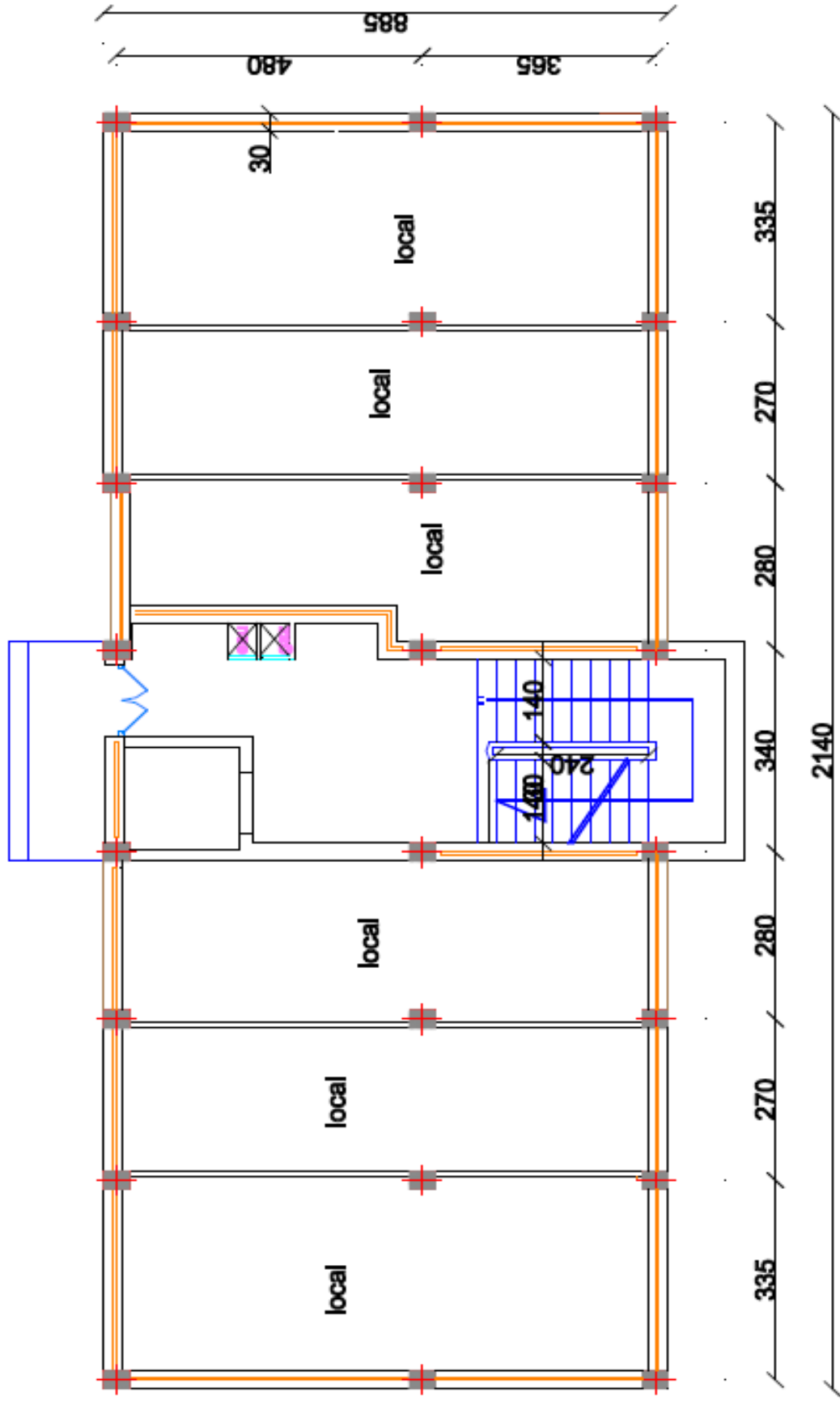
# **Plan de la structure**



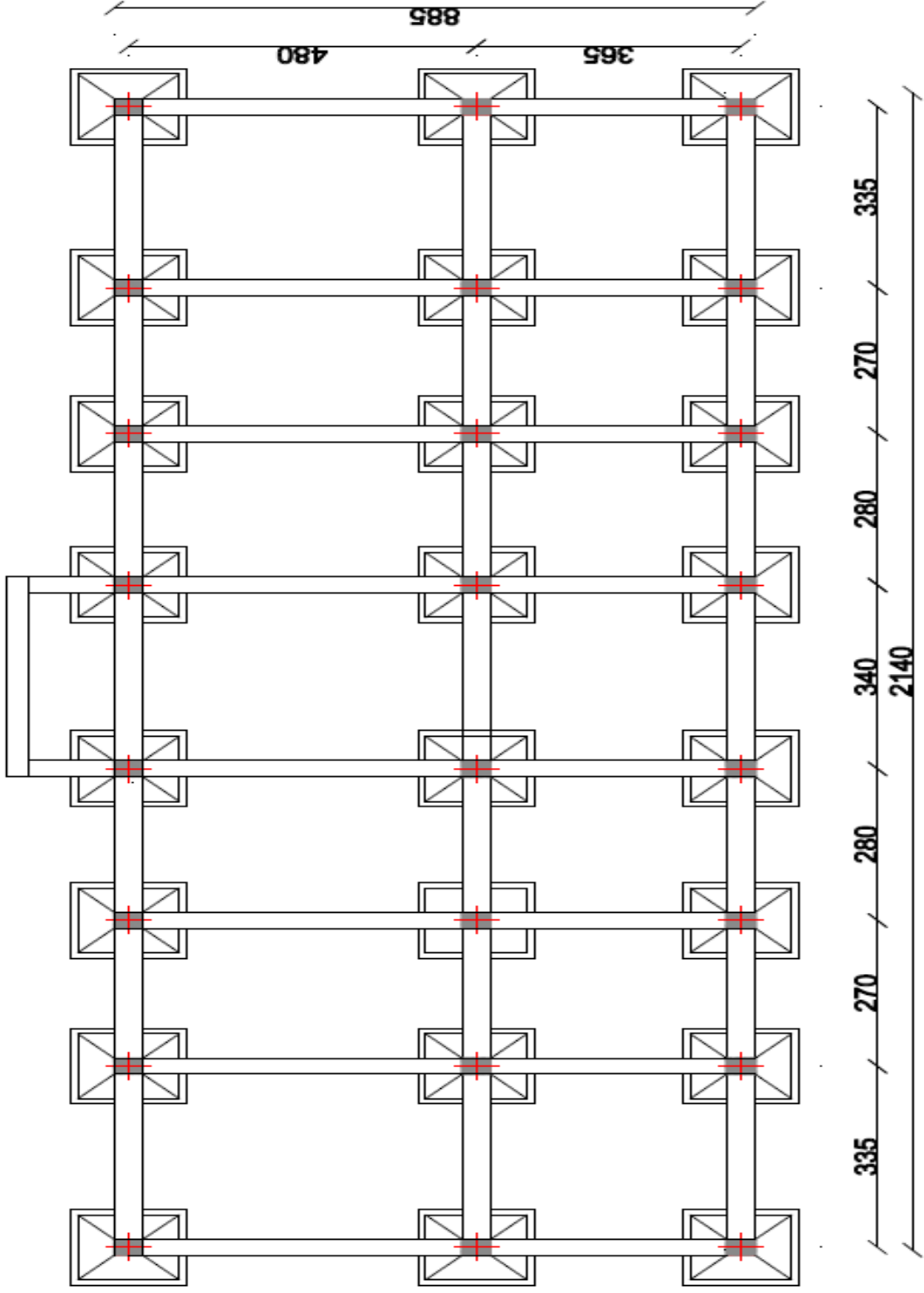
# Plan d' étage courant



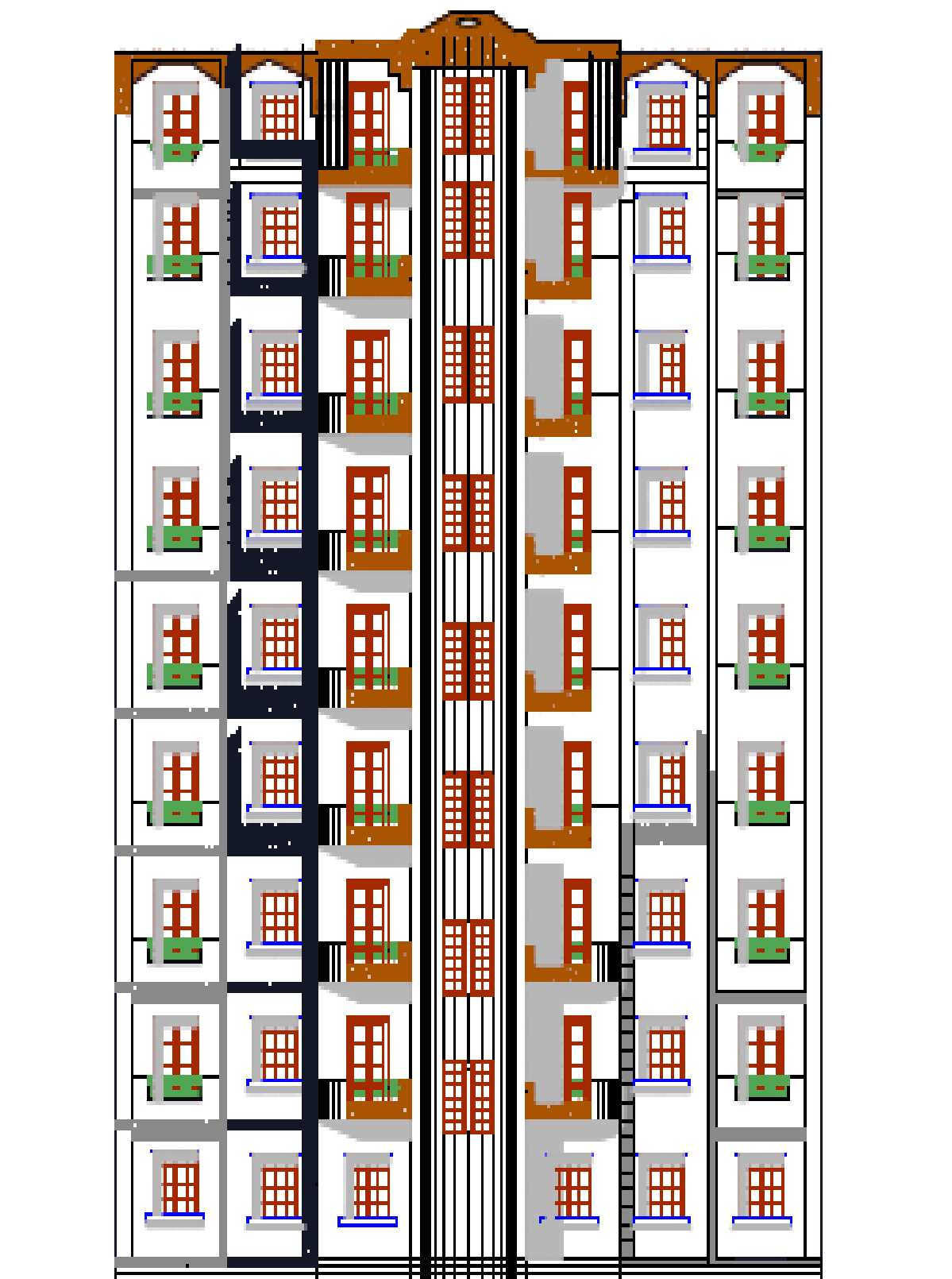
# Plan du rdc



# Plan de fondation

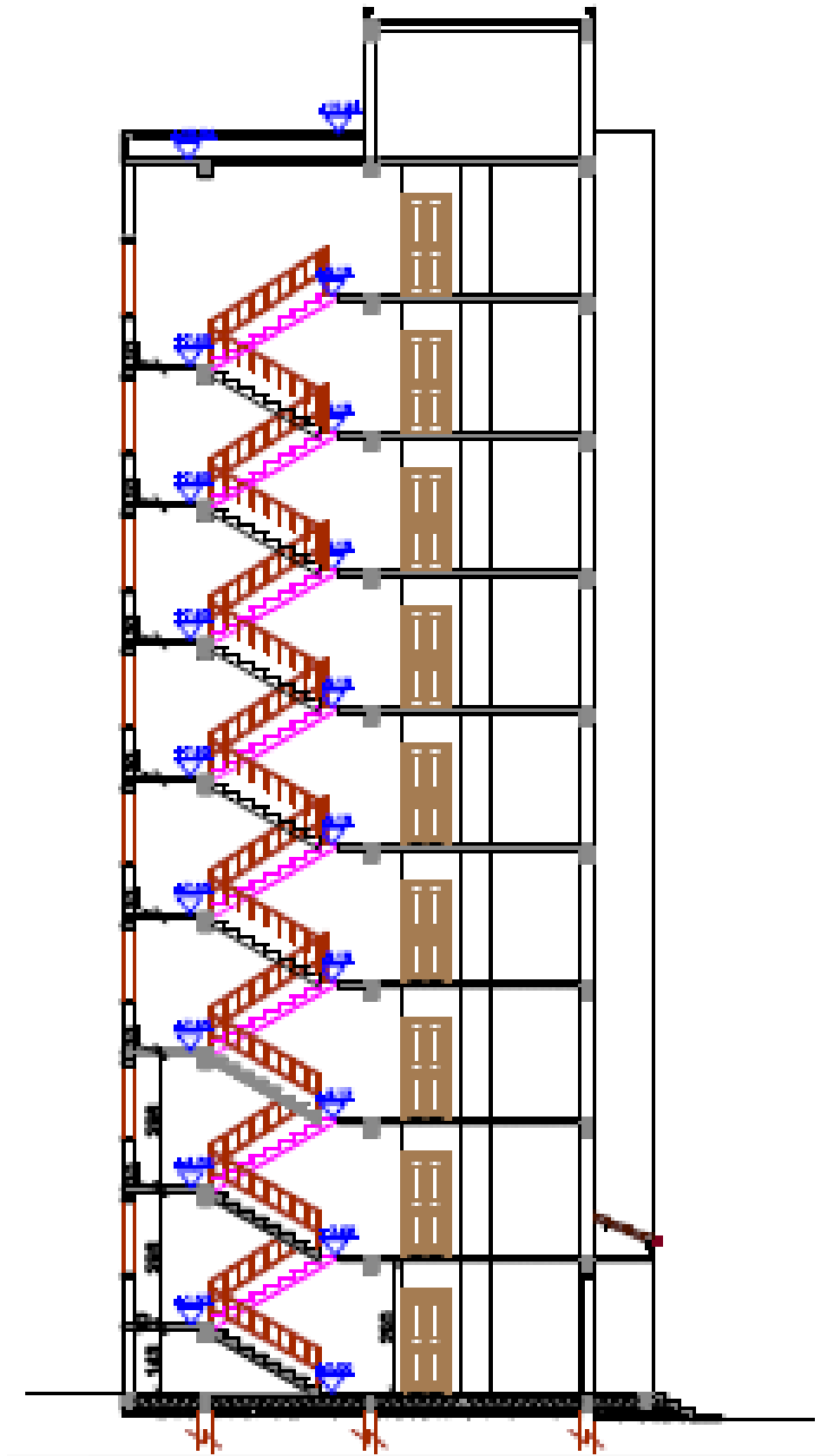


# Plan de façade

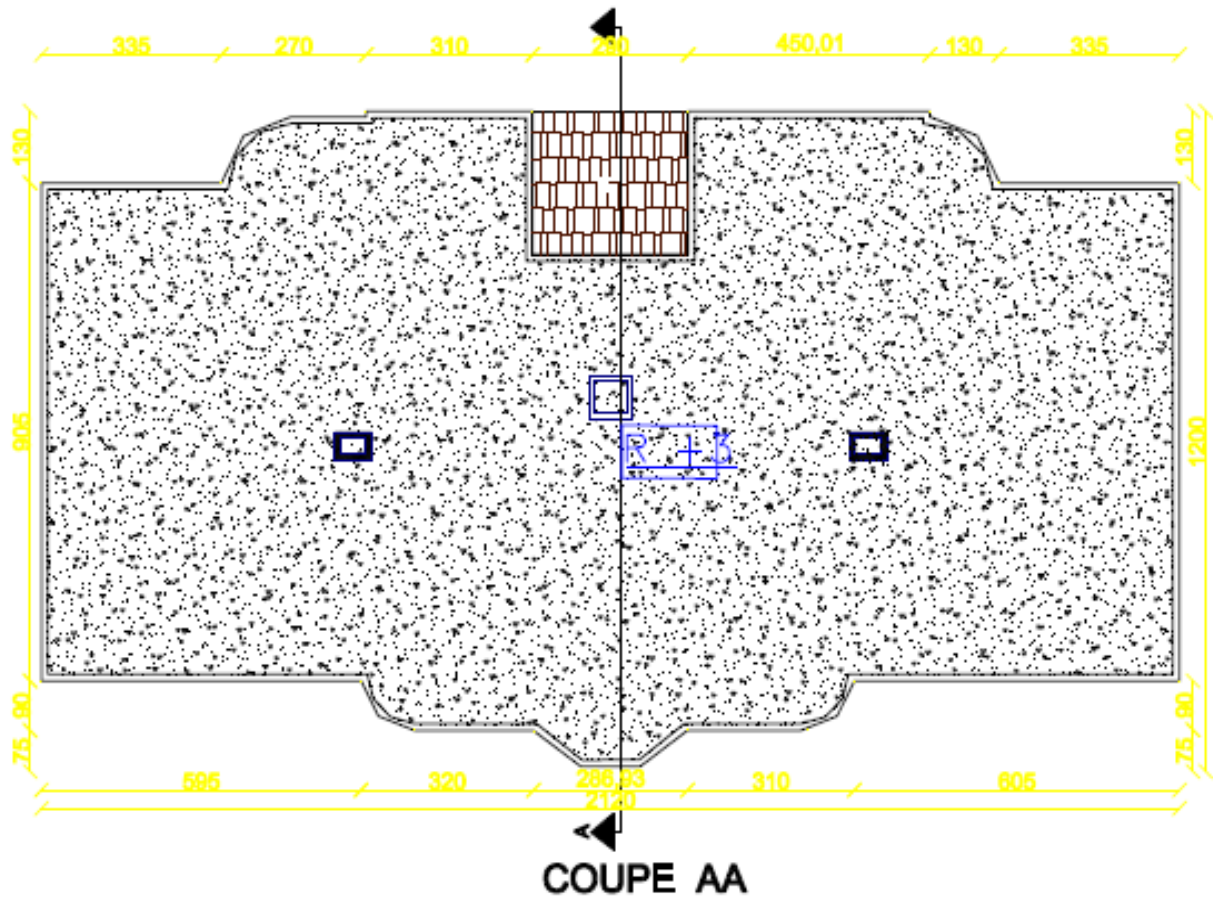




# Coupe B-B



# Plan de terrasse



**FIN**