

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

Université A. MIRA de Bejaïa  
Faculté de Technologie  
Département de Génie Civil

# Mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention d'un diplôme du Master en Génie Civil  
Option : Structures

## Thème :

**Étude d'un bâtiment en béton armé (R+7+sous-sol) à  
usage D'habitation et commerce  
Contreventé par un système mixte «voile-portique».**

**Réalisé par :**

- **YAHIAOUI Housseem**
- **OURARI Anis**

**Membres de jury :**

**Mr. GUECHARI**  
**Mr. CHELOUAH**

**Promoteur:**

**Mr. HAMOUDI**

**Promotion 2020/2021**

# *Remerciements*

*Au terme de ce modeste travail, nous tenons à exprimer notre profonde Gratitude et nos vifs remerciements :*

*Avant tous, à Allah le tout puissant pour nous avoir donné La force et la patience pour mener à terme ce travail.*

*A nos familles, et nos amis qui nous ont toujours encouragés et soutenus durant toute la période de nos études.*

*A M<sup>r</sup> HAMOUDI notre promoteur, qui nous a guider sur le bon chemin de travail durant toute cette période.*

*Aux membres de jury, qui nous ont fait l'honneur d'examiner ce modeste travail.*

*Nous n'oublions pas aussi tous les enseignants qui ont contribué à notre formation.*

*A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.*

# *Dédicaces*

*Je dédie ce modeste travail*

*A mes très chers parents.*

*A mes chers frères et sœurs*

*Et à toute la famille et aussi tous mes  
amis.*

*YH .Houssem*

# *Dédicaces*

*Je dédie ce modeste travail*

*A mes très chers parents.*

*A mes chers frères et sœurs*

*Et à toute la famille et aussi tous mes  
amis.*

*OU .Anis*

## Symboles et Notation

---

**A', Aser** : Section d'aciers comprimés et section d'aciers à l'ELS respectivement.

**At** : Section d'un cours d'armature transversal.

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

**B** : Aire d'une section de béton.

**Br** : Section réduite.

**B, b** : la largeur (m).

**C<sub>T</sub>** : coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage

**C<sub>u</sub>** : La cohésion du sol (KN/m<sup>2</sup>).

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

**ELS** : Etat limite de service.

**ELU** : Etat limite ultime.

**E** : Module d'élasticité longitudinale.

**E<sub>i</sub>** : Module d'élasticité instantanée.

**E<sub>s</sub>** : Module d'élasticité de l'acier.

**e<sub>v</sub>** : épaisseur du voile.

**F** : Force ou action générale.

**f<sub>c28</sub>** : Résistance caractéristique à la compression donnée en (MPa).

**f<sub>t28</sub>** : Résistance caractéristique à la traction donnée en (MPa).

**f<sub>ji</sub>** : la flèche correspondant à j.

**f<sub>gi</sub>** : la flèche correspondant à g.

**f<sub>qi</sub>** : la flèche correspondant à q.

**f<sub>gv</sub>** : la flèche correspondant à v.

**Δf<sub>t</sub>** : la flèche totale.

**Δf<sub>t adm</sub>** : la flèche admissible.

**G** : Action permanente.

**H** : la hauteur d'ancrage d'une fondation (m).

**ht** : hauteur totale du plancher.

**h<sub>0</sub>** : épaisseur de la dalle de compression.

**he** : hauteur libre d'étage.

**I** : Moment d'inertie (m<sup>4</sup>).

**I<sub>ji</sub>** : Moment d'inertie correspondant à j.

**I<sub>gi</sub>** : Moment d'inertie correspondant à g.

**I<sub>qi</sub>** : Moment d'inertie correspondant à q.

**I<sub>gv</sub>** : Moment d'inertie correspondant à v.

## Symboles et Notation

---

**Q** : Charge variable.

**Q** : Facteur de qualité.

**q<sub>u</sub>** : charge ultime.

**q<sub>s</sub>** : charge de service.

**M** : Moment en général.

**Ma** : Moment sur appui.

**Mu** : Moment de calcul ultime.

**Mser** : Moment de calcul de service.

**Mt** : Moment en travée.

**M<sub>0</sub>** : moment isostatique.

**M<sub>i</sub>** : Moment à l'appui *i*

**M<sub>g</sub> et M<sub>d</sub>** : Moment à gauche et à droite pris avec leurs signes.

**M<sub>j</sub>** : Moment correspondant à j.

**M<sub>g</sub>** : Moment correspondant à g.

**M<sub>q</sub>** : Moment correspondant à q.

**Ns** : Effort normal de service.

**Nu** : Effort normal ultime

**N** : Effort normale du aux charges verticales.

**R** : coefficient de comportement global.

**S** : Section, surface

**S<sub>r</sub>** : surface du radier (m<sup>2</sup>).

**St** : Espacement des armatures.

**V** : Effort tranchant.

**T<sub>2</sub>** : période caractéristique, associé à la catégorie du site.

**W** : poids propre de la structure.

**W<sub>qi</sub>** : Charges d'exploitation.

**X, Y et Z** : Coordonnées en général.

**b<sub>0</sub>** : Epaisseur brute de l'arme d'une section, largeur de la nervure

**d** : Hauteur utile.

**e** : Excentricité, épaisseur.

**f** : Flèche.

**f<sub>bu</sub>** : Contrainte de compression du béton à l'E.L.U.R

**fe** : Limite d'élasticité.

## Symboles et Notation

---

$f_{cj}$  : Résistance caractéristique à la compression à « j » jours exprimée en (MPa).

$f_{tj}$  : Résistance caractéristique à la traction à « j » jours exprimée en (MPa).

$h_t$  : hauteur total du radier (m).

$h_N$  : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$\sigma_b$  : Contrainte de compression du béton.

$\sigma_s$  : Contrainte de compression dans l'acier

$\nu$  : Coefficient de poisson

$\sigma_j$  : Contrainte correspondant à j.

$\sigma_g$  : Contrainte correspondant à g.

$\sigma_q$  : Contrainte correspondant à q.

$\gamma_b$  : coefficient de sécurité.

$\gamma_s$  : coefficient de sécurité.

$\phi$  : Angle de frottement interne du sol (degrés).

$\sigma_{adm}$  : Contrainte admissible au niveau de la fondation (bars).

$q$  : chargement KN/ml..

$\tau_{ultim}$  : Valeur de cisaillement limite donné par le BAEL (MPa).

$\tau_u$  : Contrainte de cisaillement (MPa).

$\eta$  : Facteur d'amortissement.

$\beta$  : Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

$\mu_l$  : Moment réduit limite.

$\mu_u$  : Moment ultime réduit.

$\lambda_i$  : Coefficient instantané.

$\lambda_v$  : Coefficient différé.

## Listes des figures

---

<b>Figure I.1</b> .Diagramme contraintes-déformations du béton à l'E.L.U.....	4
<b>Figure I.2</b> . Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELS.....	4
<b>Figure I.3</b> .Diagramme Contrainte-déformation de calcul.....	6.
<b>Figure II.1</b> . Planché à corps creux .....	8
<b>Figure II.2</b> . Disposition des poutrelles Plan sous-sol .....	9
<b>Figure II.3</b> . Disposition des poutrelles Plan RDC.....	9
<b>Figure II.4</b> . Disposition des poutrelles Plan étage courant.....	10
<b>Figure II.5</b> . Disposition des poutrelles Plan terrasse.....	10
<b>Figure II.6</b> .Coupe transversale d'une poutrelle.....	14
<b>Figure II .7</b> . Schéma d'escalier.....	14
<b>Figure II.8</b> .Schéma statique d'un escalier premier volée.....	15
<b>Figure II.9</b> . Schéma statique d'un escalier deuxième volé (esc01.....	15
<b>Figure II.10</b> .Schéma statique d'un escalier premier volé (esc02).....	15
<b>Figure II.11</b> . Schéma statique d'un escalier deuxième volé.....	16
<b>Figure II.12</b> . Coupe transversale de l'acrotère.....	16
<b>Figure II.13</b> . Illustration en 3D d'un poteau.....	17
<b>Figure II.14</b> . Illustration en 3D d'un voile.....	18
<b>Figure II.15</b> . Surface afférente du poteau (C2).....	24
<b>Figure II.16</b> .Surface afférente du poteau (B2).....	26
<b>Figure. III.1</b> .Schéma statique de la poutrelle type 02.....	32
<b>Figure. III.2</b> . Diagramme des moments aux appuis d'une poutre a deux travées.....	34
<b>Figure III.3</b> . Ferrailage de la dalle de compression.....	46
<b>Figure III.4</b> .Panneau de dalle.....	46
<b>Figure III.5</b> . Section de la dalle pleine à ferrailer.....	47
<b>Figure III.6</b> . Schéma de ferrailage de la dalle sur 2 appuis.....	49
<b>Figure III.7</b> . Schéma de ferrailage de la dalle sur 3 appuis(D3).....	52
<b>Figure. III.8</b> . Schéma de ferrailage de la dalle sur 2 appuis(D6).....	53
<b>Figure. III.9</b> . Schéma de ferrailage de la dalle sur 4 appuis auteur ascenseur (D8).....	53
<b>Figure III.10</b> . Schéma statique de la poutre de chaînage.....	53
<b>Figure III.11</b> . Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage.....	56
<b>Figure III.12</b> . Schéma statique d'un escalier.....	56
<b>Figure III.13</b> · Schéma statique d'escalier.....	57

## Listes des figures

---

<b>Figure III.14.</b> Schéma statique de tronçon 1.....	58
<b>Figure III.15 .</b> Schéma statique de tronçon 2.....	58
<b>Figure III.16 .</b> Schéma de ferrailage de l'escalier.....	61
<b>Figure III .17.</b> Schéma statistique de la poutre palière.....	61
<b>Figure III.18 .</b> Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	64
<b>Figure III.19 .</b> Schéma d'un escalier type02.....	65
<b>Figure. III.20.</b> Schéma statique d'escalier.....	65
<b>Figure III.21.</b> Schéma statique de tronçon 1.....	66
<b>Figure III.22 .</b> Schéma de ferrailage de l'escalier.....	70
<b>Figure.III .23.</b> Schéma statique de la poutre Brézé.....	70
<b>Figure III.24.</b> Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	73
<b>Figure III.25.</b> Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	76
<b>Figure.III.26 .</b> coupe transversal d'ascenseur.....	76
<b>Figure III.27 .</b> Schéma de ferrailage de la dalle d'ascenseur.....	79
<b>Figure III.28 .</b> Calcul du périmètre au niveau de la feuille moyenne.....	80
<b>Figure III.29 .</b> Schéma représentant la surface d'impact.....	80
<b>Figure III.30 .</b> Schéma de ferrailage de la dalle au dessous de l'ascenseur.....	84
<b>Figure IV.1.</b> Spectre de réponse sens x et y.....	89
<b>Figure IV.2</b> Schéma de disposition des voiles.....	89
<b>Figure IV.3</b> 1 <sup>ere</sup> mode de déformation (translation suivant x-x).....	90
<b>Figure IV.4.</b> 2 <sup>ème</sup> mode de déformation (translation suivant y-y).....	90
<b>Figure IV.5.</b> 3 <sup>ème</sup> mode de déformation (torsion autour de z-z).....	91
<b>Figure V.1.</b> Zone nodale.....	101
<b>Figure V.2.</b> Section du poteau.....	108
<b>Figure V.3.</b> Coupe longitudinale de ferrailage d'un poteau.....	110
<b>Figure V.4.</b> Les moments résistant dans la zone nodale.....	119
<b>Figure V.5.</b> Dispositions constructives des poutres.....	121
<b>Figure V.6</b> Schéma des contraintes.....	126
<b>Figure V.7.</b> Schéma de ferrailage du voile $V_{x1} = 3m$ (Etage RDC/1).....	134
<b>Figure VI.1.</b> Dimensions du radier.....	136
<b>Figure VI.2.</b> Présentation de la zone d'impact de la charge compactée.....	137
<b>Figure.VI.3.</b> Dalle sur quatre appuis.....	140
<b>Figure VI.4.</b> Schéma de ferrailage du radier.....	143

## Listes des figures

---

<b>Figure VI.5.</b> Schéma représentatif du débord de radier.....	144
<b>Figure VI.6.</b> Schéma statique du débord.....	144
<b>Figure VI.7.</b> Schéma de ferrailage du débord.....	145
<b>Figure VI.8.</b> Schéma de rupture des dalles de radier.....	146
<b>Figure VI.9.</b> Sollicitations sur les nervures dans le sens x-x.....	146
<b>Figure VI.10.</b> sollicitations sur les nervures dans le sens y-y.....	147
<b>Figure VI.11.</b> Section de la nervure à ferraille.....	148
<b>Figure VI.12.</b> Schéma de ferrailage des nervures dans les sens x-x.....	151
<b>Figure VI.13.</b> Schéma de ferrailage des nervures dans les sens y-y.....	151
<b>Figure VI.14.</b> Poussée des terres sur le voile périphérique.....	152
<b>Figure VI.15.</b> Schéma de ferrailage du voile périphérique.....	155

## Listes des tableaux

---

<b>Tableau I.1.</b> Caractéristique des aciers utilisé.....	6
<b>Tableau II.1.</b> Dimensionnement des dalles pleines.....	11
<b>Tableau II.2.</b> La section des poteaux .....	17
<b>Tableau II.3.</b> Charges permanentes du plancher corps creux terrasse inaccessible .....	19
<b>Tableau II.4.</b> Charges permanentes du plancher à corps creux étage courant RDC et Sous-sol .....	20
<b>Tableau II.5.</b> Évaluation des charges revenant au plancher à dalle pleine Terrasse inaccessible.....	20
<b>Tableau II.6.</b> Évaluation des charges revenant au plancher à dalle pleine étage courant ....	21
<b>Tableau II.7.</b> Évaluation des charges du balcon en dalle pleine.....	21
<b>Tableau II.8.</b> Évaluation des charges du balcon en dalle pleine.....	22
<b>Tableau II.9.</b> Évaluation des charges revenant au palier en dalle pleine.....	22
<b>Tableau II.10.</b> Évaluation des charges revenant aux murs extérieurs.....	23
<b>Tableau II.11.</b> Résultats de la descente de charge du poteau (C2).....	25
<b>Tableau II.12.</b> Résultats de la descente de charge du poteau (B2).....	27
<b>Tableau II.13.</b> Vérification des poteaux à la compression simple.....	29
<b>Tableau II.14.</b> Vérification au flambement des poteaux.....	30
<b>Tableau II.15.</b> Vérification des conditions du RPA 99.....	31
<b>Tableau. III.1.</b> Schémas statiques des poutrelles.....	32
<b>Tableau. III.2.</b> Choix des méthodes de calculs pour les différents types des poutrelles...	33
<b>Tableau. III.3.</b> Chargements sur les poutrelles.....	33
<b>Tableau. III.4.</b> Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles de la terrasse inaccessible.....	36
<b>Tableau. III.5.</b> Sollicitations maximales dans les différents types d'étage courant.....	36
<b>Tableau. III.6.</b> Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles de RDC...	36
<b>Tableau III.7.</b> Évaluation de la flèche.....	43
<b>Tableau III.8.</b> Calcul du ferrailage à l'ELU des différents niveaux.....	43
<b>Tableau III.9.</b> Vérifications nécessaires à l'ELU.....	44
<b>Tableau III.10.</b> Vérification des contraintes à l'ELS.....	44
<b>Tableau III.11.</b> Vérifications de la flèche à l'ELU.....	45
<b>Tableau III.12.</b> Les schémas de ferrailage des poutrelles.....	45
<b>Tableau III.13.</b> Ferrailage de la dalle sur 2 appuis (balcon).....	48

## Listes des tableaux

---

<b>Tableau III.14</b> .Vérification des états limites de compression du béton.....	49
<b>Tableau. III.15</b> calcul des sollicitations.....	50
<b>Tableau .III.16</b> .Calcul du ferrailage à l'ELU.....	50
<b>Tableau III.17</b> .Vérifications nécessaires.....	51
<b>Tableau III.18</b> .vérification de la flèche.....	51
<b>Tableau III.19</b> . Évaluation de la flèche dalle RDC.....	52
<b>Tableau III.20</b> . Évaluation de la flèche DP autour de l'ascenseur.....	52
<b>Tableau.III.21</b> . Ferrailage longitudinales de la poutre de chainage.....	54
<b>Tableau III.22</b> . Vérifications des états limites de compression du béton de la poutre chainage.....	55
<b>Tableau III. 23</b> . Dimensionnement d'escalier.....	56
<b>Tableau. III.24</b> . Résultats des ferrillages des volées pour tous les niveaux.....	58
<b>Tableau III.25</b> . Évaluation de la flèche dans la partie de l'escalier.....	60
<b>Tableau III.26</b> . Résultats de ferrailage final des volées pour tous les niveaux.....	60
<b>Tableau III.27</b> . Résultats de ferrailage de la poutre palière.....	62
<b>Tableau III.28</b> .Vérification des contraintes à l'ELS.....	64
<b>Tableau III.29</b> . Dimensionnement d'escalier.....	65
<b>Tableau III. 30</b> .Résultats des ferrillages des escalier type2.....	67
<b>Tableau III.31</b> . Évaluation de la flèche dans la partie de l'escalier.....	69
<b>Tableau III.32</b> . Résultats de ferrailage final des volées pour l'escalier type2.....	69
<b>Tableau III.33</b> . Résultats de ferrailage de la poutre brézé (en F.S).....	71
<b>Tableau III.34</b> .Vérification des contraintes à l'ELS.....	73
<b>Tableau III.35</b> . Calcul de la section de ferrailage de la dalle d'ascenseur.....	78
<b>Tableau III.36</b> . Vérification des contraintes à L' ELS.....	79
<b>Tableau III.37</b> . Calculs des ferrillages (Ascenseur).....	82
<b>Tableau III.38</b> .vérification des contraintes à l'ELS (ascenseur).....	84
<b>Tableau IV.1</b> . Valeurs des pénalités $P_q$ .....	78
<b>Tableau IV.2</b> Période de vibration et taux de participation massique.....	91
<b>Tableau IV.3</b> Vérification de l'interaction sous charges verticales.....	92
<b>Tableau IV.4</b> Vérification de l'interaction sous charges horizontales selon x-x.....	93
<b>Tableau IV.5</b> Vérification de l'interaction sous charges horizontales selon y-y.....	94
<b>Tableau IV.6</b> Vérification de l'effort tranchant à la base.....	94
<b>Tableau IV.7</b> Vérification des déplacements selon x-x.....	95
<b>Tableau IV.8</b> Vérification des déplacements selon y-y.....	96

## Listes des tableaux

---

<b>Tableau IV.9</b>	Vérification à L'effet P- $\Delta$ .....	97
<b>Tableau IV.10</b>	Vérification de l'effort normal réduit.....	98
<b>Tableau V.1.</b>	Armatures minimales et maximales dans les poteaux.....	101
<b>Tableau V.2.</b>	Les sollicitations dans les poteaux.....	103
<b>Tableau V.3.</b>	Armatures longitudinale dans les poteaux.....	105
<b>Tableau V.4.</b>	Calcul des armatures transversales pour les poteaux.....	106
<b>Tableau IV.5.</b>	Vérifications du flambement des poteaux.....	107
<b>Tableau V.6.</b>	Vérifications de la contrainte dans le béton pour poteaux.....	108
<b>Tableau IV.7.</b>	Vérifications aux sollicitations tangentes pour les poteaux .....	109
<b>Tableau V.8.</b>	Schémas de ferrailage des poteaux.....	111
<b>Tableau V.9.</b>	Armatures minimales et maximales dans les poutres.....	113
<b>Tableau IV.10.</b>	Les sollicitations dans les poutres.....	114
<b>Tableau V.11.</b>	choix d'armatures des poutres principales et secondaires.....	115
<b>Tableau V.12.</b>	Vérifications des contraintes tangentielles.....	117
<b>Tableau V.13.</b>	Vérifications des armatures longitudinales au cisaillement .....	117
<b>Tableau V.14.</b>	Vérifications de l'état limite de compression du béton.....	118
<b>Tableau V.15.</b>	Vérification de la flèche pour les poutres.....	118
<b>Tableau V.16.</b>	Evaluation de la flèche pour les poutres.....	118
<b>Tableau V.17.</b>	Les moments résistant dans les poteaux.....	119
<b>Tableau V.18.</b>	Vérifications de la zone nodale. P-principale.....	120
<b>Tableau V.19.</b>	Vérifications de la zone nodale. P-secondaire.....	120
<b>Tableau V.20.</b>	Schémas de ferrailage des poutres (s-sol +RDC+étages courants).....	122
<b>Tableau V.21.</b>	Schémas de ferrailage des poutres (Terrasse inaccessible).....	123
<b>Tableau V.22.</b>	Sollicitations maximales dans le voile $V_{x1}$ // à X-X.....	125
<b>Tableau V.23</b>	Sollicitations et ferrailage du voile $V_{x1}$ dans tous les niveaux.....	129
<b>Tableau V.24.</b>	Sollicitations et ferrailage du voile $V_{x2}$ dans tous les niveaux.....	130
<b>Tableau V.25.</b>	Sollicitations et ferrailage du voile $V_{y1}$ dans tous les niveaux.....	131
<b>Tableau V.26.</b>	Sollicitations et ferrailage du voile $V_{y2}$ dans tous les niveaux.....	132
<b>Tableau V.27.</b>	Sollicitations et ferrailage du voile $V_{y3}$ dans tous les niveaux.....	132
<b>Tableau V.28.</b>	Sollicitations et ferrailage du voile $V_{y4}$ dans tous les niveaux.....	133
<b>Tableau VI.1.</b>	Ferrailage du radier a l'ELU.....	141
<b>Tableau VI.2.</b>	Vérifications des contraintes du radier.....	142
<b>Tableau VI.3.</b>	Les nouvelles sections d'acier adoptées à l'ELS.....	142
<b>Tableau VI.4.</b>	-Vérifications des contraintes du radier après augmentation de ferrailage.....	143

## Listes des tableaux

---

<b>Tableau VI.5.</b> Résumé des résultats de ferrailage du débord.....	144
<b>Tableau.VI.6.</b> vérification des contraintes du débord.....	145
<b>Tableau VI.7.</b> Sollicitations des nervures dans le sens x-x.....	147
<b>Tableau VI.8.</b> Sollicitations des nervures dans le sens y-y .....	148
<b>Tableau VI.9.</b> Sollicitations des nervures dans le sens x-x.....	148
<b>Tableau VI.10.</b> Sollicitations des nervures dans le sens y-y .....	148
<b>Tableau VI.11.</b> Calcul de ferrailage de la nervure sens x-x.....	149
<b>Tableau VI.12.</b> calcul de ferrailage de la nervure sens y-y.....	149
<b>Tableau VI.13.</b> Vérification de l'effort tranchant dans les nervures.....	149
<b>Tableau VI.14.</b> Vérification des contraintes dans la nervure.....	150
<b>Tableau VI.15.</b> Les nouvelles sections d'acier adoptées à l'ELS.....	150
<b>Tableau VI.16.</b> Vérification des contraintes des nervures après augmentation de ferrailage. .....	150
<b>Tableau VI.17.</b> Ferrailage des voiles périphérique.....	153
<b>Tableau VI.18.</b> Vérification de l'effort tranchant.....	154
<b>Tableau VI.19.</b> Vérifications des contraintes à l'ELS des les voiles.....	155
<b>Tableau V.20.</b> calcul de ferrailage des voiles à l'ELS.....	155

# Sommaire

---

## Sommaire :

### Introduction Générale

## CHAPITRE I : GÉNÉRALITÉS

I.1 . Introduction .....	1
I.2 . Présentation de l'ouvrage.....	1
I.3 . Données géotechniques du site.....	1
I.4 .Caractéristique géométrique de projet (architecturale) .....	1
I.5 . Présentation de l'ossature .....	2
I.6 . Caractéristiques des matériaux de construction .....	2
I.6.1 . Le béton.....	2
I.6.2 .les aciers.....	6
I.7 : Sollicitation et Combinaison de calcul.....	8
I.8 : Règlements et normes utilisés.....	8

-

## CHAPITRE II : PRÉ DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENT

II.1.Introduction.....	8
II.2.pré-dimensionnement des éléments secondaires .....	8
II.2.1.Les planchers.....	8
II.2.1.1. Plancher à corps creux.....	8
II.2.1.2 .Plancher dalle pleine.....	11
II.2.2.Les poutrelles .....	13
II.2.3.Les escaliers .....	14
II.2.3.1. Les caractéristiques technique .....	14
II. 2.4.L'acrotère .....	16
II.3.Les éléments structuraux.....	17
II.3.1.les poteaux.....	17
II.3.2.Les voile .....	17
II.3.3.Les poutres .....	18
II.4. Évaluation des charges et des surcharges .....	19
II.4.1:Plancher a corps creux.....	19
II.4.2:Plancher a dalle plein .....	20
II.5 Descente des charges .....	23

## Sommaire

---

II.6 Vérification pour le poteau .....	28
II.7 Conclusion.....	31

### **CHAPITRE III : ÉTUDE DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES**

III.1 Introduction .....	32
III.2 Étude des planchers :.....	32
III.2.1 Étude des poutrelles .....	32
III.2.2 Étude des planchers en dalles pleines .....	46
III.3 Étude de la poutre de chaînage.....	53
III.4 Étude des escaliers.....	56
III.4.1 Type 1 , escaliers a deux volés .....	56
III.4.2 Étude de la poutre palière .....	61
III.4.3 Type 2 , escaliers a trois volés .....	65
III .4.4 Étude de la poutre palière .....	70
III.5 Ferrailage de l'acrotère .....	74
III.6 Étude de l'ascenseur.....	76
III.7 Conclusion.....	84

### **CHAPITRE VI : ÉTUDE DYNAMIQUE**

IV.1 Introduction.....	85
IV.2 Méthodes de calcul .....	85
IV 3. Méthode choisit .....	85
IV.4. Calcul de la force sismique totale (effort tranchant à la base) .....	85
IV.5. Méthode dynamique modale spectrale .....	88
IV.5.1. Principe .....	88
IV.6. Disposition des voiles .....	89
IV.7. Vérification des résultats selon R.P.A 99/ Version 2003 .....	92
IV.8. Conclusion .....	99

### **CHAPITRE V : ÉTUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX**

V.1. Introduction .....	100
V.2. Étude des poteaux .....	100
V.2.1. Recommandations du RPA99/2003 .....	100
V.2.2. Les sollicitations dans les poteaux .....	103

## Sommaire

---

V.2.3. Calcul de ferrailage .....	103
IV.2.4. Vérifications nécessaire.....	106
V.3. Étude des poutres .....	112
V.3.1. Recommandation du <b>RPA99</b> .....	112
V.3.2. Recommandation de <b>BAEL 91/99</b> .....	113
V.3.3. Les sollicitations dans les poutres .....	113
V.3.4. Calcul du ferrailage.....	114
V.3.5. Vérification des zones nodales .....	119
V.4. Étude des voiles .....	123
V.4.1. Introduction .....	123
V.4.2. Recommandation du RPA99 version 2003 .....	124
V.4.3. Exemple de calcul .....	125
V.4.4. Ferrailages .....	125
V.5. Conclusion .....	134

## **CHAPITRE VI: ÉTUDE DE L'INFRASTRUCTURE**

VI.1. Introduction .....	135
VI.2. Choix du type de fondation .....	135
VI.3. Radier général .....	135
VI.3.1. Pré dimensionnement .....	136
VI.3.2. Les Vérifications nécessaires .....	137
VI.3.3. Ferrailage du radier .....	140
VI.4. Étude des nervures .....	145
VI.4.1. Calcul des sollicitations .....	147
VI.4.2. Ferrailage de la nervure .....	148
VI.4.3. Vérifications .....	149
VI.5. Étude du voile Périphérique .....	152
VI.5.1 Dimensionnement des voiles .....	152
VI.5.2. Détermination des contraintes .....	152
VI.5.3. Ferrailage du voile .....	153

### **Conclusion Générale**

# Introduction Générale

# Introduction générale

---

La construction des ouvrages fait appel non seulement aux architectes qui conçoivent et dessinent des édifices mais aussi à des ingénieurs en génie civil. Ceux-ci, s'occupent de la conception-construction des édifices, ainsi que de l'amélioration (rénovation, restructuration, réhabilitation) et la protection des structures et des constructions utiles pour l'environnement de la population.

Grâce à une étude génie civil, ces ingénieurs veillent à répondre aux exigences de la société, tout en assurant la protection de l'environnement et la sécurité des citoyens.

Avant de réaliser son étude, l'ingénieur en génie civil devrait connaître certains pré requis à savoir les caractéristiques géométriques du site du projet, la zone sismique, les contraintes d'architecture, les matériaux utilisés ainsi que la réglementation en vigueur.

Pour effectuer une étude en génie civile nous avons choisi un bâtiment constitué d'un sous-sol et Rez –De-Chaussée (RDC) plus Sept étage (R+7) en béton armé à usage multiple situé à Bejaia contreventé par un système mixte (voiles-portiques) conformément aux règles parasismiques algériennes en vigueur.

Nous avons structuré cette étude en six chapitres : ou nous avons présenté un bref résumé comme suit :

- Le premier chapitre donne les caractéristiques de la structure ainsi que celles des matériaux utilisés (béton et acier).
- Le deuxième chapitre : Un pré dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux ensuite été fait.
- Le troisième chapitre concerne le calcul des éléments secondaires : les poutrelles, les balcons, les escaliers et l'acrotère ont été calculé et ferrailé en tenant compte des sollicitations auxquelles ils doivent répondre.
- Au quatrième chapitre nous avons fait une étude dynamique pour notre structure. Cette dernière a été donc modélisée à l'aide du logiciel « ETABS V16 » et une disposition optimale des voiles a été adoptée. Cette disposition est en accord avec le règlement parasismique algérien.
- Le choix du type de fondation qui convient à notre structure en tenant compte des caractéristiques du site en place ainsi que celles de notre structure fait l'objet du sixième chapitre.

Nous terminons notre travail par une conclusion générale .

# Chapitre I : Généralité

# Chapitre I : Généralités

---

## I.1.Introduction :

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances des différents éléments structuraux (poteaux, poutre, voiles.....) et leurs résistances et les types des matériaux utilisés et leurs dimensions et caractéristiques. A cet effet, l'objectif de ce chapitre est de donner quelques rappels et description de projet étudié

## I.2. Présentation de l'ouvrage :

Le projet étudié est un bâtiment constitué d'un sous-sol et Rez –De-Chaussée(RDC) plus Sept étage en béton armé à usage multiple :

- ✓ Parking au sous- sol.
- ✓ RDC est à usage commercial.
- ✓ Du premier étage aux septièmes étages à usage d'habitation (chaque étage contient.
- ✓ Une terrasse inaccessible.

Le projet est implanté à MADALA dans la wilaya de Bejaia .Cette région est classée en zone II selon le règlement parasismique Algérien (RPA99/VERSION 2003).

## I.3. Caractéristiques géotechnique du site :

À la base des résultats des essais in situ (les coupes lithologique des sondage carottes et des sondages pressiométriques) et les essais au laboratoire réalisés sur les échantillons récupérés, on conclut que :

- Le terrain est de relief plat et de nature argiles limoneuse légèrement graveleuses et argiles compactes en profondeur.
- **Contrainte admissible du sol :1,2 bars** pour un ancrage à partir de 4,00 de profondeur par rapport à la cote de terrain actuel.
- Des fondations superficielles type **Radier Général**.
- Les tassements sont d'ordre de : **22,55 mm**.

## I.4. Caractéristiques géométrique de projet :

En se basant sur les plans de coupes verticales et horizontales, les caractéristiques géométriques de projet sont comme suit :

# Chapitre I : Généralités

---

## ➤ Dimensions en élévation :

- La hauteur totale du bâtiment : 27.56 m
- La hauteur du sous sol : 3.50 m
- La hauteur de RDC : 3.50 m
- La hauteur étage courant : 3.06 m

## ➤ Dimensions en plan :

- Longueur en plan : 22.00m
- Largeur en plan : 13.60 m

## I.5. Présentation de l'ossature :

- Les planchers sont constitués des dalles en corps creux et en dalles pleines
- L'accès aux étages supérieur s'effectue au moyen d'un ascenseur et d'une cage d'escalier constituée de deux volées au RDC et trois volées à l'étage courant.
- Selon RPA99/2003, pour toute structure dépassant une hauteur de 14 m en (zone IIa) il est indispensable d'introduire des voiles.

## I.6. Caractéristiques des matériaux utilisés :

La structure de notre bâtiment est conçue de **béton armé** :

### I.6.1. Le béton :

#### a) Définition :

Le béton est un mélange de plusieurs composants : ciment, eau, granulats (sable et gravier) et le plus souvent, adjuvants qui doivent constituer un ensemble homogène.

#### ➤ Le ciment :

Le ciment est un liant hydraulique à base de calcaire et d'argile déformations qui se présente sous la forme d'une poudre minérale fine qui durcit au contact de l'eau et est ainsi utilisé comme liant.

➤ **Les granulats** : Sont des grains minéraux appelés filler, sable, gravillons suivant leur dimension :

-**Les sables** : grains de dimensions comprises entre 0.08mm et 5mm.

-**Les gravillons** : grains de dimensions comprises entre 5mm et 25mm.

-**Les cailloux** : grains de dimensions supérieures à 25mm.

➤ **L'eau** : Il sert à l'hydratation du ciment et à assurer une ouvrabilité suffisante du béton.

# Chapitre I : Généralités

## ➤ Les adjuvants :

Ceux sont des produits incorporés au moment du malaxage du béton.

✓ **Dosage de béton** : La composition d'un  $1\text{m}^3$  de béton est :

- Ciment (classe 32.5).....350kg
- Sable(0/5).....400kg
- Gravier (8/15et15/25).....800kg
- Eau de gâchage .....175L

## b) Résistance de béton :

### ❖ Résistance de béton a la compression :

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours dite : valeur caractéristique  $f_{cj}$ . Cette résistance est mesurée sur éprouvette cylindrique ayant un diamètre de 16cm et une hauteur de 32cm écrasée en compression centrée.

Lorsque  $j \leq 28$  jours, la résistance du béton non traitée thermiquement suit approximativement les lois suivantes : [4](Art,A.2.1.1.1).

- Pour :  $f_{c28} \leq 40$  MPa:

$$\text{Si } \begin{cases} j < 28 \text{ jour} \longrightarrow f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} \times f_{c28}. \\ j > 28 \text{ jour} \longrightarrow f_{cj} = 1.1 f_{c28}. \end{cases}$$

- Pour :  $f_{c28} \geq 40$  MPa:

$$\text{Si } \begin{cases} j < 28 \text{ jour} \longrightarrow f_{cj} = \frac{j}{1.40+0.95j} \times f_{c28}. \\ j > 28 \text{ jour} \quad \quad \quad f_{cj} = f_{c28}. \end{cases}$$

$f_{cj}$  : la résistance caractéristique a " j " jour.

$f_{c28}$  : la résistance caractéristique a " 28 " jour.

✓ Pour le présent projet on adoptera un béton de classe **c25/30** talque:  **$f_{c28}=25$  MPa**

### ❖ Résistance de béton a la traction :

La résistance caractéristique à la traction de béton a " j " jour est définie selon le BAEL91 art A : 2-1-2 par la relation suivante :

- $f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$  Si :  $f_{c28} \leq 60$  MPa.
- $f_{tj} = 0.275 f_{cj}$  Si :  $f_{c28} > 60$  MPa.

Pour notre étude  $j=28$  jour :  $\begin{cases} f_{c28} = 25 \text{ MPa} \\ f_{t28} = 2.1 \text{ MPa} \end{cases}$

# Chapitre I : Généralités

## ❖ Les contraintes limites :

### - Contraintes limites ultime a la compression :

Pour le calcul à l'ELU on adoptera le diagramme parabole-rectangle suivant

$$f_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, \text{ Sachant que : } \gamma_b = \begin{cases} 1.5 \text{ En situation durable S.D} \\ 1.5 \text{ En situation accidentelle S.A} \end{cases}$$

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

-  $\gamma_b$ : Coefficient de sécurité.

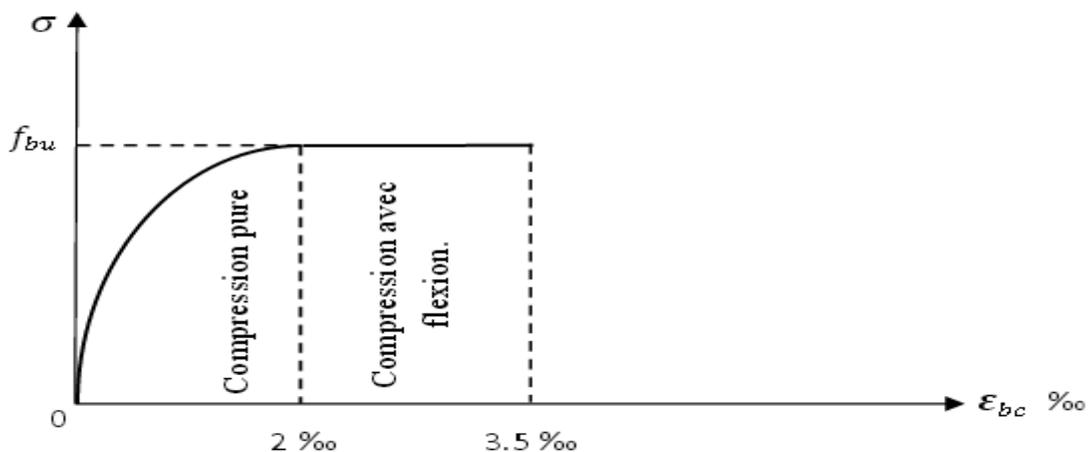


Figure I.1. Diagramme contraintes-déformations du béton à l'E.L.U.

### - Contraintes limites de service à la compression :

Le diagramme des contraintes déformation - a l'ELS est considéré linéaire et la contrainte limite est donné par la loi :  $\sigma_{bc} = 0,6f_{c28}$

Dans notre étude on prend :  $\sigma_{bc}=15\text{MPa}$

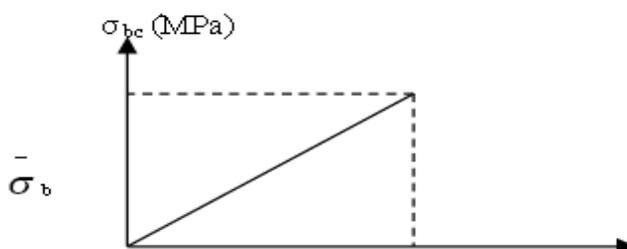


Figure I.2 .Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELS.

# Chapitre I : Généralités

- **Contrainte ultime de cisaillement** : La contrainte ultime de cisaillement est limitée par

$$\tau \leq \tau_{adm}$$

- pour la fissuration peu nuisible :

$$\tau_{adm} = \min \tau_u = \begin{cases} \frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b} \\ 5 \text{ MPa} \end{cases} \implies \begin{cases} 3.33 \text{ MPa ; situation durable ou transitoire} \\ 4.35 \text{ MPa ; situation accidentelle} \end{cases}$$

**Pour la fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :**

$$\tau_{adm} = \min \tau_u = \begin{cases} \frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b} \\ 4 \text{ MPa} \end{cases} \implies \begin{cases} 2.5 \text{ MPa ; situation durable ou transitoire} \\ 3.26 \text{ MPa ; situation accidentelle} \end{cases}$$

Tel que :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

## ➤ Module de déformation longitudinale de béton :

On distingue deux types de modules de déformations longitudinales :

### - Le module de Yong :

“Le module de déformation instantané” sous les contraintes normales d’une durée d’application inférieure à 24 heures ce module de déformation du béton âgé de ( j ) jours note  $E_{ij}$  égale à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (} f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPa) donc dans notre cas : } E_{ij} = 32164.2 \text{ MPa}$$

**-Le module différé** : Le module de déformation différé pour les charges de longue durée d’application :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (} f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPa) d'où } E_{vj} = 10721.4 \text{ MPa}$$

### Coefficient de poisson :

C’est le rapport des déformations transversales et longitudinales  $\nu = \frac{\text{déformation transversale}}{\text{déformation longitudinale}}$

Le coefficient de poisson est pris égal à :  $\begin{cases} \nu=0 \rightarrow \text{pour le calcul des sollicitations (ELU)} \\ \nu=0,2 \rightarrow \text{pour le calcul des déformations (ELS)} \end{cases}$

## I.6.2 : les aciers :

### a) Définition :

L’acier est un alliage de fer et carbone en faible pourcentage son rôle est de reprendre les efforts de traction, on distingue deux types d’aciers :

-Aciers de haute adhérence (HA)  $\rightarrow$  FeE400.

# Chapitre I : Généralités

- Treillis soudé → FeE500.

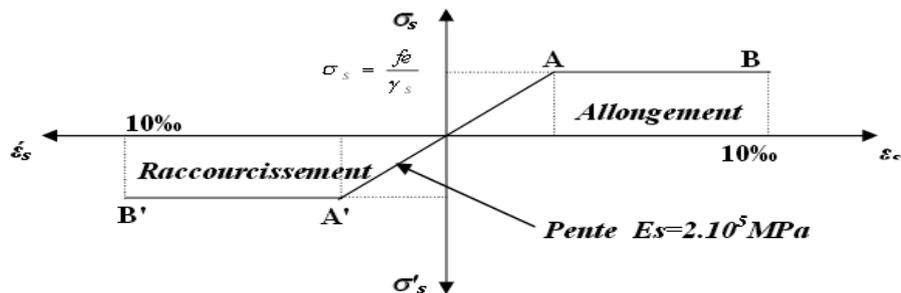
## b) Les caractéristiques des aciers utilisés :

**Tableau I.1** .Caractéristique des aciers utilisés.

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe[MPa]	Résistance à la Rupture	Coefficient de fissuration	Coefficient de scellement
Aciers en Barre	HA FeE400	HA	400	480	1.6	1.5
Aciers en treillis	(TS) TL520	TS	520	550	1.3	1

## c) Diagramme contrainte déformation de calcul :

Dans le calcul relatif aux états limites on utilisera le diagramme simplifié suivant :



**Figure I.3.** Diagramme Contrainte-déformation de calcul.

$$\begin{array}{l}
 \sigma_s = f_e / \gamma_s \quad \Longrightarrow \text{Aciers naturels} \\
 \sigma_s = 1.1 f_e / \gamma_s \quad \Longrightarrow \text{Aciers écrouis}
 \end{array}
 \quad \left. \vphantom{\begin{array}{l} \sigma_s = f_e / \gamma_s \\ \sigma_s = 1.1 f_e / \gamma_s \end{array}} \right\} \text{Avec } \gamma_s : \text{Coefficient de sécurité}$$

Sachant que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1.15 \text{ en situation courante} \\ \gamma_s = 1 \text{ en situation accidentelle} \end{array} \right. ; \text{ Pour notre cas : } \left\{ \begin{array}{l} \sigma_s = 348 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 400 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

- **Contrainte limite de service (ELS) :** On distingue trois cas de fissuration :

- Fissuration peu nuisible : pas de limitation  $\sigma_s \leq f_e / \gamma_s$ .
- Fissuration préjudiciable :  $\sigma_{st} \leq \sigma_s = \min (2/3 f_e, \sqrt[110]{n f t j}) = 202 \text{ MPa}$ .
- Fissuration préjudiciable :  $\sigma_{st} \leq \sigma_s = \min (1/2 f_e, \sqrt[90]{n f t j}) = 164.97 \text{ MPa}$

Pour ce cas :  $\sigma_{st} \leq \sigma_s = 167.53 \text{ MPa}$  pour les (HR)

$\eta$ : Coefficient e fissuration.

# Chapitre I : Généralités

---

$\eta=1,65$  pour les armatures à hautes adhérence (HA).

## I.7 . Sollicitation et Combinaison de calcul :

Les sollicitations sont les efforts (effort normal, effort tranchant, moment de flexion, moment de torsion) développés dans une combinaison d'action donnée.

Les combinaisons de calcul à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations donné par le RPA99 version 2003 sont :

- **Situation durable :**  $\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU} \longrightarrow 1.35G+1.5Q \\ \text{ELS} \longrightarrow G+Q \end{array} \right.$
- **Situation accidentelle :**  $\left\{ \begin{array}{l} G+Q+E \\ 0.8G+Q \end{array} \right.$

Tel que :

G : charges permanentes

Q : charges d'exploitations

E : charges sismique

## I.8. Règlements et normes utilisés :

Les règlements utilisés sont :

- Règlement Parasismique Algérienne (RPA99 /version 2003).
- Code du Béton Armé (CBA93).
- Règles du Béton Armé aux Etats Limites (BAEL91/version 99).
- Document Technique Règlementaire (DTR BC2.2).

# Chapitre II :

## Le pré-dimensionnement des éléments

## Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

### II.1. Introduction :

Le pré-dimensionnement a pour but de déterminer l'ordre de grandeur des différents éléments de la structure d'un bâtiment conformément aux règlements et norme de construction, ces dimensionnement sont choisis selon les préconisations du **RPA99version 2003,CBA93 ,BAEL91**.

### II.2. pré-dimensionnement des éléments secondaires :

#### II.2.1. Les planchers

Les planchers sont des plans horizontaux séparant les différents niveaux d'un bâtiment. Leur rôle principal est la transmission des charges verticales aux éléments structuraux.

Pour notre bâtiment deux types de planchers sont utilisés :

- Planchers à corps creux
- Planchers à dalle pleine

##### II.2.1.1. Planchers à corps creux :

Sont des planchers composés du corps creux (hourdis), et d'une dalle de compression ferrailés par treillis soudé. Son épaisseur est déterminée à partir de la condition de la flèche :

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5}$$

$L_{max}$ : La portée la plus longue de la poutrelle mesurée à nu des appuis

- $h_t$  : hauteur totale de plancher

$$h_t \geq \frac{490}{22.5} = 21.77 \text{ cm} \quad \text{Soit } h_t = 25 \text{ cm} \quad \text{Avec : } L_{max} = 520 - 30 = 490 \text{ cm}$$

Donc on adoptera des planchers à corps creux avec une hauteur de 25cm

$$\text{Avec : } \begin{cases} C_c = 20 \text{ cm} & \text{hauteur de corps creux} \\ d_{dc} = 5 \text{ cm} & \text{hauteur de dalle de compression} \end{cases}$$

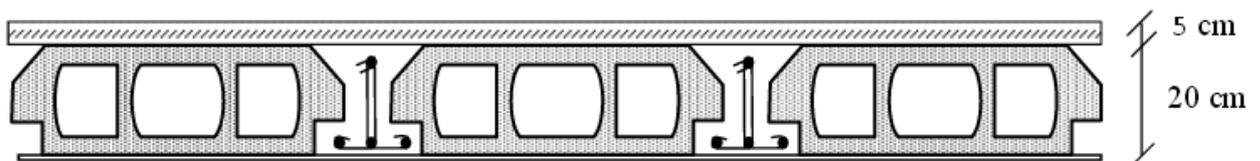


Figure II .1 .planché à corps creux.

## Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

### Plans disposition des poutrelles :

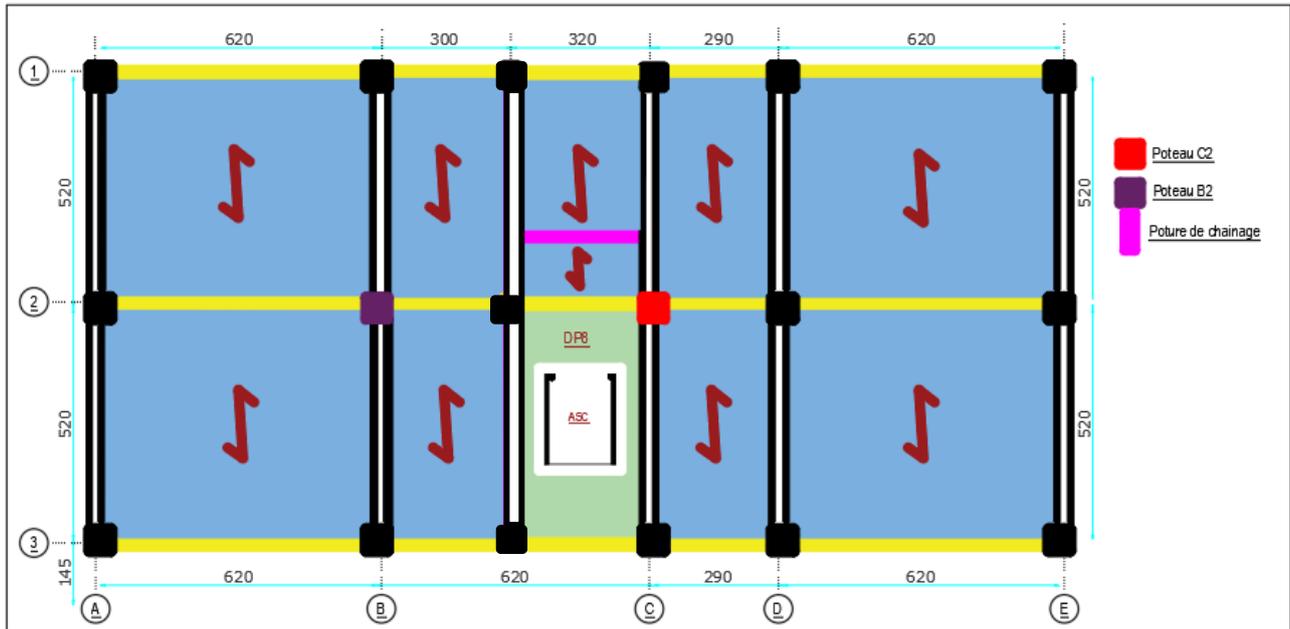


Figure II.2. Disposition des poutrelles Plan sous-sol .

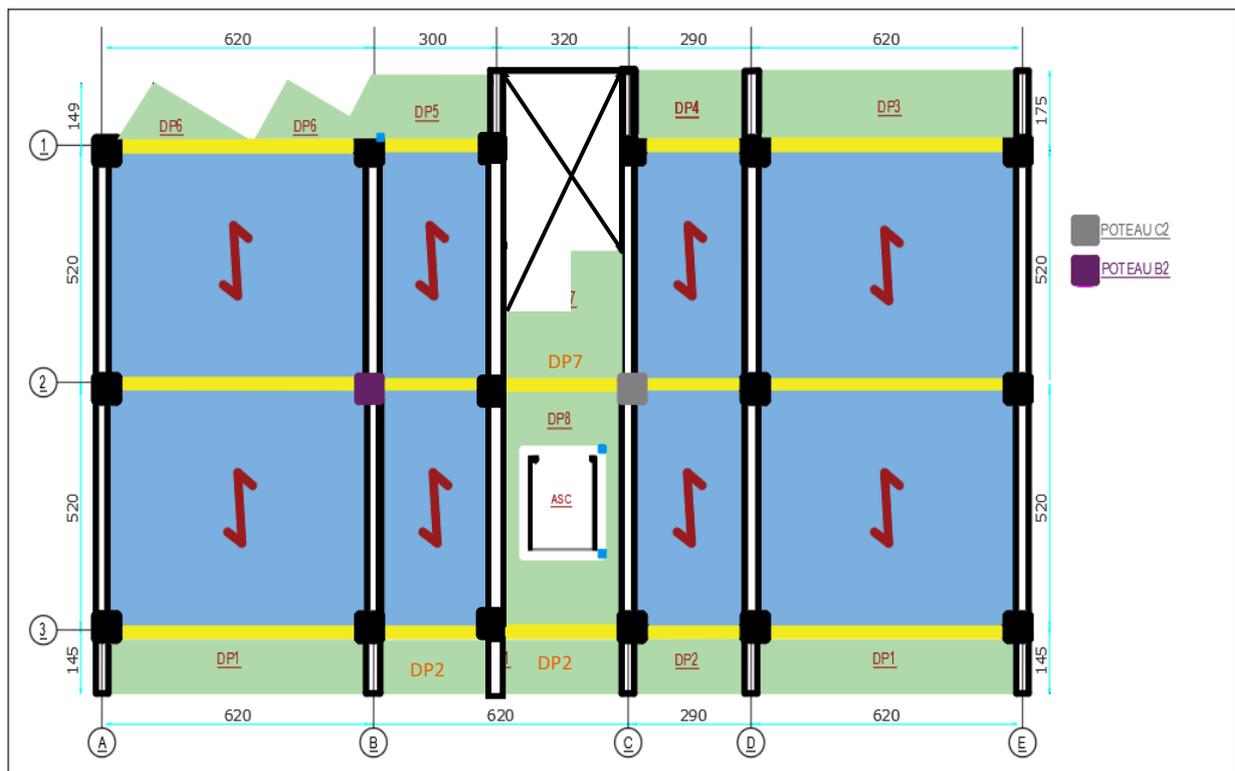


Figure II.3 . Disposition des poutrelles Plan RDC.

## Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

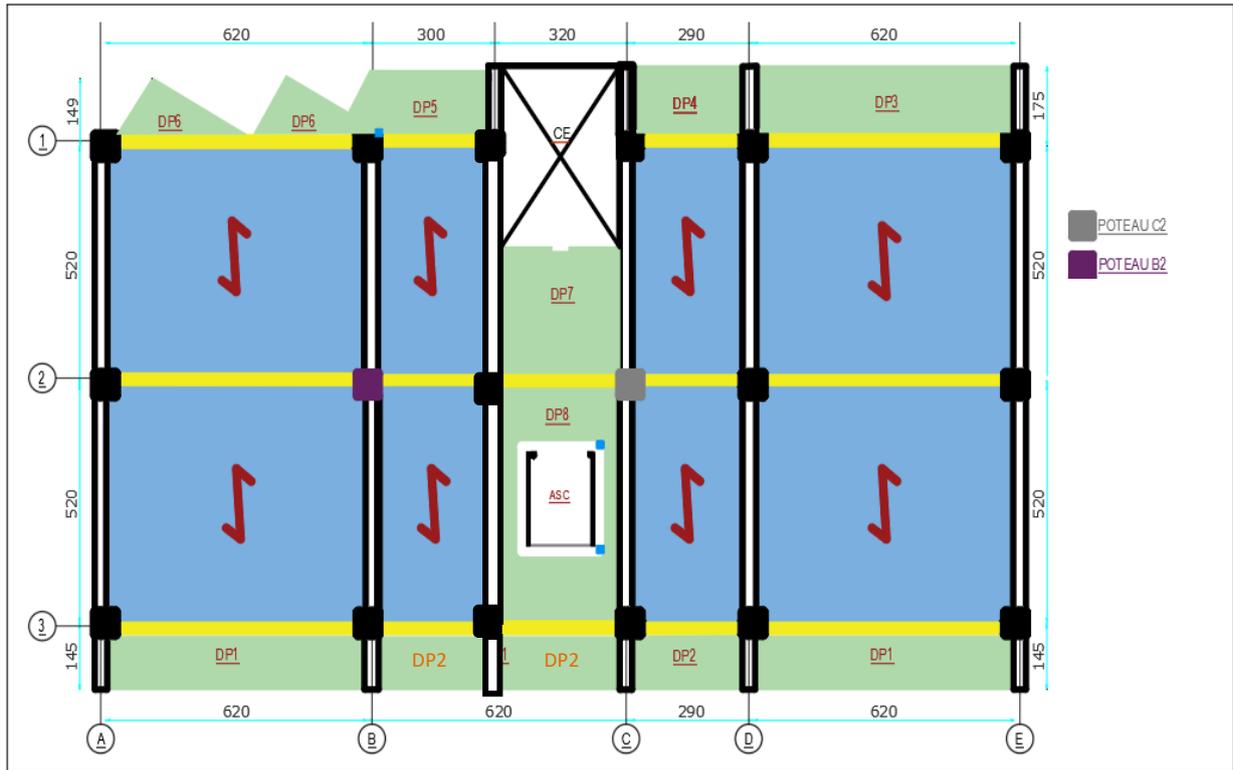


Figure II.4 . Disposition des poutrelles Plan étage courant.

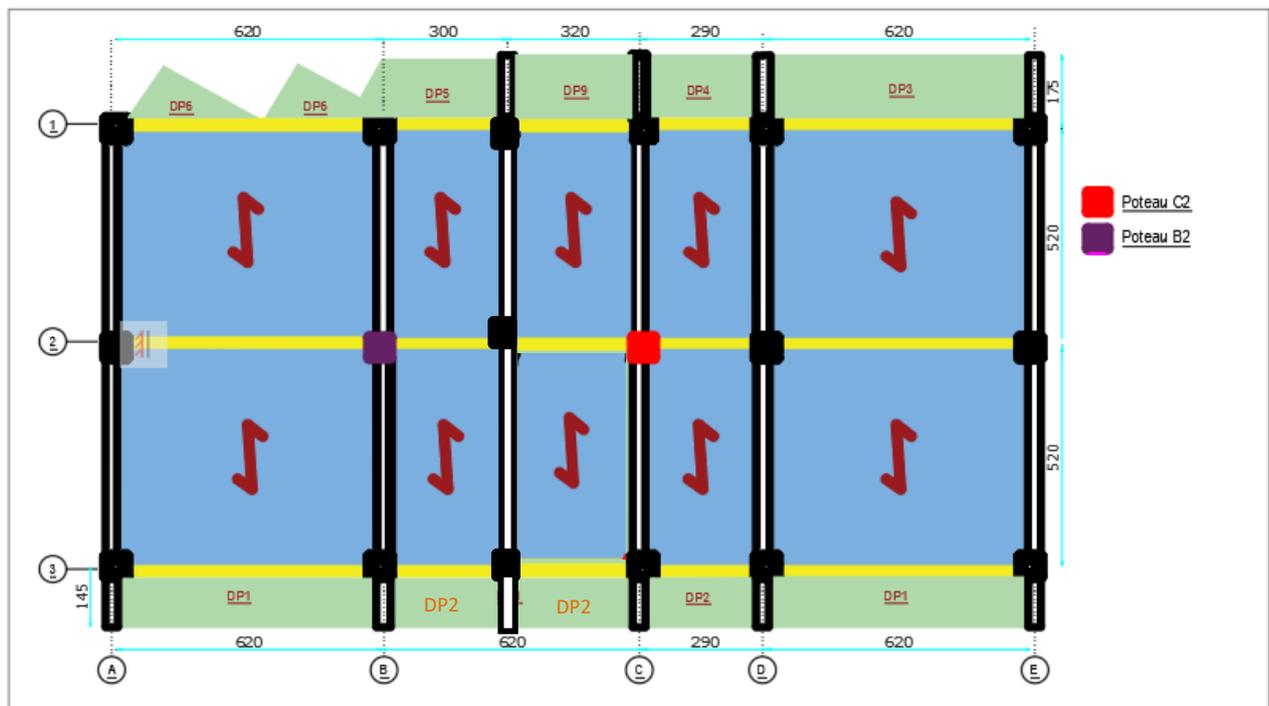


Figure II.5 . Disposition des poutrelles Plan Terrasse.

## Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

### II.2.1.2. Plancher dalle pleine :

Le pré-dimensionnement de l'épaisseur des dalles pleines dépend le critère suivant :

❖ **Critère de résistance au feu :**

- $E \geq 7\text{cm}$ .....pour une heure de coup de feu.
- $E \geq 11\text{ cm}$ .....pour deux heures de coup de feu.
- $E \geq 14\text{ cm}$ .....pour trois heures de coup de feu.

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

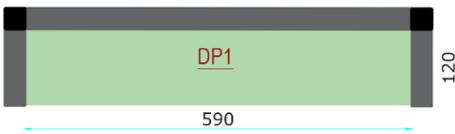
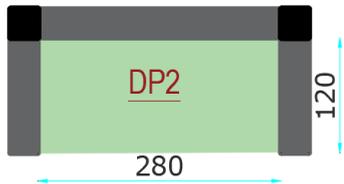
- Pour une dalle sur un seul appui :  $e \geq \frac{Lx}{20}$ .
- Pour une dalle sur deux appuis :  $\frac{Lx}{30} < e < \frac{Lx}{20}$ .
- pour une dalle sur trois au quatre appuis :  $\frac{Lx}{35} < e < \frac{Lx}{30}$  ; Avec:  $\rho < 0,4$ .
- pour une dalle sur trois au quatre appuis :  $\frac{Lx}{45} < e < \frac{Lx}{40}$  ; Avec:  $\rho > 0,4$ .

Tel que :  $\rho = \frac{Lx}{Ly}$ .

➤ **Types des dalles pleines :**

Dans notre bâtiment on a les types des dalles pleines suivante :

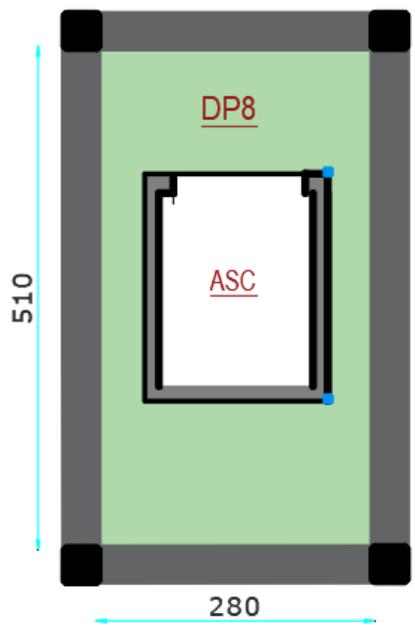
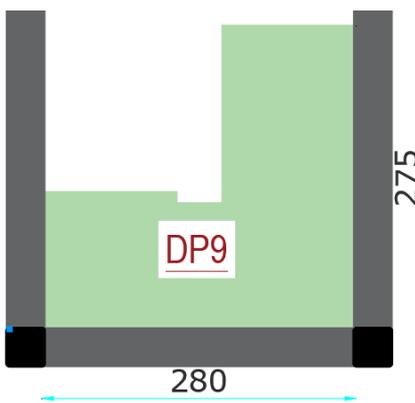
**Tableau II.1.**Types des dalles pleines.

Panneaux	Appui	Schéma	Lx(m)	Ly(m)	$\rho$	e cal (cm)	e cal (cm)
DP1	3		1.20	5.90	0.20	$\frac{Lx}{35} < e < \frac{Lx}{30}$	3.71
DP2	3		1.20	2.60	0.5	$\frac{Lx}{45} < e < \frac{Lx}{40}$	2.83
DP3	3		1.50	5.90	0.25	$\frac{Lx}{35} < e < \frac{Lx}{30}$	4.64

## Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

DP4	3		1.50	2.80	0.53	$\frac{Lx}{45} < e < \frac{Lx}{40}$	3.54
DP5	2		1.40	3.32	0.42	$\frac{Lx}{30} < e < \frac{Lx}{20}$	5.83
DP6	1		1.25	3.90	0.32	$E > \frac{Lx}{35}$	3.57
DP7	3		2.75	2.80	0.98	$\frac{Lx}{45} < e < \frac{Lx}{40}$	6.49

## Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

DP8	4		2.80	5.10	0.55	$\frac{Lx}{45} < e < \frac{Lx}{40}$	6.61
DP9	3		2.75	2.80	0.98	$\frac{Lx}{45} < e < \frac{Lx}{40}$	6.49

### II.2.2 . Les poutrelles :

Les poutrelles sont des petites poutres formant l'ossature d'un plancher et qui transmettent les charges à la structure porteuse, elles sont calculées comme des sections en T.

définie par :  $\frac{b-b_0}{2} \leq \min \left( \frac{l_x}{2}; \frac{l_y}{10} \right)$ .

-ht: hauteur totale de plancher ht= 25cm

-b0: longueur de la nervure,  $b_0 = (0.4 \text{ à } 0.6) h_t$  ;  $b_0 = 12\text{cm}$

-h0: épaisseur de la dalle de compression  $h_0 = 5\text{cm}$

-lx: distances entre deux poutrelles successives

$l_x = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$

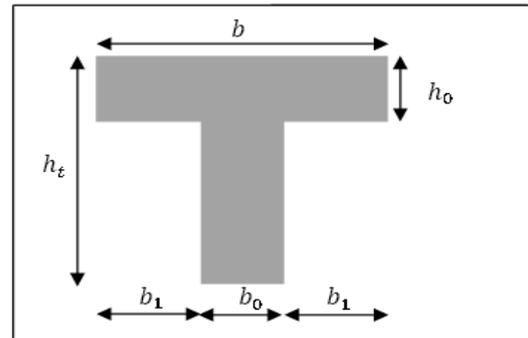
## Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

- $l_y$  : distance entre nus d'appuis de la travée minimale des poutrelles

- $l_y = 420 - 30 = 390$  cm

- $b$ : longueur de la table de compression et donc  $b \leq 65$  cm , Soit  $b = 65$ cm

- $b$ : longueur de la table de compression et donc  $b \leq 65$ cm , Soit  $b = 65$ cm



**Figure II.6 .**Coupe transversale d'une poutrelle.

**II.2.3. Les escaliers :** Sont des éléments secondaires qui assure la circulation verticale dans la structure, ils peuvent être en béton, en acier ou en bois.

Les escaliers sont caractérisés par les éléments suivant :

H : Hauteur d'étage

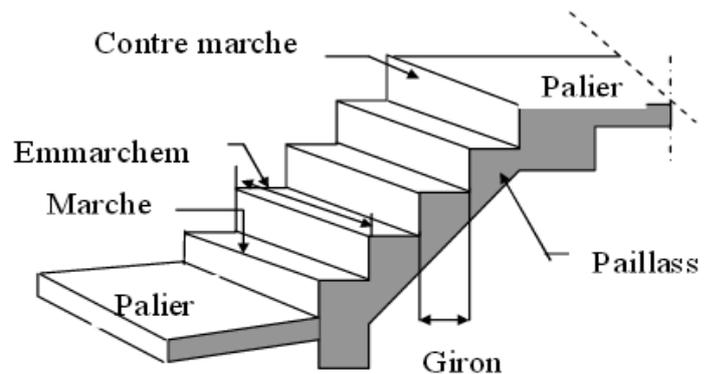
g : Giron

ep: épaisseur de paillasse

h : hauteur de la contre marche

L : la longueur de la paillasse pochetée

n : nombre de contre marche



**Figure II .7.**Schéma d'escalier.

**II.2.3. . Les caractéristiques techniques :**

Dans notre projet on a deux types d'escaliers

- Escaliers à deux volées.
- Escaliers à trois volées.

➤ **Pour RDC:**

**a) Escaliers type 01 :** escalier à deux volées.

Pour le dimensionnement des marches (g) et les contre marche (n) on utilise la formule de BLONDEL :

$$\left\{ \begin{array}{l} 59 \leq 2 \times h + g \leq 64 \\ \text{Hauteur d'étage: } h = 3.50 \text{ m} \end{array} \right.$$

## Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

**Pour la premier volée :**

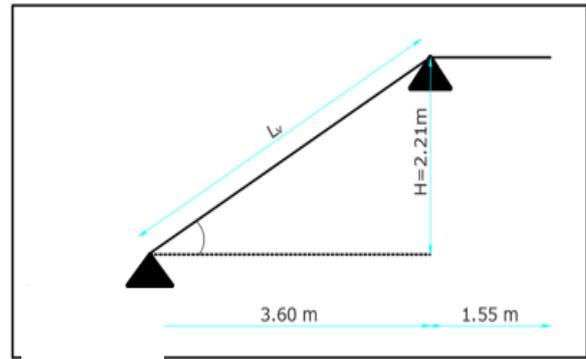
$$h = \frac{H}{n} \text{ soit, } n = 13 \rightarrow h = \frac{221}{13} = 17$$

Donc la hauteur de la marche est :

$h = 17 \text{ cm}$  ;  $n = 13$  contre marches ;  $n-1 = 12$   
nombre de marche

On prend :  $g = 30 \text{ cm}$

$$\left\{ \begin{array}{l} 59 \leq 2 \times h + g \leq 64 \\ \text{tang} \alpha = \frac{221}{360} = 1.54^\circ \end{array} \right.$$



**Figure II.8.** Schéma statique d'un escalier première volée.

▪ **Pour la deuxième volée :**

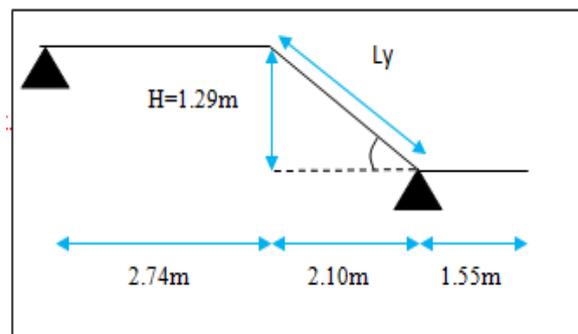
$$h = \frac{H}{n} \text{ soit, } n = 8 \rightarrow h = \frac{129}{8}$$

Dans cette partie on a 7 contre marches ;

$h = 17 \text{ cm}$  et une contre marche ;  $h = 10 \text{ cm}$

Donc la hauteur de la marche est :  $h = 17 \text{ cm}$ .

$$\text{tang} \alpha = \frac{129}{210} \rightarrow \alpha = 31.56^\circ$$



**Figure II.9.** Schéma statique d'un escalier deuxième volée (esc01).

**- Épaisseur de paillasse :**

$$\text{Longueur : } L = L_{pl} + L_{vl} = (2.21^2 + 3.60^2)^{1/2} \rightarrow L = 4.22 \text{ m}$$

Tel que  $L_{pl}$ : longueur de palier de repos + palier de départ.

L'épaisseur de paillasse est comprise entre :

$$\frac{L}{30} < e < \frac{L}{20} \rightarrow \frac{4.22}{30} < e < \frac{4.22}{20}$$

$$0.14 < e < 0.21 \text{ on prend ; } e = 20 \text{ cm}$$

➤ **Pour l'étage courant :**

**B-Escaliers type 2 :** escalier à trois volées .

uteur d'étage:  $h = 3.06 \text{ m}$

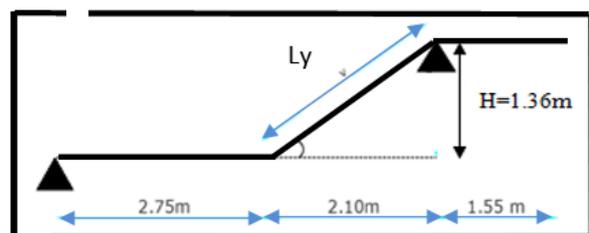
▪ **Pour la premier volée :**

$$h = \frac{H}{n} \text{ soit, } n = 8 \rightarrow h = \frac{136}{8} = 17$$

Donc la hauteur de la marche est :  $h = 17 \text{ cm}$

$n = 8$  contre marche ;  $n-1 = 7$  marche

On prend :  $g = 30 \text{ cm}$



**Figure II.10.** Schéma statique d'un escalier premier volé (esc02).

## Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

$$\begin{cases} 59 \leq 2 \times h + g = 64 \leq 64 \\ \tan \alpha = \frac{136}{210} \end{cases} \rightarrow \alpha = 32.92^\circ$$

▪ Pour la deuxième volée :

$$h = \frac{H}{n} \text{ soit, } n = 2 \rightarrow h = \frac{34}{2} = 17$$

Donc la hauteur de la marche est :  $h = 17$  cm

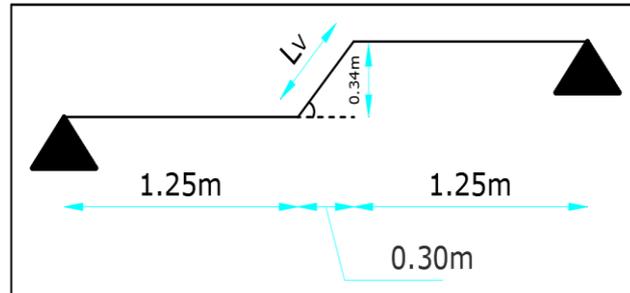
$n = 2$  contre marche ;  $n-1 = 1$  marche

On prend  $g = 30$  cm

$$59 \leq 2 \times h + g = 64 \leq 64$$

$$\tan \alpha = \frac{34}{30} \rightarrow \alpha = 48.57^\circ$$

**Figure II.11** .Schéma statique d'un escalier deuxième volée.



➤ pour la troisième volée :  $n = 8$  contre marche ;  $n-1 = 7$  marche

- Épaisseur de paillasse :

$$\text{Longueur : } L = L_{pl} + L_{vl} = 2.75 + (1.36^2 + 2.10^2)^{1/2}$$

$$L = 5.25 \text{ m}$$

Tel que  $L_{pl}$ : longueur de palier de repos + palier de départ.

L'épaisseur de paillasse est comprise entre :

$$\frac{L}{30} < e < \frac{L}{20} ; \frac{5.25}{30} < e < \frac{5.25}{20}$$

$0.17 < e < 0.26$  on prend ;  $e = 25$  cm

### II.2.4. L'acrotère :

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, est réalisé en béton armé son rôle est la protection contre les infiltrations des eaux pluviales.

Notre bâtiment comprend un seul type d'acrotère :

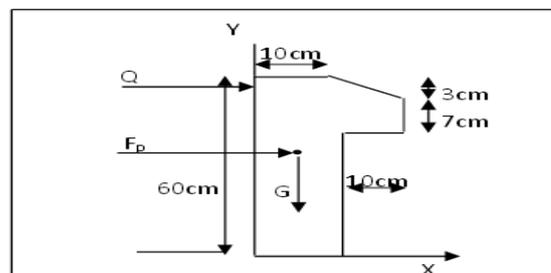
• Terrasse inaccessible

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

Calcul de la section de l'acrotère

$$S = (0,6 \times 0,1) + (0,1 \times 0,07) + (0,1 \times 0,03/2) = 0,0685 \text{ m}^2$$

S : surface de la section droite de l'acrotère.



**Figure II.12** .Coupe transversale de l'acrotère.

## Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

### II.3 . Pré -dimensionnement des éléments structuraux :

**II.3.1. Les poteaux :** Sont des éléments porteurs de système planchers destiné à transmettre les charges aux fondations.

Le pré dimensionnement des poteaux se fait à l'état limite ultime (ELU) vis-à-vis de la compression simple du béton selon les règles de BAEL 91 modifié 99, On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectuée la descente de charge tout en vérifiant la recommandation de l'RPA99/2003.

- Critère de résistance.
- Critère de stabilité de la forme (flambement).
- Conditions de RPA

On adopte préalablement la section des poteaux comme suit :

- ✓ Sous sol, RDC, 1<sup>ème</sup> étage = (h\*b)= (55\*50) cm<sup>2</sup>.
- ✓ 2<sup>ème</sup>, 3<sup>ème</sup> étage = (h\*b)= (50\*45) cm<sup>2</sup>.
- ✓ 4<sup>ème</sup>, 5<sup>ème</sup> étage = (h\*b)= (45\*40) cm<sup>2</sup>.
- ✓ 6<sup>ème</sup>, 7<sup>ème</sup> étage = (h\*b)= (40\*35) cm<sup>2</sup>



**Figure II.13** .Illustration en 3D d'une poteau.

**Tableau II.2.**La section des poteaux.

Etages	Sous sol	RDC,	1 <sup>ème</sup> étage	2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup> étage	4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> étage	6 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> étage
Dimensions (cm)	50*55	55*50	55*50	50*45	45*40	40*35
Surface ( cm <sup>2</sup> )	0.275	0.275	0.275	0.225	0.18	0,14
Poids	20.96	20.96	17.94	14.68	11.75	9.14

### II.3.2 . Les voiles :

Les voiles sont des éléments de contreventement réalisés en béton armé, leur rôle principal est d'assurer la stabilité de l'ouvrage selon des effets des actions horizontales et à reprendre les efforts verticaux et les transmettre aux fondations .

Le dimensionnement d'un voile de contreventement revient à déterminer son épaisseur (e) donnée par RPA99/2003 :

$$e = \max \left( \frac{h_e}{20} ; 15cm \right) ; \text{ Avec :}$$

$h_e$  : hauteur libre d'un voile

## Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

$e$  : épaisseur d'un voile

Dans notre bâtiment :

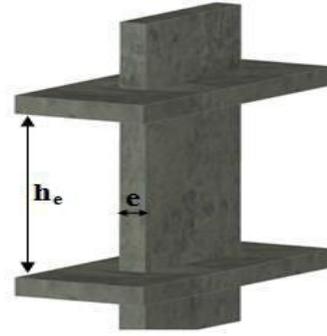
➤ Pour le Sous-sol et RDC :  $h_e = 350 - 40 = 310$  cm

$$e = \frac{h_e}{20} = \frac{310}{20} = 15.5 \text{ cm ; on prend : } e = 20 \text{ cm}$$

Pour l'étage courant :  $h_e = 306 - 40 = 266$  cm

$$e = \frac{h_e}{20} = \frac{266}{20} = 13.3 \text{ cm ; on prend : } e = 15 \text{ cm}$$

{ Sous-sol et RDC:  $e = 20$  cm  
 { Étage courant :  $e = 15$  cm..



**Figure II.14.** Illustration en 3D d'un voile.

**II.3.3. Les poutres :** Sont des éléments horizontaux en béton armé rectangulaire destiné à reprendre les charge verticales et horizontales aux éléments porteurs (poteaux , voiles).

le pré dimensionnement de ces éléments se fait on utilisant la condition suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \\ \mathbf{0,3 * h \leq b \leq 0,7 * h} \end{array} \right.$$

Avec ; {  $L_{max}$ : distance maximale entre nus d'appuis 45  
 {  $h$  : hauteur de la poutre.  
 {  $b$  : largeur de la poutre.

### II.3.3.1 . Les poutres principales [P.P] :

On suppose des poteaux de  $(30 \times 30)$  cm<sup>2</sup>

$$L_{max} = 620 - 30 = 590 \implies 39.33 \text{ cm} \leq h \leq 59.00 \text{ cm}$$

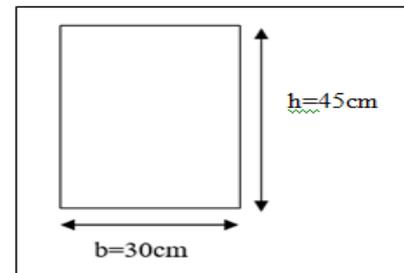
On prend :  $h = 45$  cm.  $b = 30$  cm

#### Vérifications :

On doit satisfaire les conditions suivantes :

- $b \geq 20$  cm ; on a  $b = 30$  cm  $\implies$  Condition vérifiée.
- $h \geq 30$  cm ; on a  $h = 45$  cm  $\implies$  Condition vérifiée
- $h/b < 4$  ; on a  $\frac{45}{30} = 1,5 < 4 \implies$  Condition vérifiée.

Donc on adopte pour les poutres principales une section de :  $(b \times h) = (30 \times 45)$  cm



## Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

### II.3.3.2. Les poutres secondaires [P.S] :

Elles sont parallèles aux potrelles :

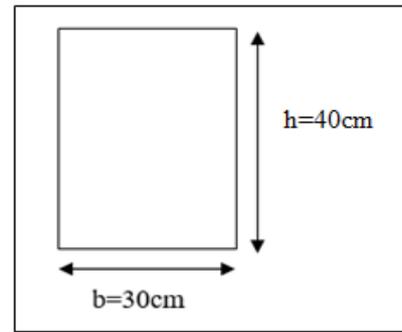
$$L_{\max} = 520 - 30 = 490 \quad \Rightarrow \quad 32.67 \text{ cm} \leq h \leq 49.00 \text{ cm}$$

On prend :  $h = 40 \text{ cm}$ .  $b = 30 \text{ cm}$

#### Vérifications :

On doit satisfaire les conditions suivantes :

- $b \geq 20 \text{ cm}$  ; on a  $b = 30 \text{ cm}$   $\Rightarrow$  Condition vérifiée.
- $h \geq 30 \text{ cm}$  ; on a  $h = 40 \text{ cm}$   $\Rightarrow$  Condition vérifiée
- $h/b < 4$  ; on a  $\frac{40}{30} = 1,33 < 4$   $\Rightarrow$  Condition vérifiée.



Donc on adopte pour les poutres secondaires une section de :  $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}$

### II.4.Évaluation des charges et des surcharges :

#### II.4.1.Plancher à corps creux :

**Tableau II.3** .Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible corps creux.

N <sup>0</sup>	Couches	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Épaisseur (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Protection gravillons	20	0.04	08
2	Étanchéité Multicouche	6	0.02	0.12
3	Forme de pente	22	0.1	2.2
4	Corps creux	/	0,20+0,05	3.2
5	Isolation thermique	0.25	0.04	0.01
6	Enduit de ciment	18	0.015	0.27
7	<b>Charge permanent G</b>			<b>6.6</b>
	<b>charge d'exploitation Q</b>			<b>1</b>

## Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

**Tableau II.4.** Charges permanentes du plancher étage courant, RDC et Sous-sol a corps creux.

N <sup>o</sup>	Couches	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Épaisseur (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	20	0.02	0.4
2	Mortier de pose	20	0.02	0.4
3	Couche de sable	18	0.02	0.36
4	Corps creux	/	0,20+0,05	3.2
5	Cloison de séparation	/	/	1
6	Enduit de ciment	18	0.015	0.27
7	<b>Charge permanent G</b>			<b>5.63</b>
	<b>Q étages courant</b>			<b>1.5</b>
	<b>Q usage commerciale (RDC)</b>			<b>5</b>

### II.4.2. Plancher à dalle plein :

**Tableau II.5 .**Évaluation des charges revenant au plancher Terrasse inaccessible à dalle pleine.

N°	Couche	Poids volumique ( KN/m <sup>3</sup> )	Épaisseur (m)	Poids (KN/ m <sup>2</sup> )
1	Protection gravillons	20	0.04	0.8
2	Étanchéité Multicouche	6	0.02	0.12
3	Isolation thermique	0.25	0.04	0.01
4	Forme de pente	22	0.1	2.2
	Plancher dalle pleine	25	0.14	3.5
6	Enduit de ciment	18	0.015	0.27
<b>Charge permanent G</b>				<b>6.9</b>
<b>Q étages courant</b>				<b>1</b>

## Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

**Tableau. II.6 .** Évaluation des charges revenant au plancher étage courant à dalle pleine.

N°	Couche	Poids volumique ( KN/m <sup>3</sup> )	Épaisseur (m)	Poids (KN/ m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	20	0.02	0.4
2	Mortier de pose	20	0.02	0.4
3	Couche de sable	18	0.02	0.36
4	Dalle pleine	25	0.14	3.5
	Cloison de séparation	/	/	1
6	Enduit de ciment	18	0.015	0.27
<b>Charge permanent G</b>				<b>5.93</b>
<b>Q étages courant</b>				<b>1.5</b>

**Tableau. II.7.** Évaluation des charges du balcon en dalle pleine.

N°	Couche	Poids volumique ( KN/m <sup>3</sup> )	Épaisseur (m)	Poids (KN/ m <sup>2</sup> )
1	Dalle pleine	25	0.14	3.5
2	Carrelage	20	0.02	0.4
3	Mortier de pose	20	0.02	0.4
4	Couche de sable	18	0.02	0.36
5	Enduit de ciment	18	0.015	0.27
<b>Charge permanent G</b>				<b>4.93</b>
<b>Charge d'exploitation Q</b>				<b>3.5</b>

## Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

### ➤ Les escaliers :

**Tableau II. 8 .**Évaluation des charges revenant aux volées en dalle pleine.

N°	Description		Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
01	Revêtement en carrelage	Horizontale	0.2	20	0.4
		Verticale	0.02*0.17/0.3		0.22
02	Mortier de pose	Horizontale	0.2	20	0.4
		Verticale	0.02*0.17/0.3		0.22
03	Marche		$h/2=0.17/2$	22	1.87
04	Paillasse		$0.20/\cos(\alpha)$	25	5.96
05	Enduit de ciment		0.02	18	0.36
Charge permanent G					9.43
Charge d'exploitation Q					2.5

**Tableau II.9.** Évaluation des charges revenant au palier en dalle pleine.

N <sup>0</sup>	Couche	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Épaisseur ( m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	dalle pleine	25	0.20	5
2	Carrelage	20	0.02	0.4
3	Mortier de pose	20	0.02	0.4
4	Couche de sable	18	0.02	0.36
5	Enduit de ciment	18	0.015	0.27
7	<b>Charge permanent G</b>			<b>6.43</b>
	<b>Charge d'exploitation Q</b>			<b>2.5</b>

## Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

### ➤ Mur extérieur :

Tableau II.10. Évaluation des charges revenant aux murs extérieurs.

N <sup>o</sup>	Couche	Poids volumique ( KN/m <sup>3</sup> )	Épaisseur ( m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit de ciment	18	0.015	0.29
2	Brique creuses	/	0.15	1.3
3	Brique creuse	/	0.10	0.9
4	Enduit de ciment	18	0.015	0.27
7	<b>Charge permanent G</b>			<b>2.74</b>

### II.5. Descente de charge :

La descente de charge se fait du niveau le plus haut (charpente ou toiture) vers le niveau inférieur et cela jusqu'au niveau le plus bas (fondation) :

Afin de déterminer le poteau le plus sollicité, nous pouvons effectuer la descente de charge sur les poteaux qui nous semblent les plus sollicités, en se référant à la surface afférente, l'aboutissement des poteaux, et position par rapport à l'escalier.

- **La loi de dégression:**

- Sous la terrasse:  $Q_0$ .
- Sous le premier étage à partir du sommet:  $Q_0 + Q_1$ .
- Sous le deuxième étage:  $Q_0 + 0,95 \times (Q_1 + Q_2)$ .
- Sous le troisième étage:  $Q_0 + 0,90 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3)$ .
- Pour n étage ( $n \geq 5$ ) :  $Q_0 + \frac{3+n}{2n} \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots + Q_n)$ .

Dans notre étude on localise les deux poteaux suivant :

- **Poteau C2:** à côté de la cage d'escalier
- **Poteau B2:** surfaces afférente importante

## Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

### II 5.1. Descente de charge sur le poteau ( C2 ) :

$$S1 = S \text{ Palier} = (1,45 \times 2,45) = 3,55\text{m}^2.$$

$$S2 = S \text{ corp. creux} = (1,3 \times 2,45) = 3,19\text{m}^2.$$

$$S3 = S \text{ corp. creux} = (1,3 \times 2,45) = 3,19 \text{ m}^2.$$

$$S4A = S \text{ D.P.} = ((1,45 \times 2,45) - (1,26 \times 0,99)) = 2,31\text{m}^2.$$

$$S4B = \text{SCC} = (1,45 \times 2,45) = 3,55\text{m}^2.$$

$$S \text{ mur} = (2,45 + 2,45 + 1,3) \times 2,66 = 18,10 \text{ m}^2.$$

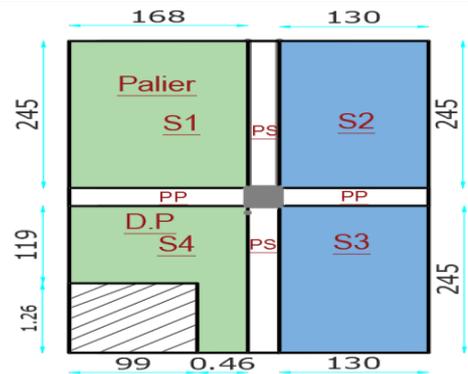


Figure II.15. Surface afférente du poteau (C2).

#### II 5.1.1. Poids des planchers :

##### a) Terrasse inaccessible:

$$G = G \text{ terrasse} \times (S1 + S2 + S3 + S4B).$$

$$G = 6,6 \times (3,55 + 3,19 + 3,19 + 3,55) = 88,97 \text{ KN}.$$

$$Q = 1 \times 13,48 = 13,48 \text{ KN}$$

##### b) Plancher étage courant :

$$G = G \text{ étage} \times (S2 + S3) + G \text{ pal} \times S1 + G \text{ D.P.} \times S4A + G \text{ mur} \times S \text{ mur}.$$

$$G = 5,63 \times (3,19 + 3,19) + 6,43 \times 3,55 + 5,93 \times 2,31 + 2,74 \times 18,1 = 126,46 \text{ KN}.$$

$$Q = 1,5 \times 2,31 + 1,5 \times (3,19 + 3,19) + 2,5 \times (3,55) = 21,91 \text{ KN}.$$

##### c) Plancher RDC:

$$G = G \text{ CC} \times (S2 + S3) + G \text{ pal} \times S4 + G \text{ DP} \times S4A + G \text{ palier} \times S1.$$

$$G = 5,63 \times (3,19 + 3,19) + 5,93 \times 2,31 + 3,10 \times (2,45 + 2,45) \times 3,1 + G \text{ mur} = 197,84 \text{ KN}.$$

$$Q = 1,5 \times 23,96 = 18,36 \text{ KN}$$

##### d) Poids propre des poutres :

$$P_p : (30 \times 45) \text{ cm}^2 \quad P_s : (30 \times 40) \text{ cm}^2$$

$$G_{PP} = L_{pp} \times S \times 25 = (1,3 + 1,45) \times (0,45 \times 0,30) \times 25 = 9,28 \text{ KN}$$

$$G_{PS} = L_{PS} \times S \times 25 = (2,45 + 2) \times (0,4 \times 0,3) \times 25 = 14,7 \text{ KN}$$

$$G \text{ Poutres} = G_{PP} + G_{PS} = 23,98 \text{ KN}$$

Les résultats de la descente de charge concernant le poteau (C2) sont illustrés dans le tableau suivant :

## Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

**Tableau II.11.** Résultats de la descente de charge du poteau (C2).

Niveau	Élément	Poids Propres G(KN)	surcharges Q(KN)
0	Plancher terrasse	88.97	13.48
	Poutres	23.98	
	Poteau	9.31	
<b>SOMME</b>		<b>122.26</b>	<b>13.48</b>
1	venant de 8	122.26	35.39
	Plancher étage	126.46	
	Poutres	23.98	
	Poteau	9.31	
<b>SOMME</b>		<b>282.01</b>	<b>35.39</b>
2	venant de 7	282.01	55.11
	Plancher étage	126.46	
	Poutres	23.98	
	Poteau	11.97	
<b>SOMME</b>		<b>444.42</b>	<b>55.11</b>
3	venant de 6	444.42	72.64
	Plancher étage	126.46	
	Poutres	23.98	
	Poteau	11.97	
<b>SOMME</b>		<b>606.83</b>	<b>72.64</b>
4	venant de 5	606.83	87.97
	Plancher étage	126.46	
	Poutres	23.98	
	Poteau	14.96	
<b>SOMME</b>		<b>772.23</b>	<b>87.97</b>
5	venant de 4	772.23	101.12
	Plancher étage	126.46	
	Poutres	23.98	
	Poteau	14.96	
<b>SOMME</b>		<b>937.63</b>	<b>101.12</b>
	venant de 3	937.63	

## Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

6	Plancher étage	126.46	112.08
	Poutres	23.98	
	Poteau	18.28	
<b>SOMME</b>		<b>1106.35</b>	<b>112.08</b>
7	venant de 2	1106.35	118.35
	Plancher étage	126.46	
	Poutres	23.98	
	Poteau	18.28	
<b>SOMME</b>		<b>1275.07</b>	<b>118.35</b>
8	venant de 2	1275.07	156.98
	Plancher RDC	91.24	
	Poutres	23.98	
	Poteau	18.28	
<b>SOMME</b>		<b>1415.81</b>	<b>156.98</b>

$$N_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 1415,77) + (1,5 \times 156,98)$$

$$N_u = 2146,81 \text{ KN.}$$

### II 5.2.Descente de charge sur le poteau B2:

- $S_1 = S_2 = S_3 = S_4 = SCC = 2,95 \times 2,45 = 7,23 \text{ m}^2$
- $S_{\text{mur}} = (2,45 + 2,45) \times 2,66 = 13,03 \text{ m}^2$

#### II 5.2.1.Poids des planchers :

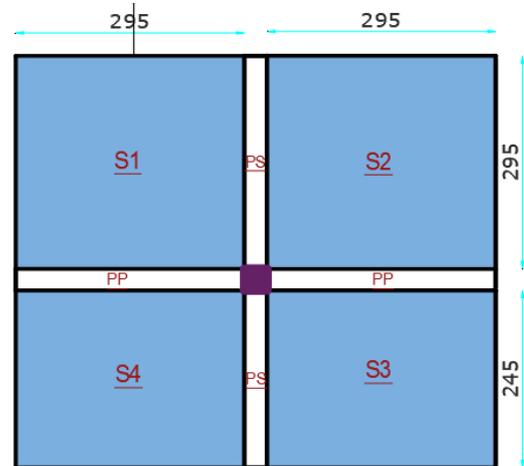
##### a) Terrasse inaccessible :

- $G = G_{\text{terrasse cc}} \times (S_1 \times 4) = 190,87 \text{ KN.}$
- $Q = 1 \times (7,23 \times 4) = 28,92 \text{ KN.}$

##### b) Plancher étage courant :

- $G = G_{\text{étage cc}} \times (S_1 \times 4) = 5,63 \times (7,23 \times 4) + (2,74 \times 13,03) = 198,52 \text{ KN.}$

$$Q = 1,5 \times (7,23 \times 4) = 43,38 \text{ KN.}$$



**Figure II.16 .Surface afférente du poteau (B2).**

##### c) Plancher RDC:

- $G = G_{\text{RDC cc}} \times (S_1 \times 4) = 5,63 \times (7,23 \times 4) = 162,82 \text{ KN.}$
- $Q = 5 \times (7,23 \times 4) = 144,6 \text{ KN.}$

##### d) Poids des poutres:

- $G_{p.p} = (2,95 \times 2) \times (0,45 \times 0,3) \times 25 = 19,91 \text{ KN.}$
- $G_{p.s} = (2,45 \times 2) \times (0,45 \times 0,3) \times 25 = 14,7 \text{ KN.}$

## Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

Les résultats de la descente de charge concernant le poteau (B2) sont illustrés dans le tableau suivant :

**Tableau II.12.** Résultats de la descente de charge du poteau (B2).

Niveau	Élément	Poids Propres G(KN)	surcharges Q(KN)
0	Plancher terrasse	190.87	28.92
	Poutres	34.61	
	Poteau	9.31	
<b>SOMME</b>		<b>234.79</b>	<b>28.92</b>
1	venant de 8	234.79	72.3
	Plancher étage	198.52	
	Poutres	34.61	
	Poteau	9.31	
<b>SOMME</b>		<b>477.23</b>	<b>72.3</b>
2	venant de 7	477.23	111.34
	Plancher étage	198.52	
	Poutres	34.61	
	Poteau	11.97	
<b>SOMME</b>		<b>722.33</b>	<b>111.34</b>
3	venant de 6	722.33	146.05
	Plancher étage	198.82	
	Poutres	34.61	
	Poteau	11.97	
<b>SOMME</b>		<b>967.43</b>	<b>146.05</b>
4	venant de 5	967.43	176.41
	Plancher étage	198.82	
	Poutres	34.61	
	Poteau	14.96	
<b>SOMME</b>		<b>1215.82</b>	<b>176.41</b>
5	venant de 4	1215.82	202.44
	Plancher étage	198.82	
	Poutres	34.61	

## Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

	Poteau	14.96	
<b>SOMME</b>		1464.21	202.44
6	venant de 3	1464.21	224.13
	Plancher étage	198.82	
	Poutres	34.61	
	Poteau	18.28	
<b>SOMME</b>		1715.92	224.13
7	venant de 2	1715.92	241.48
	Plancher étage	162.82	
	Poutres	34.61	
	Poteau	18.28	
<b>SOMME</b>		1931.63	241.48
8	venant de 2	1931.63	320.29
	Plancher RDC	162.82	
	Poutres	34.61	
	Poteau	18.28	
<b>SOMME</b>		2154.64	320.29

$G = 2154.64 \text{ KN}$  ;  $Q = 320.29 \text{ KN}$

$Nu = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 2154.64) + (1,5 \times 320.29)$

$Nu = 3389.20 \text{ KN}$ .

❖ **Donc, le poteau le plus sollicité est le poteau (B2).**

### II.6 Vérification pour le poteau:

Selon le BAEL (art B.8.1,1) on doit majorer l'effort normal de compression ultime  $Nu$  de 10%, pour tenir en compte la continuité des portiques.

$Nu^* = Nu \times 1,1 = 3728.12 \text{ KN}$

On doit vérifier le poteau selon les critères suivants,

- vérification à la compression simple.
- vérification au flambement
- vérification de la condition de RPA99/2003.

#### a) Vérification à la compression simple :

- Exemple de calcul poteau (60×55)

$$\sigma_{bc} = \frac{Nu^*}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc} \text{ tel que : } \bar{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 * f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

## Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

$$\sigma_{bc} = \frac{3728.12}{0.275} \times 10^{-3} = 13.55 \text{ MPa}$$

De la même manière que cet exemple de calcul, on va vérifier le poteau le plus sollicité de chaque niveau, les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

**Tableau II.13.** Vérification des poteaux à la compression simple.

Niveau	Nu* (KN)	La section (m2)	Condition $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^{adm}$		Observation
			$\sigma_{bc}$	$\sigma_{bc}^{adm}$	
Sous sol	3728.12	0.55×0.50	13.55	14,2	Vérifiée
RDC	3266.91	0,55×0,50	11.88	14,2	Vérifiée
1	2917.96	0,55×0,50	10.61	14,2	Vérifiée
2	2508.38	0,50×0,45	11.15	14,2	Vérifiée
3	2096.57	0,50×0,45	9.32	14,2	Vérifiée
4	1677.62	0,45×0,40	9.32	14,2	Vérifiée
5	1256.37	0,45×0,40	8.97	14,2	Vérifiée
6	738.88	0,40×0,35	5.27	14,2	Vérifiée
7	396.38	0,40×0,35	2.83	14,2	Vérifiée

### B ) Vérification au flambement :

D'après le CBA93 (Art B.8.8.1), la vérification suivante est indispensable :

$$N_u \leq \alpha \left( \frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right) \dots \dots \dots (1)$$

Avec :

- $B_r = (b - 2) \times (h - 2) \text{ cm}^2$ : section réduite du poteau.
- $\alpha$ : coefficient réducteur qui en fonction de l'élanement ( $\lambda$ )
- $A_s$ : section d'armature comprimée.
- $\gamma_s = 1,15$  (coefficient de sécurité de l'acier).
- $f_e = 400 \text{ MPa}$

On a :

$$\alpha = f(\lambda) \text{ avec } \begin{cases} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si : } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{si : } 50 \leq \lambda \leq 7 \end{cases}$$

## Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

$\lambda = \frac{L_f}{i}$  tel que :  $L_f = 0.7 \times L_0$  : Longueur de flambement .

$L_0$  = hauteur libre de poteau au = (hauteur d'étage – hauteur de la poutre principale)

$i = \sqrt{\frac{1}{b \times h}} = \sqrt{\frac{b^2}{12}}$  : rayon de giration ;  $I = \frac{h \times b^3}{12}$  : moment d'inertie

➤ **Exemple de calcul :**

Vérification du poteau à la base (poteau du sous sol)

On a :  $L_0 = 3.5 - 0.45 = 3.05\text{m} \implies L_f = 2.135\text{ m}$

$I = \frac{0.55 \times 0.50^3}{12} = 5.729166 \times 10^{-3}\text{ m}^4$ ;  $B = 0.55 \times 0.50 = 0.275\text{ m}^2$ .

$i = \sqrt{\frac{0.005729166}{0.275}} = 0.144\text{ m}$  . Ce qui donne :  $\lambda = 2,135/0,144 = 14.82 < 50$

donc :  $\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2(\lambda/35)^2} = 0.821$

Selon le BAEL :  $A_s \in [0,8 \% B_r ; 1,2 \% B_r]$  ; On prend  $A_s = 0,8\% B_r$ .

D'après la formule (1) :

$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha} \times \frac{1}{(f_{c28}/(0,9 \times \gamma_b) + f_e/(100 \times \gamma_s))} = \frac{3619.57}{0,821 \left[ \frac{25}{0,9 \times 1,5} + \frac{400}{100 \times 1,15} \right]} \times 10^{-3} = 0,200\text{ m}^2$ .

Or dans notre cas,  $B_r = (55 - 2) \times (50 - 2) \times 10^{-4}$

$B_r = 0,254\text{m}^2 > 0,200\text{m}^2$ .....**Condition vérifiée**

De la même manière que cet exemple de calcul, on va vérifier le poteau le plus sollicité de chaque niveau, les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

**Tableau II.14.** Vérification au flambement des poteaux.

Etages	Nu*	i	Λ	α	condition $B_r > B_{\text{calculé}}$		Observation
					$B_r$	$B_{\text{calculé}}$	
Sous sol	3728.12	0,144	14.82	0.821	0,254	0,200	Vérifiée
RDC	3266.91	0,144	14,83	0,820	0,254	0,181	Vérifiée
1	2917.96	0,144	12,69	0,828	0,254	0,16	Vérifiée
2	2508.38	0,129	14,16	0,823	0,206	0,139	Vérifiée
3	2096.57	0,129	14,16	0,823	0,206	0,116	Vérifiée
4	1677.62	0,115	15,88	0,816	0,163	0,093	Vérifiée
5	1256.37	0,115	15,88	0,816	0,163	0,070	Vérifiée

## Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

6	738.88	0,101	18,09	0,806	0,125	0,042	Vérifiée
7	332,39	0,101	18,09	0,806	0,125	0,019	Vérifiée

### C) Vérification des conditions du RPA 99 :

**Tableau II.15.** Vérification des conditions du RPA 99 .

Poteau	(55×50)	(50×45)	(45×40)	(40×35)	observation
$\min(b_1, h_1) \geq 25cm$	50	45	40	35	vérifiée
$\min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$	15.25	13.05	13.05	13.05	vérifiée
$0.25 < \frac{b_1}{h_1} < 4.$	0,909	0,9	0,888	0,875	vérifiée

Avec :  $h_e$  = la hauteur de poteau.

### 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 pour les éléments et les sections suivantes :

#### Plancher :

- ❖ Plancher à corps creux est (20+5)
- ❖ Pour les dalles pleine :  $e = 14$  cm

#### ➤ Poutres :

- ❖ Poutres principales :  $30 \times 45$  cm<sup>2</sup>
- ❖ Poutres secondaires :  $30 \times 40$  cm<sup>2</sup>

#### ➤ Escalier

- ❖ La volée et le palier nous avons adopté une épaisseur  $e = 20$  cm

#### ➤ voile :

- ❖ Nous avons adopté une épaisseur
 

}	Sous sol et RDC; $e = 20$ cm.
}	Étage courant; $e = 15$ cm

#### Poteaux :

- ❖ Sous-sol et RDC et 1<sup>er</sup> étage est de la section  $(55 \times 50)$  cm<sup>2</sup>.
- ❖ 2<sup>ème</sup> et 3<sup>ème</sup> étage est de section  $(50 \times 45)$  cm<sup>2</sup>.
- ❖ 4<sup>ème</sup> et 5<sup>ème</sup> étage est de section  $(45 \times 40)$  cm<sup>2</sup>.
- ❖ 6<sup>ème</sup> et 7<sup>ème</sup> étage est de section  $(40 \times 35)$  cm<sup>2</sup>.

## **Chapitre III :**

### **Étude des éléments secondaires**

## Chapitre III : Étude des éléments secondaire.

### III-1 Introduction :

Chaque construction est constituée de deux types d'éléments : éléments principaux et éléments secondaires. Dans ce chapitre on s'intéresse uniquement à l'étude des éléments secondaires (planchers, les escaliers, l'acrotère et enfin l'ascenseur), cette étude de ce fait suivant les calculs des sollicitations les plus défavorable puis, détermination de la section d'acier nécessaire pour reprendre les charges, on respectant le règlement en vigueur (BAEL91/99 ; RPA99/2003).

### III.2. Étude des planchers :

#### III.2.1. Étude des poutrelles :

Les poutrelles se calculent comme des section en T, à la flexion simple. Pour cela il ya deux méthodes de calcul :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode RDM.

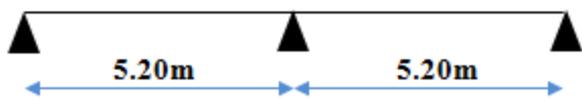
#### ➤ Domaine d'application de la méthode Forfaitaire :

Pour déterminer les moments aux appuis et en travées, on se sert de la méthode forfaitaire si les quatre conditions sont vérifiées :

- plancher à surcharge modérée ( $Q \leq \text{Min}(2G, 5\text{KN}/\text{m}^2)$ ).
- le rapport entre deux travées successives :  $0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25$ .
- le moment d'inertie constant sur toutes les travées.
- Fissuration et peu nuisible (F.P.N).

#### a) Type des poutrelles :

Tableau III.1. Schémas statiques des poutrelles.

Type	Schémas statiques
Type 1	 Le schéma représente une poutrelle à deux travées. Elle est soutenue par trois appuis triangulaires. La première travée mesure 5.20m et la seconde travée mesure également 5.20m. Des flèches bleues indiquent ces dimensions.
Type 2	 Le schéma représente une poutrelle à deux travées. Elle est soutenue par trois appuis triangulaires. La première travée mesure 3.60m et la seconde travée mesure 1.60m. Des flèches bleues indiquent ces dimensions.

## Chapitre III : Étude des éléments secondaire.

### b) Choix de la méthode de calcul des sollicitations :

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

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

Types de poutrelles	Conditions d'application de la méthode forfaitaire	Cause	Méthode adoptée
Type 1	Vérifiées	$\left\{ \begin{array}{l} Q^{max} = 5\text{KN} \leq \min(5\text{KN/m}^2 ; 2G) \\ F.P.N \\ 0,8 \leq (L_i/L_{i+1}) \leq 1,25 \\ I = \text{constant} \end{array} \right.$	Méthode forfaitaire
Type 2	/	Poutrelle isostatique	Méthode RDM

### c) Calcul les charges revenant aux poutrelles :

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

-ELS :  $q_s = Q + G$  ;  $p_s = q_s \times b$  avec :  $b = 0.65\text{m}$ .

**Tableau.III.3** .Chargements sur les poutrelles.

Désignation	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	ELU( $p_u$ ) (KN/ml)	ELS ( $p_s$ ) (KN/ml)
T. inaccessible	6.6	1	6.77	4.94
Étage courant	5.63	1.5	6.4	4.63
RDC	5.63	5	9.16	6.91

### d) Calcul des sollicitations :

❖ Méthode forfaitaire :

Type T1 (terrasse inaccessible) :



**Figure.III.1.** Schéma statique de la poutrelle type 01.

❖ Calcul des moments :

➤ A L'ELU:  $M_0^{AB} = M_0^{BC} = q_u \cdot l^2 / 8 = 6.77 \cdot (5.2)^2 / 8 = 22.88 \text{KN.m}$ .

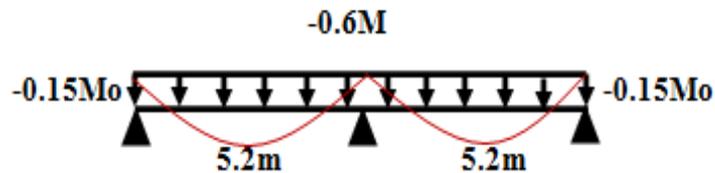
➤ A L'ELS:  $M_0^{AB} = M_0^{BC} = 16.69 \text{KN.m}$ .

## Chapitre III : Étude des éléments secondaire.

### -Moment aux appuis :

- **Appuis de rive :**

Au niveau des appuis de rives, les moments sont nuls, cependant le RPA99/2003 nous exige de mettre des aciers de fissuration au niveau de ces appuis :



**Figure. III.2.** Diagramme des moments aux appuis d'une poutre à deux travées.

$$M_A = M_C = -0.15M_0 \quad \text{Avec :} \quad M_0 = \max(M_0^{AB}, M_0^{BC})$$

$$\text{Donc} \quad M_A = M_C = \begin{cases} ELU: & -3,432 \text{ KN.m} \\ ELS: & -2,50 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Appuis intermédiaire :**

➤ **A'ELU :**  $M_B = -0.6 * \max(M_0^{AB}, M_0^{bB}) = -0.6 * 22.88 = -13.73 \text{ KN.m}$

➤ **A'ELS :**  $M_B = -0.6 * \max(M_0^{AB}, M_0^{bB}) = -0.6 * 16.69 = -10.01 \text{ KN.m}$

- **Appuis en travée:**

$$-\alpha = -\frac{Q}{Q+G} = \frac{1}{1+6.6} = 0,131$$

$$-(1+0.3 \alpha) = 1.039$$

$$- (1.2+0.3 \alpha) / 2 = 6.62$$

- **Appuis AB et BC:**

➤ **A'ELU :**

$$M_t^{AB} + \frac{0+13.73}{2} \geq (1.039 * 22.88) , M_t^{AB} = 16.9 \text{ KN}$$

$$M_t^{AB} \geq 0.62 * 22.88 \rightarrow M_t^{AB} \geq 14.18 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{AB} = \max(16.9 ; 14.18)$$

$$M_t^{AB} = M_t^{BC} = 16.9 \text{ KN.m}$$

➤ **A'ELS :**  $M_t^{AB} = M_t^{BC} = 12.29 \text{ KN.m}$

### - Évaluation des efforts tranchants :

✓ **On a :**  $V_0 = \pm \frac{qu * li}{2}$ ; effort tranchant isostatique

## Chapitre III : Étude des éléments secondaire.

$$\text{Travée AB: } \begin{cases} V_A = \frac{qu \times l1}{2} - \frac{6.77 * 5.2}{2} = 17,6 \text{ KN} \\ V_B = -1.15X \frac{qu \times l1}{2} = 1.15X \frac{6.77 \times 5.2}{2} = -20,24 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée BC: } \begin{cases} V_B = 1.15 X \frac{qu \times l2}{2} = 1.15 X \frac{6.77X5.2}{2} = 20, \text{KN} \\ V_C = -\frac{qu \times l2}{2} = -\frac{6.77X5.20}{2} = -17,6 \text{ KN} \end{cases}$$

Les résultats de calcul des sollicitations maximales à l'ELU et à l'ELS des différents types de poutrelles sont résumés dans les tableaux qui suivent :

**Tableau III.4.** Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles de la terrasse inaccessible.

Types	E L U				E L S		
	Evaluation des moments			Effort tranchant Vu (KN)	Evaluation des moments		
	$M_a^{rive}$ (KN.m)	$M_a^{inter}$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)		$M_a^{rive}$ (KN.m)	$M_a^{inter}$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)
<b>T1</b>	-3.432	-13,73	16,9	20,24	-2,5	-10,01	12,29

**Tableau III.5.** Sollicitations maximales dans les différents types d'étage courant.

Types	E L U				E L S		
	Evaluation des moments			Effort tranchant Vu (KN)	Evaluation des moments		
	$M_a^{rive}$ (KN.m)	$M_a^{inter}$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)		$M_a^{rive}$ (KN.m)	$M_a^{inter}$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)
<b>T1</b>	-3,244	-12,97	16,51	-19,136	-2,347	-9,39	11,94

**Tableau III.6.** Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles de RDC.

Types	E L U				E L S		
	Evaluation des moments			Effort tranchant Vu (KN)	Evaluation des moments		
	$M_a^{rive}$ (KN.m)	$M_a^{inter}$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)		$M_a^{rive}$ (KN.m)	$M_a^{inter}$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)
<b>T1</b>	-4,97	-19,896	27,88	29,33	-3,5	-14,01	19,64
<b>T2</b>	-2,59	/	17,24	18,39	-1,82	/	17,24
<b>Max</b>	-4,97	-19,896	27,88	29,33	3,5	-14,01	19,64

## Chapitre III : Étude des éléments secondaire.

### c) Ferrailage des poutrelles:

#### Exemple de calcul (Terrasse inaccessible)

$$\text{ELU} \begin{cases} M_t = 16,90 \text{ KN.m} \\ M_a^{\text{inter}} = -13,73 \text{ KN.m} \\ M_a^{\text{rive}} = -3,432 \text{ KN.m} \end{cases}, \quad \text{ELS} \begin{cases} M_t = 12,29 \text{ KN.m} \\ M_a^{\text{inter}} = -10,01 \text{ KN.m} \\ M_a^{\text{rive}} = -2,5 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$V = +20,24 \text{ KN} ; L = 5,2 \text{ m.}$$

- les caractéristiques géométriques de la poutrelle sont:

$$b = 65 \text{ cm} ; b_0 = 12 \text{ cm} ; h = 25 \text{ cm} ; h_0 = 5 \text{ cm} ; d = 23 \text{ cm}$$

#### ❖ Calcul à ELU:

##### - Armature longitudinales:

➤ **En travée** Le calcul se fera pour une section en T soumise à la flexion simple.

- **Le Moment équilibré par la table de compression  $M_{tu}$  :**

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \times (d - h_0/2) = 0,65 \times 0,005 \times 14,2 \times 10^3 \times (0,23 - 0,025) \Rightarrow M_{tu} = 94,6 \text{ KN.m.}$$

$M_t = 16,9 \text{ KN.m} < M_{tu} = 94,6 \text{ KN.m} \Rightarrow$  calcul d'une section rectangulaire  $b \times h$ .

$$\mu_{bu} = \frac{M^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad \mu_{bu} = \frac{16,9 \times 10^{-3}}{0,65 \times 0,053 \times 14,2} = 0,0345 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A} : \quad \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa.}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,044 ; \quad z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,226 \text{ m.}$$

$$A_t = \frac{M_t}{Z \times f_{st}} = \frac{16,9 \times 10^{-3}}{0,226 \times 348} = 2,15 \text{ cm}^2$$

##### ➤ Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \leq A_{\text{cal}} \Leftrightarrow A_{\min} = \frac{0,23 \times 0,65 \times 0,23 \times 2,1 \times 10^4}{400} = 1,81 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1,81 \text{ cm}^2 < A_{\text{cal}} = 2,15 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

##### ➤ Ferrailage aux appuis:

##### a) Appuis intermédiaires :

## Chapitre III : Étude des éléments secondaire.

La table de compression se trouve dans la zone tendue car le moment est négatif en appui donc le béton n'intervient pas dans le calcul, donc la section en T sera calculer comme une section rectangulaire de dimensions (  $b_0 \times h$  )  $\rightarrow (0,10 \times 0,20) \text{m}^2$  .

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{f_{bu} * b_0 * d^2} = \frac{13,73 * 10^{-3}}{14,2 * 0,12 * 0,23^2} = 0,152 \Rightarrow \mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0,152 > 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A:}$$

$$\mu_{bu} = 0,152 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348$$

$$\alpha = 1,25 ( 1 - \sqrt{1 - 2 \mu_{bu}} ) = 0,207 ; Z = d (1 - 0,4\alpha) = 0,21 \text{m}$$

$$A_{a.int} = \frac{M_u}{Z * f_{st}} = \frac{13,73 * 10^{-3}}{0,21 * 348} = 1,89 \text{ cm}^2.$$

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

$$A_{min} = \frac{0,23 * b_0 * d * f_{t28}}{f_e} \leq A_{cal} \leftrightarrow A_{min} = \frac{0,23 * 0,12 * d * 0,23 * 2,1 * 10^4}{400} = 0,33 \text{ cm}^2.$$

$A_{min} = 0,33 \text{ cm}^2 < A_{cal} = 1,89 \text{ cm}^2$  .....Condition vérifies.

**b) Appuis de rives:**

$$M_a^{rive} = M_u = 3,432 \text{ KN.m}$$

$$U_{bu} = \frac{M_u}{b_0 * d^2 * f_{bu}} = \frac{3,432 * 10^{-3}}{0,12 * 0,23^2 * 14,2} = 0,038.$$

$$\mu_{bu} = 0,038 < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A:}$$

$$\alpha = 1,25 ( 1 - \sqrt{1 - 2 \mu_{bu}} ) = 0,05 ; Z = d (1 - 0,4\alpha) = 0,225 \text{m}$$

$$A_{a.rive} = \frac{M_u}{Z * f_{st}} = \frac{3,432 * 10^{-3}}{0,225 * 348} = 0,44 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{min} = \frac{0,23 * b_0 * d * f_{t28}}{f_e} \leq A_{cal} \leftrightarrow A_{min} = \frac{0,23 * 0,12 * 2,1 * 10^4}{400} = 0,33 \text{ cm}^2$$

$A_{min} = 0,33 \text{ cm}^2 < A_{cal} = 0,44 \text{ cm}^2$  .....Condition verifiers .

➤ **Choix des barres**

✓ **En travée :** .....  $A = 2,15 \text{ cm}^2 \rightarrow$  soit 3HA10 = 2,36  $\text{ cm}^2$

✓ **En appui intermédiaire :** .....  $A = 1,89 \text{ cm}^2 \rightarrow$  soit 1HA10+1HA12 = 1,92  $\text{ cm}^2$

## Chapitre III : Étude des éléments secondaire.

✓ **En appui de rive** : .....  $A = 0,44 \text{ cm}^2 \rightarrow$  soit  $1\text{HA}10 = 0,79 \text{ cm}^2$

• **Vérifications à ELU**

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

On doit vérifier que :

$$\tau_U = \frac{V_U}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left[ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right] = 3,33 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad V^{\max} = 22,344 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{20,24 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,23} = 0,733 \text{ Mpa} \quad ; \quad \tau_u < \bar{\tau}_u \dots \text{ vérifiée.}$$

(Il n'y a pas de risque de rupture par cisaillement).

❖ **Armatures transversales:**

Donné par :  $\Phi_t \geq \min (b_0/10; h/35; \Phi_L^{\min}) \Rightarrow \Phi_t \geq \min (12\text{mm} ; 7,14\text{mm} ; 12\text{mm}) = 7,14 \text{ mm}$

On adopte un étrier  $\Phi 8$ . Donc la section d'armatures transversales sera :  $A_t = 2\Phi 8 = 1,01 \text{ cm}^2$ .

❖ **Espacement  $S_t$**

$$S_t \leq \min (0,9d, 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 20,7\text{cm} \dots \dots \dots (1)$$

$$S_t \leq \frac{0,8 \times f_e \times A_t}{b_0 (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} = \frac{0,8 \times 400 \times 1,01}{12 (0,733 - 0,3 \times 2,1)} = 261,48\text{cm} \dots \dots \dots (2)$$

$$S_t \leq \frac{f_e \times A_t}{0,4 \times b_0} = \frac{400 \times 1,01}{0,4 \times 12} = 84,17\text{cm} \dots \dots \dots (3)$$

$S_t = \min (1; 2; 3);$  soit :  $S_t = 15\text{cm}$ .

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement à la jonction table – nervure :**

On doit vérifier que :  $\tau_u = \frac{b_1 \times V_u}{0,9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u = \min \left( 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \right) \text{ MPa}$

$$b_1 = (b - b_0) / 2 \rightarrow b_1 = 26,5 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{0,265 \times 20,24 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,23 \times 0,65 \times 0,05} = 0,80 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33\text{Mpa} \dots \dots \dots \text{ Condition}$$

vérifiée.

Il n'y a pas de risque de rupture par cisaillement à la jonction table-nervure

❖ **Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant :**

✓ **Appuis de rive**

## Chapitre III : Étude des éléments secondaire.

$$A_l^{min} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u \quad \Rightarrow \quad A_l^{min} \geq \frac{1,15}{400} \times 20,24 \times 10^{-3} \quad \Rightarrow \quad A_l^{min} \geq 0,58 \text{ cm}^2$$

Or  $A_l = 3\text{HA}10 + 1\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2 > 0,58$  .....condition vérifiée.

### ✓ Appuis intermédiaires :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left( V_u + \frac{M_u^{inter}}{0,9 d} \right) \quad \Rightarrow \quad A_l \geq \frac{1,15}{400} \left( 20,24 \times 10^{-3} - \frac{13,73 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,23} \right)$$

$A_l = -1,32 < 0 \Rightarrow$  Pas de vérification à faire au niveau de l'appui intermédiaire, car l'effort est négligeable devant l'effet du moment.

### ❖ Vérification de la bielle :

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{a \times b_0} \leq \bar{\sigma}_{bc} \text{ avec } a = \min(0,9d ; (40 - 4) \text{ cm}) = 20,7 \text{ cm}$$

Ce qui donne :  $V_u \leq 0,3 \times a \times b_0 \times f_{c28}$

$V_u = 20,248 \text{ kN} < 0,3 \times 0,207 \times 0,12 \times 25 \times 10^{-3} = 186,31 \text{ kN}$  .....Condition vérifiée.

### • Vérifications à l'ELS :

Les vérifications nécessaires sont les suivants :

- Vérification des contraintes
- Vérification de la flèche
- ✓ **Vérification des contraintes**

### ❖ En travée :

#### ✓ Position de l'axe neutre (H) :

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = -1,195 \times 10^{-5} < 0$$

$\Rightarrow$  L'axe neutre passe par la table de compression, vérification des contraintes pour une section en T.

$$\text{Donc : } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

#### ✓ Calcul de y et I :

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

$$\Leftrightarrow 6 y^2 + 300,4 y - 1476,7 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 354,51 \quad \Rightarrow \quad y = 4,51 \text{ cm}$$

## Chapitre III : Étude des éléments secondaire.

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

$$= \frac{65 \times (4,51)^3}{3} - (65 - 12) \frac{(4,51 - 5)^3}{3} + 15 \times 2,36(23 - 4,51)^2$$

$$I = 14092,20 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{12,29 \times 10^{-3}}{14092,2 \times 10^{-8}} \times 4,51 \times 10^{-2}$$

$$\text{Donc } \begin{cases} \sigma_{bc} = 3,93 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

### -Etat limite de déformation :

Le calcul des déformations est effectué pour évaluer les flèches dans l'intention de fixer les contre-flèches à la construction ou de limiter les déformations de service.

➤ **Évaluation de la flèche BAEL 91(Article B.6.5) et le CBA 93** :Si l'une de ces conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire.

#### Données :

$$L = 5,2 \text{ m} ; M_{ts} = 12,29 \text{ KN.m .}$$

$$1) h \geq \frac{M_{ts}}{15 M_{0s}} \times l \Leftrightarrow h = 25 \text{ cm} < 25,53 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$$

$$2) A \leq \frac{3,6 \cdot b_0 \cdot d}{f_e} \Leftrightarrow A = 2,36 \text{ cm}^2 > 2,48 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$$

$$3) L < 8 \text{ m} \Leftrightarrow L = 5,2 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Puisque la première et la deuxième condition ne sont pas vérifiées, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

$$\Delta f \leq \bar{f} \quad ; \quad l > 5 \text{ m} \Rightarrow \bar{f} = \frac{l}{1000} + 0,5 = \frac{520}{1000} + 0,5 = 10,2 \text{ mm}$$

$$+\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \dots \dots \dots \text{BAEL91 révisé 99}$$

$$G = 6,6 \text{ KN} ; Q = 1 \text{ KN} ; j = G - G^{\text{revêtement}} = 3,2 \text{ KN.m}$$

$$q_{jser} = 0,65 \times j = 0,65 \times 3,20 = 2,08 \text{ KN / m.}$$

$$q_{gser} = 0,65 \times G = 0,65 \times 6,6 = 4,29 \text{ KN/m}$$

$$q_{pser} = 0,65 \times (G + Q) = 0,65 \times (6,6 + 1) = 4,94 \text{ KN / m}$$

$$M_{gser} = \frac{q_g \times L^2}{8} = 14,5 \text{ KN.m}$$

## Chapitre III : Étude des éléments secondaire.

$$M_{jser} = \frac{q_j \times L^2}{8} = 7,03 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = \frac{q_p \times L^2}{8} = 16,7 \text{ KN.m}$$

### ✓ Modules de Young instantané et différé

$$\begin{cases} E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10721,4 \text{ MPa} \\ E_i = 3 \times E_v = 32164,2 \text{ MPa} \end{cases}$$

### ✓ Coefficients $\lambda, \mu$

/Les coefficients  $\lambda$  et  $\mu$  sont définis par le BAEL pour prendre en considération la fissuration du béton.

$$\lambda = \begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05 \times b \times f_{t28}}{(2 \times b + 3 \times b_0)\rho} = 4,84 \\ \lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i = 1,93 \end{cases} \quad \text{Avec, } \rho = \frac{A_t}{b_0 \times d} = \frac{2,36}{12 \times 23} = 0,85 \%$$

### Contraintes ( $\sigma_s$ )

$$\sigma_{js} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} = 138,35 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{gs} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} = 285,37 \text{ Mpa ; avec: } \begin{cases} I = 14092,20 \text{ cm}^4 \\ y = 4,51 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\sigma_{ps} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I} = 328,67 \text{ Mpa}$$

### ✓ Inerties fictives (If)

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_j = 0,46$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_g = 0,69$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_p = 0,72$$

Si  $\mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$

### ✓ Calcul des moments d'inertie fissurés

$$yG = 0,0906 \text{ m} \Rightarrow I_0 = \frac{byG^3}{3} + \frac{b_0(h - yG)^3}{3} - \frac{(b - b_0)(yG - h_0)^3}{3} + 15A(d - yG)^2$$

D'où,  $I_0 = 38170,72 \text{ cm}^4$

## Chapitre III : Étude des éléments secondaire.

$$I_{ig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} \Rightarrow I_{ig} = 9675,49 \text{ cm}^4 \quad ; \quad I_{ij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} \Rightarrow I_{ij} = 13013,82 \text{ cm}^4 ;$$

$$I_{ip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} \Rightarrow I_{ip} = 9362,24 \text{ cm}^4 \quad ; \quad I_{vg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} \Rightarrow I_{vg} = 18007,37 \text{ cm}^4$$

### ✓ Évaluation des flèches :

$$f_{ijser} = \frac{M_{jser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fij}} \Rightarrow f_{ijser} = \frac{7,03 \times 5,2^2}{10 \times 32456,6 \times 13013,82} \times 10^5 = 4,5 * 10^{-3} \text{ m}$$

$$f_{igser} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fig}} \Rightarrow f_{igser} = \frac{14,5 \times 5,2^2}{10 \times 32456,6 \times 9675,49} \times 10^5 = 12,48 * 10^{-3} \text{ m}$$

$$f_{vgser} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv_g}} \Rightarrow f_{vgser} = \frac{14,5 \times 5,2^2}{10 \times 10818,86 \times 18007,37} \times 10^5 = 20,12 * 10^{-3} \text{ m}$$

$$f_{ipser} = \frac{M_{pser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fip}} \Rightarrow f_{ipser} = \frac{16,7 \times 5,3^2}{10 \times 32456,6 \times 9362,24} \times 10^5 = 14,86 * 10^{-3} \text{ m}$$

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 18 \text{ mm} > \bar{f} = 10,2 \text{ mm} \text{ la flèche n'est pas vérifiée}$$

### ▪ Solution adoptée :

La condition de la flèche n'est pas vérifiée, donc on augmente la section A Tel que

$A_{st}=4,62 \text{ cm}^2$  (3 HA14) et  $b_0$  Tel que  $b_0= 14 \text{ cm}$

### Calcul de la flèche :

Tableau III.7.Évaluation de la flèche.

Données (KN/m)		Moments (KN.m)		Contraintes(MPa)		Flèches (mm)	
<b>J</b>	3,2	<b>Mj</b>	7,03	<b>σstj</b>	72,27	<b>fji</b>	2,5
<b>g</b>	6,6	<b>Mg</b>	14,5	<b>σstg</b>	149,06	<b>fgi</b>	6,5
						<b>fgv</b>	11,10
<b>p</b>	7,6	<b>Mp</b>	16,7	<b>σstp</b>	181,96	<b>fpi</b>	7,9
<b>Δf</b>							<b>10,02</b>

On procède au ferrailage des différents types de l'étage courant de poutrelles de la même manière que l'exemple de calcul précédent (types terrasse inaccessible), les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

## Chapitre III : Étude des éléments secondaire.

**Tableau III.8.** Calcul du ferrailage à l'ELU des différents niveaux

Niveaux	Endroit	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$ $10^{-2}$	Z (m)	$A_{cal}$ ( $cm^2$ )	$A_{min}$ ( $cm^2$ )	$A_{adopté}$ ( $cm^2$ )
Terrasse Inaccessible	Travée	-16,9	0,0345	0,044	0,226	1,15	1,81	3HA14= 4,62
	Appui Inter	-13,73	0,152	0,207	0,21	1,89	0,33	2HA12=2,26
	appui de rive	-3,432	0,038	0,05	0,225	0,44	0,33	1HA12 = 1,13
Etage Courant	Travée	16,51	0,0338	0,043	0,226	2,10	1,81	3HA12= 3,39
	Appui Inter	-12,97	0,144	0,195	0,212	1,75	0,33	1HA10+1HA12 = 1,92
	appui de rive	-3,244	0,036	0,046	0,226	0,41	0,33	1HA10= 0,79
RDC	Travée	27,88	0,0570	0,073	0,223	3,59	1,81	3HA16= 6,03
	Appui Inter	-19,896	0,2207	0,315	0,201	2,85	0,33	2HA14= 3,06
	appui de rive	-4,97	0,0551	0,07	0,224	0,63	0,33	1HA14= 1,54

### Remarque

Le ferrailage transversal adopté pour les poutrelles de différents niveaux est :  $A_t = 2HA8 = 1,01 \text{ cm}^2$ .

- ✓ Vérification des poutrelles aux états limites (ELU et ELS)4 :

**Tableau III.9.** Vérifications nécessaires à l'ELU.

Niveaux	Cisaillemen t $\tau_u < \bar{\tau}$ (MPa)	Armatures longitudinales $A_l^{min} (cm^2) \geq$		Bielle $V_u \leq 0.267. \alpha. b_0. f_{c2\epsilon}$ (KN)	Jonction $\tau_1^u \leq \bar{\tau}$ (MPa)
		$\frac{\gamma_s}{f_e} V_u$	$\frac{\gamma_s}{f_e} \left( V_u + \frac{M_u^{inter}}{0,9 d} \right)$		
Terrasse inaccissible	0,8 < 3,33	5,75 > 0,58	4,62 > -1,32	20,24 < 186,3	0,87 < 3,33
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
Etage courant	0,754 < 3,33	4,18 > 0,55	3,39 > -1,25	19,136 < 186,3	0,82 < 3,33
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
RDC	1,155 < 3,33	7,51 > 0,84	6,03 > -1,82	29,33 < 186,3	1,23 < 3,33
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

## Chapitre III : Étude des éléments secondaire.

**Tableau III.10.** Vérification des contraintes à l'ELS.

Niveaux	Endroit	$M^s$ (KN.m)	$A_s$ ( $cm^2$ )	Y (cm)	I ( $cm^4$ )	Contraintes $\sigma \leq \bar{\sigma}$ (MPa)	observation
Étages courants	Travée	18,149	4,62	2,66	29304,64	1,65 < 15	Vérifiée
	Appui	-11,694	2,26	8,92	9559,48	10,91 < 15	Vérifiée

**Tableau III.11.** Vérifications de la flèche à l'ELU.

	T.inaccessible	Étage courant	RDC
J	3.2	4.2	4.2
G	6.6	5.63	5.63
P	7.6	7.13	10.63
MJ	7.03	9.23	9.23
Mg		12.37	12.37
Mp	16.7	15.65	23.36
$\Sigma sj$	72.27	128.03	73.14
$\Sigma sg$	149.06	171.58	78.02
$\Sigma sp$	181.96	217.08	185.03
Fji	2.5	4.9	2.95
Fgi	6.5	7.24	4.07
Fgv	11.10	12.82	8.47
Fpi	7.9	9.74	8.5
$\Delta f$	10.00	10.2	9.95
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

## Chapitre III : Étude des éléments secondaire.

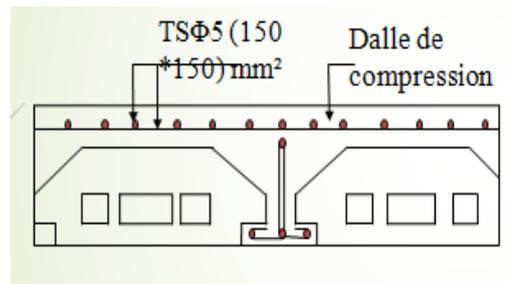
### e) Ferrailage des poutrelles :

Tableau III.12. Les schémas de ferrailage des poutrelles.

Type	Travée	Appuis de rive	Appuis intermédiaire
Terrasse inaccessible			
Étage courant			
Étage courant			

**-Étude de dalle de compression :**

$$\left\{ \begin{aligned} A_{\perp} &= \frac{4 \times l_0}{f_e} = \frac{4 \times 0,65}{500} \times 100 = 0,52 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{\parallel} &= \frac{A_{\perp}}{2} = 0,26 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{aligned} \right.$$



**Figure III.3.**Ferrailage de la dalle de compression.

Selon le BAEL 91 (B.6.8, 423) la dalle de compression, sera armée par un quadrillage des barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser : 20 cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles, et 33 cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux poutrelles.

Soit {un treillis soudé TS  $\phi$ 5 150  $\times$  150.avec st=15cm $\leq$ 20cm.....vérifiée

### III.2.2.Étude des planchers en dalles pleines :

Dans notre étude on prend les panneaux de dalle les plus sollicités et on ferraille les autres panneaux qui sont identiques avec celui qu'on a trouvé.

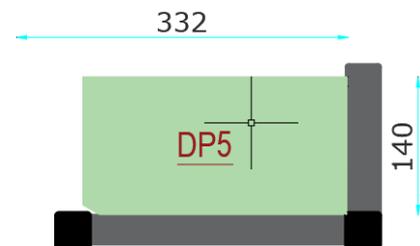
❖ **Exemple de calcul : Dalle pleine sur 02 appuis.**

**a) Calcul des sollicitations :**

$$L_x = 1.40 \text{ ; } L_y = 3.32$$

$$G = 4.93 \text{ KN/m}^2 \text{ ; } Q = 3.5 \text{ KN/m}$$

$$P = \frac{1.40}{3.32} = 0.42 > 0.4$$



**Figure III.4.**Panneau de dalle.

**b) Calcul des moments :**

✓ **Calcul de chargement :**

➤ **Calcul à l'ELU :**

$$q_u = (1.35 \times G + 1.5 \times Q) \times 1 \text{ ml} = (1.35 \times 4,93 + 1.5 \times 3,5) \times 1 \rightarrow P_u = 11,91 \text{ KN/ml.}$$

$$q_s = (4,93 + 3,5) \times 1 \text{ ml} = 8,43 \text{ KN/ml ; } \rho = 0,42 \rightarrow \text{dalle travaille selon les deux sens.}$$

➤ **Calcul de  $M_{x0}$  et  $M_{y0}$  :**

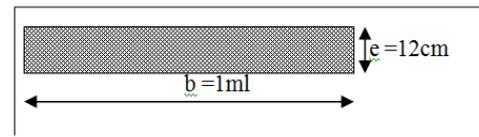
## Chapitre III : Étude des éléments secondaire.

$$\begin{cases} M_{0u}^x = \mu_x \times q \times l_x^2 = 2,51 \text{KN.m} \\ M_{0ser}^x = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0,63 \text{KN.m} \end{cases}$$

- Calcul des moments compte tenu de l'encastrement :

**En travée :**

$$\begin{cases} M_{ser}^x = 0.85 M_{0ser}^x = 1,54 \text{KN.m} \\ M_{ser}^y = 0.85 M_{0ser}^y = 1,54 \text{KN.m} \\ M_u^x = 0.85 M_{0u}^x = 2,13 \text{KN.m} \\ M_u^y = 0.85 M_{0u}^y = 0,54 \text{KN.m} \end{cases}$$



**Figure III.5.** Section de la dalle pleine à ferrailer

**En appuis :**

$$\begin{cases} M_u^x = M_u^y = -0.5 M_{0u} = -1,255 \text{KN.m} \\ M_{ser}^x = M_{ser}^y = -0.5 M_{0ser} = -0.1 \text{KN.m} \end{cases}$$

- ✓ **Calcul de la section d'armatures :**

- - Le ferrailage de la dalle plein fera à la flexion simple pour une longueur de 1ml
- .N  $c \geq 3\text{cm}$  soit  $c=4\text{cm}$  qui donne  $d=e-c=10\text{cm}$ .

**Tableau III.13.** Ferrailage de la dalle sur 2 appuis (balcon).

Position	Sens	M KN.m	$\mu_{bu}$ $10^{-3}$	$\alpha$ $10^{-3}$	Z (m)	$A_{Cal}$ ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	$A_{min}$ ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	$A_{Choisit}$ ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	St (cm)
En travée	Selon x	2,51	17,67	0,022	0,10	0,72	1,44	4HA8=2,01	25
	Selon y	0,63	4,44	0,005	0,10	0,18	1,12	4HA8=2,01	25
En appuis	x = y	1,26	8,87	0,011	0,10	0,36	1,21	4HA8=2,01	25

Avec :  $A_{x\min} = 0.0008 \times \frac{(3-\rho)}{2} b \times e$

$A_{y\min} = 0.0008 \times b \times e$

## Chapitre III : Étude des éléments secondaire.

- **Vérification de ferrailage longitudinale :**

$$A_{ty} \geq A_{tx} / 4 = 0,50 \text{ cm}^2 \quad A_{ay} \geq A_{ax} / 4 = 0,5 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

- **Vérification sur le diamètre des barres**

$$\Phi \leq e / 10 = 140 / 10 = 14 \text{ mm}$$

- **L'espace St**

Charge répartie et F.N Selon x :  $\Rightarrow St \leq \min(2e ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{OK}$

Selon y :  $\Rightarrow St \leq \min(2e ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{OK}$

❖ **Vérification à l'ELU**

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

$$V_u^x = \frac{q \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \Rightarrow V_u^x = 8,08 \text{ KN} \quad ; \quad V_u^y = \frac{q \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} \Rightarrow V_u^y = 0,61 \text{ KN}$$

$$\tau_{bu}^{\max} = \frac{V_{\max}}{b \times d} = 0,08 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 0,07 \times f_{c28} \times (1/1,5) = 1,17 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

❖ **Vérification à l'ELS :**

**Vérification des contraintes**

**calcul de la section d'armatures :**

**Calcul de y :**  $\frac{b}{3}y^2 + 15Ay - 15Ad_x = 0$  ; **Calcul de I :**  $I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d_x - y)^2$ .

**Vérification de  $\sigma_{bc}$ :**  $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I}y \leq \sigma_{bc}^{adm} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$ .

**Tableau III.14.** Vérification des états limites de compression du béton.

Position	Sens	M <sub>ser</sub> KN.m	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> <sup>adm</sup> (MPa)	Observation  σ <sub>bc</sub> ≤ σ <sub>bc</sub> <sup>adm</sup>
En travée	Selon x	1,54	2,6	2236,82	1,79	15	Vérifiée
	Selon y	0,17	2,6	2236,82	0,2	15	Vérifiée
En appuis	x = y	-0,1	2,6	2236,82	0,12	15	Vérifiée

## Chapitre III : Étude des éléments secondaire.

### ➤ État limite de déformation (la flèche)

Sens x-x :

$$1. \frac{h}{l_x} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20 \times M_{0x}}\right) \Leftrightarrow \frac{14}{140} = 0.1 > 0,0425 \Rightarrow \text{la condition vérifiée}$$

$$2. \frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{2,01}{100 \times 10} = 0.00201 < 0.005 \text{ la condition vérifiée}$$

Sens Y-Y :

$$1. \frac{h}{l_y} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_y^t}{20 \times M_{0y}}\right) \Leftrightarrow \frac{14}{332} = 0.0422 > 0.0390 \text{ la condition vérifiée}$$

$$2. \frac{A}{b \times d_y} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{2,01}{100 \times 10} = 0.00201 < 0.005 \text{ condition vérifiée}$$

la flèche est vérifiée selon les deux sens (x et y) .

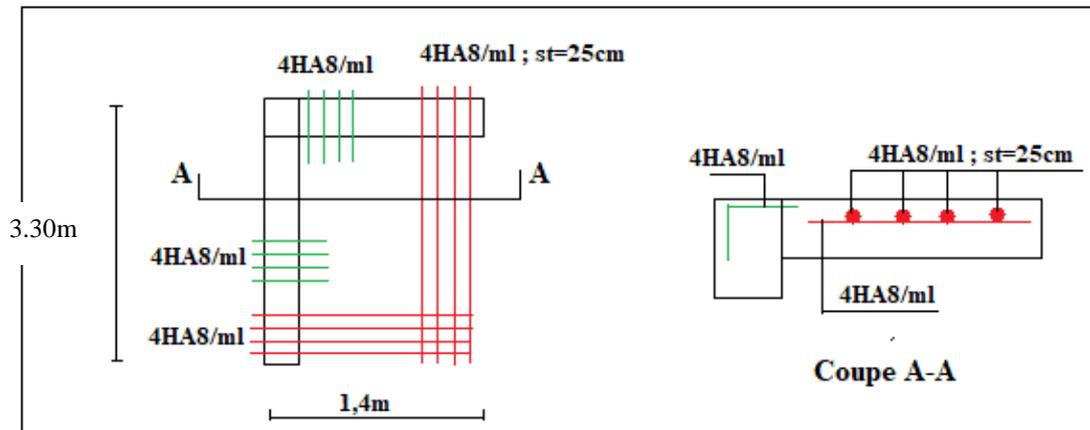


Figure III.6. Schéma de ferrailage de la dalle sur 2 appuis.

Remarque :

- On prend un exemple panneau sur 3 appuis (Dp3) le plus défavorable et on ferraille les autres types des terrasses de la même manière.
- Pour le RDC on ferraille le panneau le plus défavorable et on opte le même ferrailage pour tous les panneaux.

## Chapitre III : Étude des éléments secondaire.

**Tableau III.15.** Calcul des sollicitations.

Dalle	Chargement					Les moments			
	Sens	G (Kn/m <sup>2</sup> )	Q (Kn/m <sup>2</sup> )	P(KN)		Mt <sub>x</sub> (KN.m)		Ma <sub>x</sub> (KN.m)	
				ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
D5	x-x	4,93	3,5	11,91	8,43	2,13	1,54	-1,255	-0,1
	y-y					0,54	1,54	-1,255	-0,1
D3	x-x	4,93	3,5	11,90	8,43	44,37	31,43	-15,66	14,79
	y-y					5,017	8,06	-6,69	14,79
Dp8 assoc	x-x	3,93	5	15,50	10,53	8,145	8,145	-3,26	-3,83
	y-y					2,04	1,44	-3,26	-3,83
Dp 6	x-x	4,93	3,5	11,90	8,43	/	/	9,30	6,59
	y-y						/	/	/

**Tableau III.16.** Calcul du ferrailage à l'ELU.

Type s	Sens	Mu (KN.m)	$\mu_{bu} \cdot 10^{-3}$	$\alpha$	Z (cm)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	
D5	Tra v	X-X	2,51	17,67	0,0222	0,10	0,72	1,44	4HA8=2,01
		Y-Y	0,63	4,44	0,0056	0,10	0,18	1,12	4HA8=2,01
	App	X-X	1,26	8,87	0,011	0,10	0,36	1,21	4HA8=2,01
		Y-Y	1,26	8,87	0,011	0,10	0,36	1,21	4HA8=2,01
D6	Armatur principal		11,90	0,084	0,1098	0,096	3,56	/	5HA10=3,93
	/		/	/	/	/	/	/	/
D8 Asenc	Tra	X-X	8,145	0,057	0,073	0,097	2,41	1,372	4HA10=3,14
		Y-Y	2,04	0,0144	0,018	0,099	2,59	1,372	4HA8=2,01
	Ap	X-X	3,26	0,023	0,029	0,098	0,95	1,21	4HA10=3,14
		Y-Y	3,26	0,023	0,029	0,098	0,95	1,21	4HA8=2,01
D3	Tra	X-X	44,37	0,312	0,483	0,080 6	15,81	1,54	11HA14=16,93
		Y-Y	5,017	0,035	0,0445	0,098	1,47	1,54	4HA10=3,14
	Ap	X-X	15,66	0,11	0,146	0,094 2	4,77	1,14	4HA14=6,16
		Y-Y	6,69	0,047	0,062	0,097 5	1,97	1,12	4HA10=3,14

## Chapitre III : Étude des éléments secondaire.

**Tableau III.17.** Vérifications nécessaires.

Dalle	Effort tranchant				Contraintes			St (cm)
	V <sub>max</sub> (KN)	τ <sub>u</sub> (Mpa)	τ <sub>u</sub> <sup>adm</sup> (Mpa)	sens	σ <sub>bc</sub> (Mpa)		σ <sub>bc</sub> <sup>adm</sup> (Mpa)	
					Appui	Travée		
D5	8,08	0,081	1,17	x-x	0,12	1,79	15	25
				y-y	0,12	0,2	15	25
D6	7,44	0,0744	1.25	x-x	5,78	/	15	20
D3	8,89	0,0889	1,17	x-x	8,45	14,49	15	25
				y-y	4,56	6,70	15	25
DP8 autour ascen	19,90	0,199	1,17	x-x	3,69	5,53	15	25
				y-y	3,69	1,39	15	25

**Tableau III.18** vérification de la flèche.

Dalle	sens	$h/L_x > \text{Max}$ ( $3/80; M_x^t / 20M_0$ )	$A_t$ $/b \times d < 2/F_e$ $* 10^{-3}$	Observation	f <sub>cal</sub> (mm)	f <sup>adm</sup> (mm)	observation
D5	x-x	0.1 > 0.0425	2,01 < 5	verifier	1,83	2,8	vérifiée
	y-y	0.0422 > 0.039	2,01 < 5	verifier	2,10	8,5	vérifiée
D6		0.036 > 0,0039	3.93 < 5	vérifiée	/		
D3	x-x	0,093 < 0,0425	16,9 5	Non vérifiée	10,32	10	Non vérifiée
	y-y	0,024 ≥ 0,0425	4,52 < 5	Non vérifiée	9,11	10,20	vérifiée
DP8 autour ascen	x-x	0,14 ≥ 0,05	3,14 < 5	vérifiée	9,70	10,3	vérifiée
	y-y	0,14 < 0,0501	3,14 < 5	Non vérifiée	11,35	10,4	Non vérifiée

## Chapitre III : Étude des éléments secondaire.

### Remarque :

On remarque que la flèche n'est pas vérifiée dans la dalle D3, selon le sens xx et DP8 autour de l'ascenseur selon l'axe yy donc on doit augmenter la section d'acier.

Soit : 5HA12 = 4,52 cm<sup>2</sup>

Soit : DP Autour d'ascenseur 5HA12 = 5,65 cm<sup>2</sup> selon les deux sens

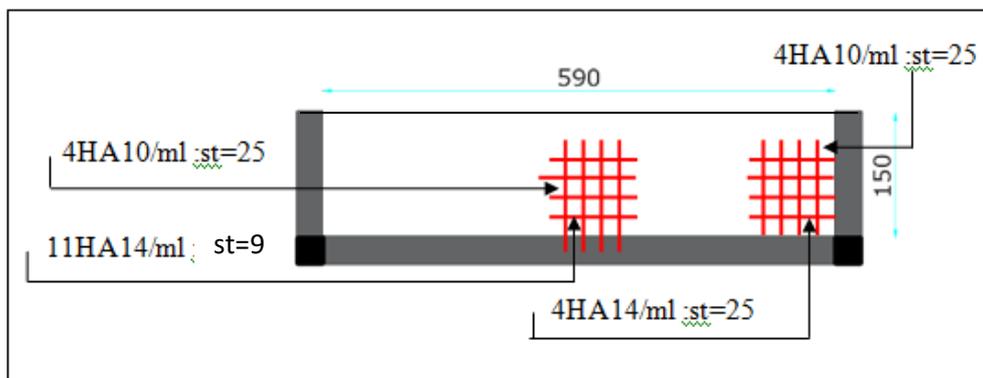
**Tableau III.19.**Évaluation de la flèche dalle RDC.

$f_{gv}$ (mm)	$f_{ji}$ (mm)	$f_{pi}$ (mm)	$f_{gi}$ (mm)	$\Delta f$ (mm)	$f_{adm}$ (mm)	observation
6,46	1,06	5,99	2,69	8,7	10,10	vérifiée

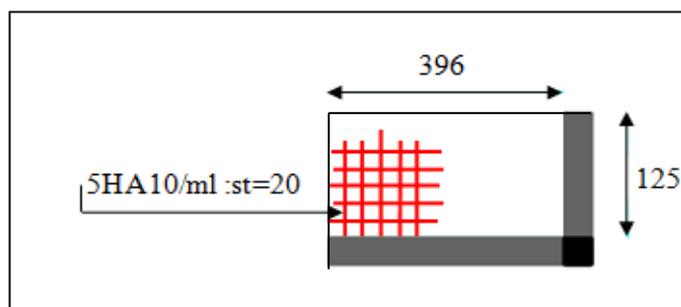
**Tableau III.20.**Évaluation de la flèche DP autour de l'ascenseur

$f_{gv}$ (mm)	$f_{ji}$ (mm)	$f_{pi}$ (mm)	$f_{gi}$ (mm)	$\Delta f$ (mm)	$f_{adm}$ (mm)	observation
9,84	1,25	5,89	4,51	9,98	10,30	vérifiée
9,58	1,26	5,62	4,25	9,69	10,50	vérifiée

**Remarque :** pour la dalle D<sub>2</sub> de la terrasse inaccessible on opte le même ferrailage que celle de l'étage.

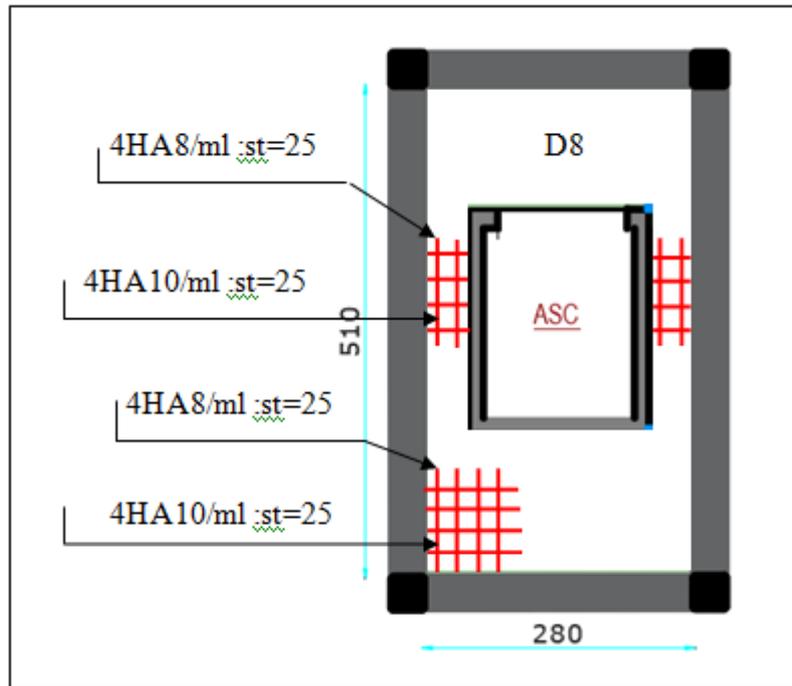


**Figure III.7.** Schéma de ferrailage de la dalle sur 3 appuis(D3).



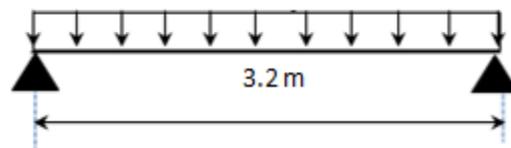
## Chapitre III : Étude des éléments secondaire.

**Figure III.8.** Schéma de ferrailage de la dalle sur 2 appuis(D6).



**Figure III.9.** Schéma de ferrailage de la dalle sur 4 appuis autour ascenseur (D8).

### III.3. Étude de la poutre de chaînage :



**Figure III.10.** Schéma statique de la poutre de chaînage

Dans notre cas, la poutre sert d'appui pour les escaliers de RDC .

❖ **Condition de la flèche**

$$L/15 \leq h \leq L/10 \quad \Leftrightarrow \quad 19,33 \text{ cm} \leq h \leq 29 \text{ cm avec : } L_{\text{Max}} = 320 - 30 = 290 \text{ cm}$$

❖ **Exigences du RPA99/2003.**

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ h/b < 4 \end{cases} \quad \text{Donc, on prend : } b = 30 \text{ cm ; } h = 30 \text{ cm}$$

Poids propre de la poutre :  $G_p = 25 \times 0,3 \times 0,3 = 2,25 \text{ KN/ml.}$

Poids de volée de l'escalier :  $q_u = p_u \times l_v/2 = 39 \text{ KN;}$  tel que :  $p_u = 18,48 \text{ KN/m}$

$q_s = p_s \times l_v/2 = 28,29 \text{ KN ;}$  tel que :  $p_s = 13,41 \text{ KN/m}$

Poids de la dalle pleine RDC :  $q_u = p_u \times l_x/2 = 9,68 \text{ KN;}$  tel que :  $p_u = 15,5 \text{ KN/m}$

## Chapitre III : Étude des éléments secondaire.

$$q_s = p_s \times l_x / 2 = 6,83 \text{ KN} ; \quad \text{tel que : } p_s = 10,93 \text{ KN/m}$$

### Combinaison de Charge :

$$\text{ELU : } q_u = 1,35 \times (2.25 + 9.68) + 39 = 51,72 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = 2.25 + 28.29 + 6,83 = 37,37 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Moments isostatiques} \begin{cases} \text{ELU: } M_{0u} = q_u \times \frac{l^2}{8} = 54,37 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_{0s} = q_s \times \frac{l^2}{8} = 39,29 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moments en travée} \begin{cases} \text{ELU: } M_{tu} = 0,85 M_{0u} = 46,21 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_{ts} = 0,85 M_{0s} = 33,40 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moment en appui : } M_a = -0,4 M_0 \begin{cases} \text{ELU: } M_{au} = -18,48 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_{as} = -13,36 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Effort tranchant : } V_u = q_u \times \frac{l}{2} = 75 \text{ KN} .$$

### Ferrailage :

**Tableau III.21.** Ferrailage longitudinal de la poutre de chaînage.

Position	$M_u$ KN.m	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{choisit}$ (cm <sup>2</sup> /ml)
En travée	46,21	0,138	0,186	0,26	5,11	1,38	3HA12+3HA10=5,75
En appuis	18,48	0,055	0,071	0,27	1,96	1,38	3HA12=3,39

### Vérfications à ELU :

✓ **Effort tranchant**

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{75 \times 10^3}{0,3 \times 0,28} = 0,89 \text{ MPa}$$

$$\text{F.P.N} \Rightarrow \bar{\tau} < \min(0,2 f_{c28} / \gamma_b ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MP}$$

✓ ➤ **Vérfications à ELU :**

✓ **Effort tranchant**

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{75 \times 10^3}{0,3 \times 0,28} = 0,89 \text{ MPa}$$

$$\text{F.P.N} \Rightarrow \bar{\tau} < \min(0,2 f_{c28} / \gamma_b ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MP}$$

✓

## Chapitre III : Étude des éléments secondaire.

✓ **Calcul des armatures transversales :**

Selon le (Art A.7.2, 2) BAEL91/99 :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) = 8.57 \text{ mm.} \leftrightarrow (1 \text{ cadre} + 1 \text{ étrier}) \text{ HA8} \Rightarrow A_t = 4 \text{ HA8} = 2,01 \text{ cm}^2.$$

**L'espacement (CBA art A.5.1.2.2)**

1)  $S_t \leq \min(0,9d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 25,2 \text{ cm.}$

2)  $S_t \leq \frac{A_t \times 0,8 \times f_e}{b(\tau_u - 0,3f_{t28})} \Rightarrow S_t \leq 23.5 \text{ cm.}$

3)  $S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b} \Rightarrow S_t \leq 67 \text{ cm.}$

D'après l'article 9.3.3 de RPA2003 exige un espacement :  $S_t \leq \min(h; 25 \text{ cm})$ . on prend  $S_t = 15 \text{ cm.}$

➤ **Vérification à l'ELS :**

**Tableau III.22.** Vérifications des états limites de compression du béton de la poutre chaînage.

Zone	M <sub>ser</sub> (KN.m)	Y (cm)	I(cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> <sup>adm</sup> (MPa)
En travée	33,4	10,13	37937,90	8,92	15
En appuis	13,36	7,03	19041,12	4,93	15

➤ **Vérification de la flèche :**

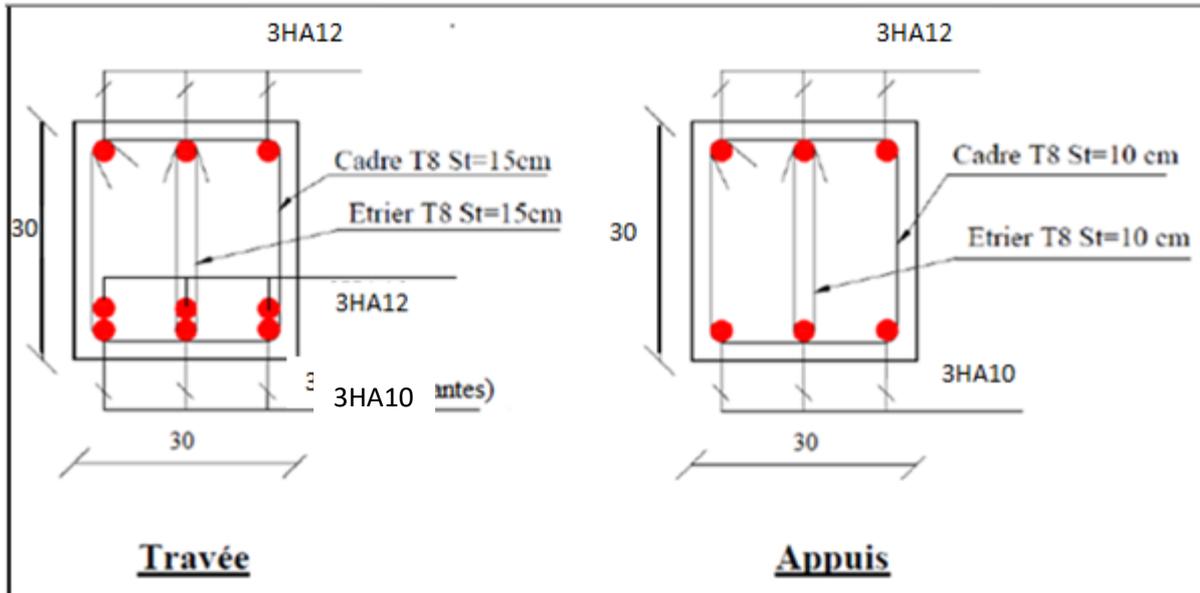
1)  $h \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 M_0}\right) \times l \Leftrightarrow h=30 \text{ cm} > 23,8 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ vérifiée.}$

2)  $A \leq \frac{4,2.b.d}{f_e} \Leftrightarrow 5,75 \text{ cm}^2 < 8,82 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ vérifiée.}$

3)  $L = 2,9 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots \dots \dots \text{ vérifiée.}$

“La vérification de la flèche inutile ”

## Chapitre III : Étude des éléments secondaire.



**Figure III.11.** Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage.

### III.4. Étude des escaliers :

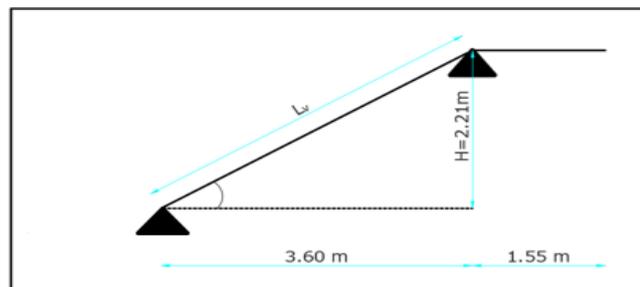
L'escalier est une construction constituée d'une suite de marche ,permettant d'accéder à un étage ,de passer d'un niveau à un autre en montant et descendant .

#### III.4.1.Type 1 : Escalier a deux volée :

H : la hauteur de palier.

$L_0$  : longueur projetée de la volée.

$L_v$  : longueur du palier de repos .



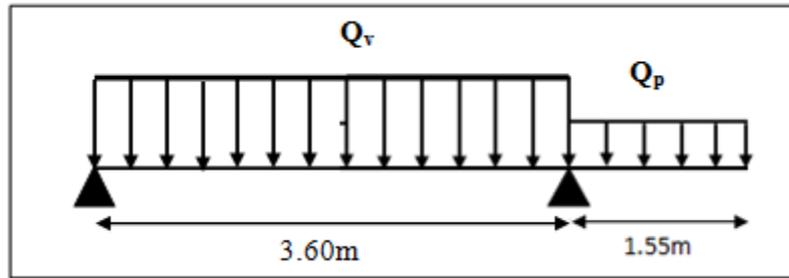
**Figure III.12.** Schéma d'un escalier type1.

**Tableau III.23.** Dimensionnement d'escalier.

H(m)	h(cm)	H	g(cm)	$L_0$ (m)	$L_{p1}$ (m)	$L_{p2}$ (m)	$L_v$ (m)	L(m)	A	E(cm)
2.21	17	12	30	3.60	1.25	1.55	4.225	5.475	31.54	20

## Chapitre III : Étude des éléments secondaire.

### ❖ Calcul des sollicitations :



**Figure III.13.** Schéma statique d'escalier.

### ❖ Les charges :

$$\text{Volée: } \begin{cases} G_v = 9,43\text{KN/m}^2 \\ Q_v = 2,5\text{KN/m}^2 \end{cases} \quad \text{Palier: } \begin{cases} G_p = 6,43\text{KN/m}^2 \\ Q_p = 2,5\text{KN/m}^2 \end{cases}$$

#### a) Combinaison de charges :

- Sur le volée:

$$\text{ELU : } q_v^u = (1,35 \times G_v + 1,5 \times Q_v) = 16,48\text{KN/ml.}$$

$$\text{ELS : } q_v^s = G_v + Q_v = 11,93\text{KN/ml.}$$

- Sur le palier:

$$\text{ELU : } q_p^u = (1,35 \times G_p + 1,5 \times Q_p) = 12,43\text{KN/ml.} \quad ; \quad \text{ELS : } q_p^s = G_p + Q_p = 8,93\text{KN/ml}$$

#### b) Réaction d'appuis : le calcul se fera par la méthode RDM.

$$\sum F_{/x} = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (q_v \times 2,1) + (q_p \times 2,75) + (q_p \times 1,55) = 78,60\text{KN.}$$

$$\sum M_{/A} = 0 \Rightarrow \begin{cases} \text{ELU: } R_B = 53,08\text{KN.} \\ \text{ELS: } R_B = 38,30\text{KN.} \end{cases}$$

$$\sum M_{/B} = 0 \Rightarrow \begin{cases} \text{ELU: } R_A = 25,54\text{KN.} \\ \text{ELS: } R_A = 18,50\text{KN.} \end{cases}$$

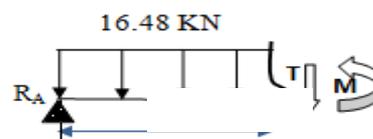
#### c) Effort tranchant et moment fléchissant:

##### ✓ Tronçon 1 :

$$0 \leq x \leq 3,60$$

$$M(x) = -8,24x^2 + 25,54x$$

$$T(x) = -16,48x + 25,54$$



**Figure III.14.** Schéma statique de tronçon 1

## Chapitre III : Étude des éléments secondaire.

$$T(0) = 25,54 \text{ KN}$$

$$T(3,60) = -33,79 \text{ KN}$$

$$M(0) = 0 \text{ KN.m}$$

$$M(3,60) = -14,85 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} T(max) = -33,79 \text{ KN} \\ M(max) = -14,85 \text{ KN.m} \end{cases}$$

### Tronçon 2:

$$0 \leq x \leq 1,55$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow x = 0$$

$$T(x) = -12,43x$$

$$M(x) = -6,215x^2$$

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

$$T(1,55) = -19,30 \text{ KN}$$

$$M(0) = 0 \text{ KN.m}$$

$$M(1,55) = -14,93 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} T(max) = -19,30 \text{ KN} \\ M(max) = -14,93 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M(1,55) = -14,93 \text{ KN.m}$$

### d) Calcul des moments réels :

Soit FPN; e = 20cm ; C=2cm. d=18 cm.

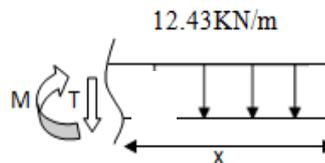


Figure III.15. Schéma statique de tronçon 2.

Tableau III.24. Résultats des ferrillages des volées pour tous les niveaux.

Zone	M <sub>u</sub> (KN.m)	μ <sub>bu</sub>	α	Z (m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	S <sub>t</sub> (cm)
Travée	14,42	0,0324	0,041	0,177	2,42	2,17	5HA12=5,65	20
Appui	8,485	0,0184	0,023	0,178	1,37	2,17	5HA10=3,93	20

$A_{cal} > A_{min}$  la condition est vérifiée, donc le ferrillage est satisfait.

### • Vérifications

#### ❖ Calcul à ELU

❖ Vérification de l'effort tranchant:  $V^{max} = -33,79 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{33,79 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18} = 0,187 \text{ MPa} \leq \tau^{adm} = \frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b} = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \text{verifiée}$$

## Chapitre III : Étude des éléments secondaire.

donc on a pas besoin des armateurs transversales.

### ➤ Calcul des armatures de répartition :

**Entravée :**  $A_{rt} \geq \frac{A_t}{4} = \frac{5.65t}{4} = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$  ; On choisit : 5HA8 =  
2,51 cm<sup>2</sup>/ml ; st = 20cm

**En appuis :**  $A_{ra} \geq \frac{A_a}{4} = \frac{3.93}{4} = 0,98 \text{ cm}^2/\text{ml}$  ; on choisit : 4HA8  
= 2,01 cm<sup>2</sup>/ml ; st = 25cm

### ➤ Vérification des espacements : les escaliers sont a l'abri des intempéries (FPN) donc :

#### • Sens principale :

**En travée :**  $S_t = 20\text{cm} \leq \min(3e, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$  .....vérifiée.

**En appuis :**  $S_t = 25\text{cm} \leq \min(3e, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$  .....vérifiée.

#### • Sens secondaire :

Armature de répartition :  $S_t = 25\text{cm} \leq \min(4e, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$ .....vérifiée.

### ❖ Calcul à l'ELS

#### ➤ Vérification des contraintes dans le béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma_b} = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}.$$

#### - moments réels :

##### • En travée

$$A_S = 5,65\text{cm}^2 ; M_{tser}^{max} = 12,70\text{KN.m} ; Y = 4,74\text{cm} ;$$

$$I = 18450,92 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{12,7 \times 4,74}{18450,92} \times 10^3 = 3,26\text{MPa} \leq \overline{\sigma_b} = 15\text{MPa}.....vérifiée$$

##### • En appui

$$A_S = 3,93\text{cm}^2 ; M_{a ser}^{max} = 7,50 \text{ KN.m} ; Y = 4,055\text{cm} ;$$

$$I = 13685,93\text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{7,50 \times 4,055}{13685,93} \times 10^3 = 2,22\text{MPa} \leq \overline{\sigma_b} = 15\text{MPa}.....vérifiée$$

#### ➤ Vérification de la flèche

## Chapitre III : Étude des éléments secondaire.

$$1. \frac{e}{l} \geq \max\left(-\frac{1}{16}; \frac{M'_x}{20 \times M_{0x}}\right) \Leftrightarrow \frac{0,2}{5,15} = 0,0388 < 0,0425 \Rightarrow \text{la condition n'est pas vérifiée}$$

La première condition n'est pas vérifiée donc la vérification de la flèche est nécessaire.

Pour une portée supérieure à 5m, la flèche admissible est :

$$f_{adm} = 0,5 + \frac{L}{1000} = \frac{548-30}{1000} = 10,015 \text{ cm.}$$

**Tableau III.25.** Évaluation de la flèche dans la partie de l'escalier.

Données (KN/m)			Moments (KN.m)		Contraintes(MPa)		Flèches(mm)	
	Volée	Palier						
<b>J</b>	7,83	5	<b>Mj</b>	6,006	<b>σstj</b>	64,74	<b>fji</b>	5,70
<b>G</b>	9,43	6,43	<b>Mg</b>	7,75	<b>σstg</b>	83,54	<b>fgi</b>	6,60
							<b>fgv</b>	9,36
<b>P</b>	11,93	8,93	<b>Mp</b>	10,73	<b>σstp</b>	115,67	<b>fpi</b>	7,54

Après le calcul, on trouve :  $f = 4,6 \text{ mm} < f^{adm} = 10 \text{ mm}$  ..... vérifiée.

.la conditions est verifiee

Soit en travée : 5HA12=5,65cm<sup>2</sup>/ml

donc:  $A_{rt} \geq \frac{A_t}{4} = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$  soit : 5HA8=2,51cm<sup>2</sup>/ml avec st=20cm.

Après calculs on trouve :

**Ferrailage final :**

**Tableau III.26.** Résultats de ferrailage final des volées pour tous les niveaux .

Zone	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	St (cm)	A <sub>rep</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	St (cm)
Travée	2,17	5HA12=5,65	20	5HA8=2,51	20
Appui	2,17	5HA10=3,93	20	4HA8=2,01	25

Schéma de ferrailage:

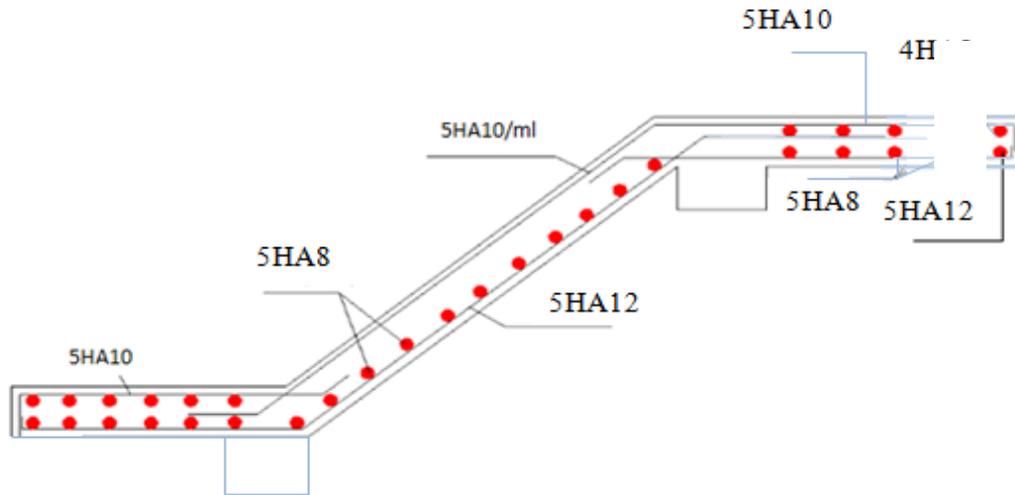


Figure III .16.Schéma de ferrailage de l'escalier.

### III.4.2. Étude de la Poutre palière :

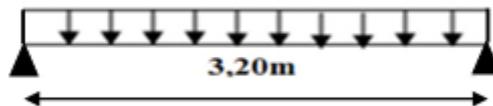


Figure III.17. Schéma statistique de la poutre palière.

#### Dimensionnement :

D'après la condition de la flèche définie par le BAEL 91 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 18\text{cm} \leq h \leq 27\text{cm} \end{array} \right.$$

#### Définition des charges :

La poutre palière est soumise à :

-Son poids propre :  $G_0=25*0.3*0.3=2.25\text{KN/m}$ .

-Charge transmise de la paillasse :  $\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU} = 53,08\text{KN}. \\ \text{ELS} = 38,30 \text{ KN}. \end{array} \right.$

## Chapitre III : Étude des éléments secondaire.

-Moment de torsion  $M_{tor}=M_A*\frac{l}{2}$  provoquer par la flexion de la pailleasse.

- **Calcule à la flexion simple :**

**Calcul des sollicitations :**

$$Q = \begin{cases} \text{ELU: } q_u = 1.35G_0 + R_{Au} = 56,12 \text{ KN/m.} \\ \text{ELS: } q_s = G_0 + R_{As} = 40,55 \text{ KN/m} \end{cases}$$

**Moments:**

$$\begin{cases} M_{0u} = \frac{q * l^2}{8} = 51,14 \text{ KN.m} \\ M_{tu} = 0.85 M_0 = 43,47 \text{ KN.m} \\ M_{au} = -0.5 M_0 = -25,57 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**Effort tranchants :**  $V_u = q_u * \frac{l}{2} = 75,76 \text{ KN}$

- **Ferraillage a l'ELU :** Les résultats de ferraillage sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau III.27.** Résultats de ferraillage de la poutre palière.

Position	M(KN.m)	$\mu_{bu}$	A	Z (m)	A <sub>cal</sub> Cm <sup>2</sup>	A <sub>min</sub> Cm <sup>2</sup>	A <sub>cal</sub> ≥ A <sub>min</sub>
En travée	43,47	0.13	0.13	0.2604	4,80	1.01	vérifier
En appuis	25,57	0.076	0.076	0.270	2,72	1.01	vérifier

**Contrainte de cisaillements en (FS) :**

$$\tau_u = \frac{v_{max}}{bd} = \frac{75,76 * 10^{-3}}{0.3 * 0.28} = 0.90 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = \frac{0.07 * f_c * 28}{1.5} = 1.17 \text{ Pa}$$

**Armatures transversales :**

On fixe  $St = 15 \text{ cm}$  et on calcul  $A_{tras}$

$$a) A_{tras} \geq \frac{0.4 * b * s}{f_e} \rightarrow A_{tras} \geq \frac{0.4 * 30 * 15}{400} \rightarrow A_{tras} \geq 0.45 \text{ cm}^2$$

$$b) A_{tras} \geq \frac{b * St * (\tau_u - 0.3 * f_{t28})}{0.9 * f_e} \rightarrow A_{tras} \geq \frac{30 * 15 * (0.90 - 0.3 * 2.10)}{0.9 * 400}$$

$$A_{tras} = \max(0.45 ; 0.34) \rightarrow A_{tras} = 0.45 \text{ cm}^2$$

- **Calcul a la torsion :**

**- Moments de torsion :**

## Chapitre III : Étude des éléments secondaire.

$$M_{tor} = M_A \cdot \frac{l}{2} = 7,50 \cdot (2,7/2) \rightarrow M_{tor} = -10,125 \text{ KN.m}$$

D'après le BAEL 91, dans le cas de la torsion réel ( $b \cdot h$ ) est remplacée par une moyen creux équivalente  $\Omega$  d'épaisseur ( $e = \frac{h}{6}$ ); car des expériences ont montré que le noyau d'une section plein ne joue aucun rôle dans l'état limite ultime de torsion.

$\phi = \min(b; h)$ ; diamètre de cercle pouvant être incluse dans la torsion.

$$- e = \frac{h}{6} = \frac{30}{6} \rightarrow e = 5 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \Omega = (b-e) \cdot (h-e) = 25 \cdot 25 \rightarrow \Omega = 625 \text{ cm}^2.$$

$$- U = 2 \cdot (b+h) = 2 \cdot (30+30) \rightarrow U = 120 \text{ cm} . \text{ (U : périmètre de la section de la poutre palière).}$$

➤ **Armature longitudinales :**

$$A_l^{tor} = \frac{U \cdot M_{tor}}{2 \cdot \Omega \cdot f_{st}} = \frac{10,125 \cdot 10^{-3} \cdot 1.2}{2 \cdot 0.0625 \cdot 348} = 2,79 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures transversales :**

$$\text{On fixe : } St = 15 \text{ cm} \rightarrow A_l^{tor} = \frac{St \cdot M_{tor}}{2 \cdot \Omega \cdot f_{st}} = \frac{10,125 \cdot 10^{-3} \cdot 0.15}{2 \cdot 0.0625 \cdot 348} = 0.35 \text{ cm}^2$$

➤ **Contrainte de cisaillement :**

$$\tau^{tor} = \frac{U \cdot M_{tor}}{2 \cdot \Omega \cdot e} = \frac{10,125 \cdot 10^{-3}}{2 \cdot 0.0625 \cdot 0.05} \rightarrow \tau^{tor} = 1,62 \text{ MPa}$$

• **Vérification de :**  $\tau_{total}^{tor} \leq \tau^{adm}$

$$\text{Avec : } \tau_{total}^{tor} = \sqrt{(\tau_{FS}^2 + \tau_{tor}^2)} = \sqrt{0,9^2 + 1,62^2} \Rightarrow \tau_{total}^{tor} = 1,85 \text{ MPa}$$

$$\text{FPN} \rightarrow \tau^{adm} = \min(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

Ce qui donne :  $\tau_{total}^{tor} < \tau^{adm}$  ..... Pas de risque par cisaillement.

❖ **Ferraillage globale :**

✓ **En travée :**  $A_{st} = A_{trns}^{fs} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 4,80 + (2,79/2) = 6,195 \text{ cm}^2$

Soit : 6HA12 = 6.79 cm<sup>2</sup>

✓ **En appuis :**  $A_{sa} = A_{app}^{fs} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 2,72 + (2,79/2) = 4,115 \text{ cm}^2$

Soit : 4HA12 = 4.52 cm<sup>2</sup>

❖ **Armature transversal :**  $A_{tran} = A_{tra}^{fs} + A_{tra}^{tor} = 0.45 + 0.35 = 0,80 \text{ cm}^2$

## Chapitre III : Étude des éléments secondaire.

Soit : 4HA8 (01 cadre +01 étrier)

❖ **Armature transversale a l'ELS :**

- **Vérification des contraintes :**  $q_s=40,55\text{KN/m}$

- **Moments:**  $M_{0s} = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{40,55 \cdot 2,7^2}{8} = 36,95\text{KN.m}$

$M_{ts} = 0,85M_0 = 0,85 \cdot 36,95 = 31,41\text{KN.m}$

$M_{as} = -0,5M_0 = -18,475\text{KN.m}$

La vérification des contraintes est présenter dans le tableau suivants :

**Tableau III.28.** vérification des contraintes à l'ELS.

Position	Mser KN.m	Y M	I Cm <sup>4</sup>	$\sigma_{bc}$ MPa	$\sigma_{bc}^{adm}$	$\sigma_{bc}^{adm} \leq \sigma_{bc}^{adm}$
En travée	31,41	6,602	56225,46	3,68	15	vérifier
En appuis	-18,475	5,52	39868,79	2,55	15	vérifier

- **Vérification de la flèche :**

1)  $h=30 \text{ cm} \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10M_0}\right) * l = 30\text{cm} < 22,95 \dots \text{Vérifiée}$

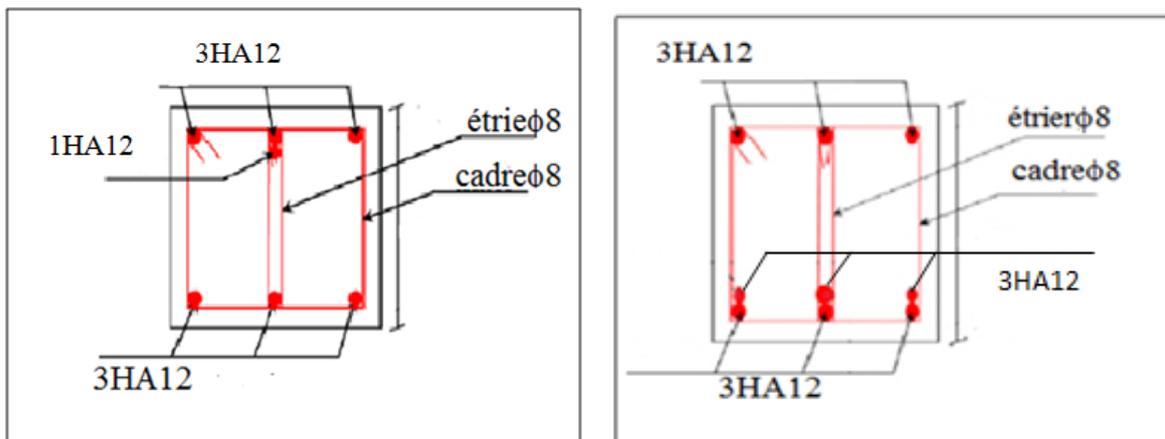
2)  $A=6,79 \text{ cm}^2 \leq \frac{4,2bd}{f_e} = 8,82\text{Cm}^2 \dots \text{vérifiée.}$

3)  $L= 2,70\text{m} < 8 \text{ m} \dots \text{vérifiée.}$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

En appuie

En travée



**Figure III.18.** Schéma de ferrailage de la poutre palière.

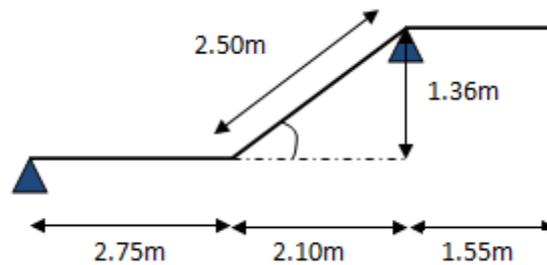
## Chapitre III : Étude des éléments secondaire.

### III.4.3.Type 2 : Escalier a trois volées.

H : la hauteur de palier .

L0 : longueur projetée de la volée.

Lv :longueur du palier de repos

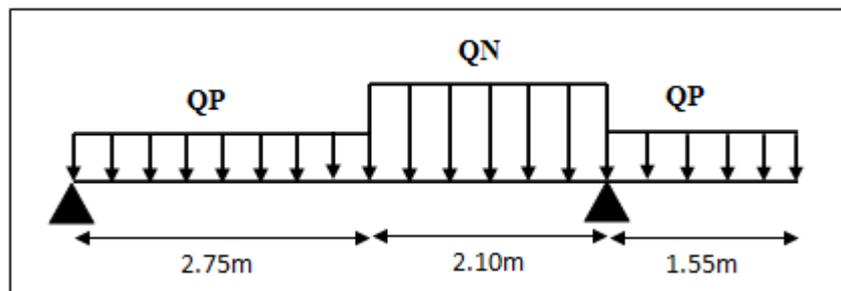


**Figure. III.19.** Schéma d'un escalier type 02.

**Tableau III.29.** Dimensionnement d'escalier.

H(m)	h(cm)	H	g(cm)	L <sub>0</sub> (m)	L <sub>p1</sub> (m)	L <sub>p2</sub> (m)	L <sub>v</sub> (m)	L(m)	X	E(cm)
1.36	17		30	2.10	2.75	1.55	2.5	5.25	32.92	20

#### ❖ Calcul des sollicitations :



**Figure III.20.** Schéma statique d'escalier.

#### ❖ Les charges :

$$\text{Volée: } \begin{cases} G_v = 9,43\text{KN/m}^2 \\ Q_v = 2,5\text{KN/m}^2 \end{cases} \quad \text{Palier: } \begin{cases} G_p = 6,43\text{KN/m}^2 \\ Q_p = 2,5\text{KN/m}^2 \end{cases}$$

#### a) Calcul du chargement qui revient sur l'escalier:

- Sur la volée :

$$\text{ELU : } q_v^u = 1,35 \times G_v + 1,5 \times Q_v = 16,48\text{KN/ml. ; ELS : } q_v^s = G_v + Q_v = 11,93\text{KN/ml.}$$

- Sur le palier:

$$\text{ELU : } q_p^u = 1,35 \times G_p + 1,5 \times Q_p = 12,43\text{KN/ml. ; ELS : } q_p^s = G_p + Q_p = 8,93\text{KN/ml}$$

## Chapitre III : Étude des éléments secondaire.

**b) Réaction d'appuis :** le calcul se fera par la méthode RDM.

$$\sum F_{/x} = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (q_v \times 2.1) + (q_p \times 2.75) + (q_p \times 1.55) = 88,06 \text{KN.}$$

$$\sum M_{/A} = 0 \Rightarrow \begin{cases} ELU: R_B = 59.15 \text{KN.} \\ ELS: R_B = 52.64 \text{KN.} \end{cases}$$

$$\sum M_{/B} = 0 \Rightarrow \begin{cases} ELU: R_A = 28.92 \text{KN.} \\ ELS: R_A = 20.81 \text{KN.} \end{cases}$$

❖ **Effort tranchant et moment fléchissant:**

✓ **Tronçon 1 :**

$$0 \leq x \leq 2,7 \quad ; \quad M(x) = -12,43 \frac{x^2}{2} + 28,92x$$

$$T(x) = -12,43x + 28,92$$

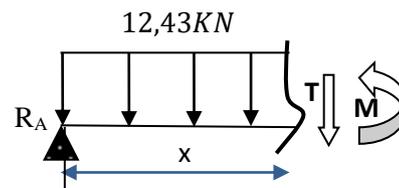
$$T(0) = 28,92 \text{ KN}$$

$$T(2,75) = 5,26 \text{ KN}$$

$$M(0) = 0 \text{ KN.m}$$

$$M(2,75) = 32,52 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} T(\max) = 28,92 \text{ KN} \\ M(\max) = 32,52 \text{ KN.m} \end{cases}$$



**Figure III. 21.** Schéma statique de tronçon 1.

**Tronçon 2:**

$$2.75 \leq x \leq 4,85$$

$$M(x) = -8.24 x^2 + 40.06 x - 15.31$$

$$T(x) = -16,48 x + 40,06 \text{ KN}$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow x = 2,48 \text{ KN}$$

$$T(2,75) = -5,26 \text{ KN.m}$$

$$T(4,85) = -39,87 \text{ KN.m}$$

$$M(2,75) = 32,54 \text{ KN.m}$$

$$M(4,85) = -14,84 \text{ KN.m}$$

$$M(2,75) = 33,35 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} T(\max) = -39,87 \text{ KN} \\ M(\max) = 33,36 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**Tronçon 3:**

$$0 \leq x \leq 1,55$$

$$M(x) = -12.43 x^2 + x^2/2$$

$$T(x) = -12,43 x \text{ KN}$$

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

## Chapitre III : Étude des éléments secondaire.

$$T(1,55) = -19,27 \text{ KN.m} \quad \begin{cases} T(\max) = -19,27 \text{ KN} \\ M(\max) = -14,93 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M(0) = 0 \text{ KN.m}$$

$$M(1,55) = -14,93 \text{ KN.m}$$

On trouve :  $M^{\max}(2,487) = 33,36 \text{ KN.m}$  ;  $V^{\max} = R_B = 59,15 \text{ KN}$ .

### ❖ Calcul des moments réels :

$$M_t^{\max} = 0,85 \times 33,36 = 28,36 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_a^{\max} = -0,5 \times 33,36 = -16,68 \text{ KN.m}$$

**ELS** : on appliquant la méthode des sections de la même manière qu'à L'ELU on aura :

$$M_{0\text{ ser}}^{\max} = (2,487) = 24,07 \text{ KN.m}$$

### ❖ Moments réels :

$$M_{t\text{ ser}}^{\max} = 0,85 \times 24,07 = 20,45 \text{ KN.m}$$

$$M_{a\text{ ser}}^{\max} = 0,5 \times 24,07 = 12,03 \text{ KN.m}$$

### ❖ Ferrailage

Le ferrailage se fera en flexion simple pour une section  $(b \times h) = (100 \times 20) \text{ cm}^2$ .

Soit FPN;  $e = 20 \text{ cm}$  ;  $C = 2 \text{ cm}$ .  $d = 18 \text{ cm}$ .

**Tableau III.30.** Résultats des ferrillages des escaliers type2.

Zone	$M_u$ (KN.m)	$\mu_{bu}$	A	Z (m)	$A_{cal}$ ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	$A_{min}$ ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	$A_{adoptée}$ ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	$S_t$ (cm)
Travée	28,36	0,062	0,080	0,174	4,68	2,17	5HA12=5,65	20
Appui	16,68	0,036	0,046	0,176	2,72	2,17	5HA10=3,93	25

### ➤ Armatures de repartition :

**En travée** :  $A_{rt} \geq \frac{A_t}{4} = 1,4 \text{ cm}^2/\text{ml}$  ; On choisit : 4HA8=2,01  $\text{cm}^2/\text{ml}$  ;  $S_t = 25 \text{ cm}$

**En appuis** :  $A_{ra} \geq \frac{A_a}{4} = 0,98 \text{ cm}^2/\text{ml}$  ; On choisit : 4HA8=2,01  $\text{cm}^2/\text{ml}$  ;  $S_t = 25 \text{ cm}$

### • Vérifications

#### ❖ Calcul à ELU

➤ **Vérification de l'effort tranchant**:  $V^{\max} = 59,15 \text{ KN}$ .

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{59,15 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18} = 0,32 \text{ MPa} \leq \tau^{\text{adm}} = \frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b} = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \text{verifiée}$$

Donc on'a pas besoin des armatures transversales.

**Vérification des espacements** : les escaliers sont a l'abri des intempéries (FPN) donc :

## Chapitre III : Étude des éléments secondaire.

### a) Sens principale :

En travée :  $S_t = 20\text{cm} \leq \min(3e, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$  .....vérifiée.

En appuis :  $S_t = 20\text{cm} \leq \min(3e, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$  .....vérifiée.

### a) Sens secondaire :

Armature de répartition :  $S_t = 25\text{cm} \leq \min(4e, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$ .....vérifiée.

### ❖ Calcul à l'ELS :

#### ➤ Vérification des contraintes dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}.$$

#### • En travée :

$$A_S = 5,65\text{cm}^2 ; M_{t_{ser}}^{max} = 20,45\text{KN.m} ; Y = 4,741\text{cm} ;$$

$$I = 18464,53\text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{20,45 \times 4,741}{18464,53} \times 10^3 = 5,25\text{MPa} \leq \overline{\sigma}_b = 15\text{MPa}.....vérifiée$$

#### • En appui :

$$A_S = 3,93\text{cm}^2 ; M_{a_{ser}}^{max} = -12,03\text{KN.m} ; Y = 4,055\text{cm} ;$$

$$I = 13700,08\text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{12,03 \times 4,055}{13700,08} \times 10^3 = 3,56\text{MPa} \leq \overline{\sigma}_b = 15\text{MPa}.....vérifier$$

#### ➤ Vérification de la flèche :

$$1) 1 - e \geq \max\left(\frac{1}{16} ; \frac{M_x^t}{20M_{0x}}\right) \times l \leftrightarrow e = 20\text{cm} < 0.4 \dots\dots\dots\text{non vérifier.}$$

La première condition n'est pas vérifiée donc la vérification de la flèche est nécessaire.

Pour une portée supérieure à 5m, la flèche admissible est :

$$f_{adm} = 0,5 + \frac{L}{1000} = \frac{6400}{1000} + 5 = 11,4\text{mm}.$$

## Chapitre III : Étude des éléments secondaire.

➤ Vérification de la flèche :

**Tableau III.31.**Évaluation de la flèche dans la partie de l'escalier.

Données (KN/m)			Moments (KN.m)		Contraintes(MPa)		Flèches(mm)	
	Volée	Palier						
<b>J</b>	7,83	5	<b>M<sub>j</sub></b>	12,48	<b>σ<sub>stj</sub></b>	146,89	<b>f<sub>ji</sub></b>	2,73
<b>G</b>	9,43	6,43	<b>M<sub>g</sub></b>	18,20	<b>σ<sub>stg</sub></b>	214,17	<b>f<sub>gi</sub></b>	7,4
							<b>f<sub>gv</sub></b>	14,15
<b>P</b>	11,93	8,93	<b>M<sub>p</sub></b>	24	<b>σ<sub>stp</sub></b>	282,48	<b>f<sub>pi</sub></b>	13,15

Après le calcul, on trouve :  $f = 17,17\text{mm} > f^{adm} = 11,4\text{ mm}$  .....non vérifiée.

➤ **Solution** : on augmente la section de ferrailage pour la travée.

Soit en travée : 5HA14=07,70cm<sup>2</sup>/ml

donc :  $A_{rt} \geq \frac{A_t}{4} = 1,925\text{ cm}^2/\text{ml}$  soit : 4HA10=3,14cm<sup>2</sup>/ml avec st=25cm.

Après calculs on trouve :

$f = 10,98\text{mm} < f^{adm} = 11,4\text{ mm}$  ..... C'est vérifié.

**Tableau III.32.**Résultats de ferrailage final des volées pour l'escalier type2.

Zone	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	S <sub>t</sub> (cm)	A <sub>rep</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	S <sub>t</sub> (cm)
Travée	2,17	5HA14=7,70	20	4HA10=3,14	25
Appui	2,17	5HA10=3,93	25	4HA8=2,01	25

## Chapitre III : Étude des éléments secondaire.

Schéma de ferrailage:

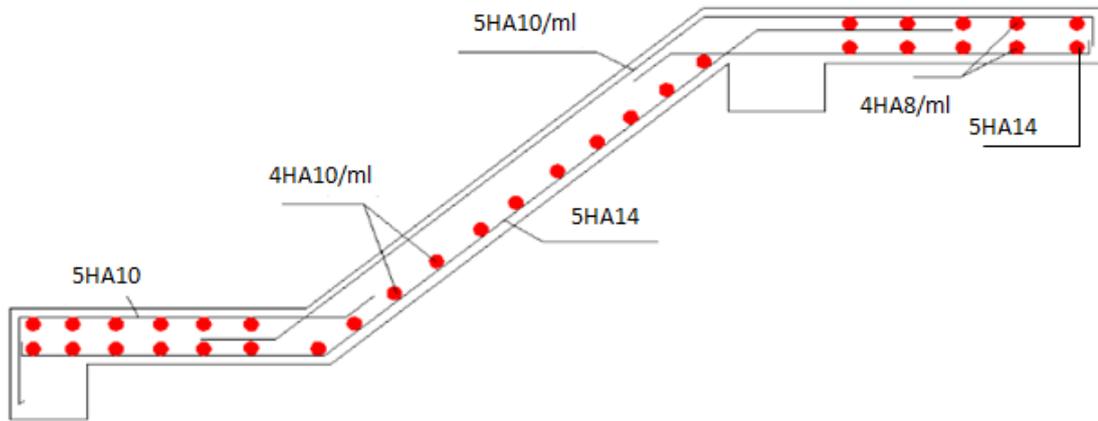


Figure.III.22.Schéma de ferrailage de l'escalier.

III.4.4. Etude de la poutre brisée :

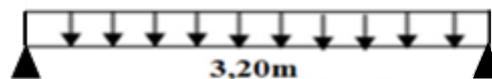


Figure III.23.Schéma statique de la poutre brisée.

9.1. Dimensionnement :

D'après la condition de flèche définie par leBAEL91

$$\frac{l}{15} < H < \frac{l}{10} \leftrightarrow 20 \text{ cm} < H < 28 \text{ cm}$$

➤ Exigences du RPA99/2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30\text{cm} \\ b \geq 20\text{cm} \\ h/b < 4 \end{array} \right. ; \text{ Donc on prend : } b = h = 30\text{cm}$$

➤ Définition des charges

La poutre palière est soumise à :

- Son poids propre :  $g_0 = 0,3 \times 0,3 \times 25 = 2,25 \text{ KN/m}$

- La charge transmise par l'escalier (palier + volée) :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } R_{Bu} = 59,15 \text{ KN} \\ \text{ELS : } R_{Bs} = 42,64 \text{ KN} \end{array} \right.$$

- Moment de torsion :  $M_{\text{tor}} = M_b \times l/2$  : provoqué par la flexion de l'escalier (palier + volée).

## Chapitre III : Étude des éléments secondaire.

➤ Calcul à la flexion simple :

➤ Calcul des sollicitations :

ELU:  $q_u = 1.35 g_o + R_{Bu} = 62,75 \text{KN/m}$ .

ELS :  $q_s = g_o + R_{Bs} = 44,89 \text{KN/m}$

$$\text{Moments : } M_{ou} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{56.12 * (2.7)^2}{8} = 43.99 \text{ KN/m} \quad \left\{ \begin{array}{l} M_{tu} = 0.85 M_o = 37.39 \text{KN/m.} \\ M_{au} = -0.5 M_o = -21.99 \text{KN/m.} \end{array} \right.$$

**Ferraillage à l'ELU :** Les résultats de ferraillage sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau III.33.** Résultats de ferraillage de la poutre brézé (en F.S).

Position	M(KN/m)	Pivot	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A^{cal} \geq A^{min}$
<b>Travée</b>	52,27	A	0,156	0,213	0,256	5,87	1,01	Vérifiée
<b>Appui</b>	30,75	A	0,092	0,121	0,266	3,32	1,01	Vérifiée

➤ **Contrainte de cisaillement en flexion simple :**

$$\tau_u = \frac{v^{\max}}{b \times d} = \frac{87,85 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,28} = 1,05 \text{MPa}$$

**Armatures transversales :**

On fixe  $St = 15 \text{ cm}$  et on calcul  $A_{trans}$

$$-A_{trans} \geq \frac{0,4 \times st \times b}{f_e} \rightarrow A_{trans} \geq 0,45 \text{ cm}^2$$

$$-A_{trans} \geq \frac{st \times b (\tau_u - 0,3 f_{t28})}{0,9 f_e} \rightarrow A_{trans} \geq 0,53 \text{ cm}^2$$

$$A_{trans} = \max (0,45 \text{ cm}^2, 0,53 \text{ cm}^2) \quad \text{donc on prend ; } A_{trans} = 0,53 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul à la torsion :**

**Moment de torsion :**

$$A_{tor} = - M_B \times l/2 = -16,68 \times 28/2 = -23,35 \text{ KN.m}$$

- Avec  $M_B$  : Moment en appui (B) obtenu lors du calcul de la partie AB de l'escalier (Type 2).

Dans le cas de la torsion, la section réelle ( $b \times h$ ) est remplacée par une section creuse Equivalente  $\Omega$  d'épaisseur ( $e = \phi/6$ ) ; car des expériences ont montrés que le noyau d'une section pleine ne joue aucun rôle dans l'état limite ultime de torsion.

## Chapitre III : Étude des éléments secondaire.

$\emptyset = \min(b, h)$  : Diamètre du cercle pouvant être inclus dans la section  $(b \times h)$ .

$$e = \frac{h}{6} = 5 \text{ cm} \rightarrow \Omega = (b \times h) \times (h - e) = 625 \text{ cm}^2.$$

$$U = 2(b + h) = 120 \text{ cm}:$$

U : périmètre de la section de la poutre palière.

### ➤ Armatures longitudinales :

$$A_l^{tor} = \frac{U * M_{tor}}{2 \Omega f_{st}} = \frac{23.35 * 10^{-3} * 1.2}{2 * 0.0625 * 348} = 6.44 \text{ cm}^2$$

### ➤ Armatures transversales :

On fixe :  $St = 15 \text{ cm}$

$$A_p^{tor} = \frac{St * M_{tor}}{2 \Omega f_{st}} = \frac{23.35 * 10^{-3} * 0.15}{2 * 0.0625 * 348} = 0.81 \text{ cm}^2$$

### ➤ Contrainte de cisaillement :

$$\tau^{tor} = \frac{M_{tor}}{2 \Omega e} = \frac{23.35 * 10^{-3}}{2 * 0.0625 * 0.05} = 3.07 \text{ cm}^2$$

Vérification de :  $\tau_{total}^{tor} \leq \tau^{adm}$

$$\text{Avec : } \tau_{total}^{tor} = \sqrt{(\tau^{fs2})^2 + (\tau_{tor}^2)} = \sqrt{1.05^2 + 3.73^2}$$

$$\Rightarrow \tau_{total}^{tor} = 3.24 \text{ MPa}$$

$$\text{FPN} \rightarrow \tau^{adm} = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

Ce qui donne :  $\tau_{total}^{tor} < \tau^{adm}$  ..... Pas de risque de rupture par cisaillement.

### ➤ Ferrailage globale :

En travée :

$$A_{st} = A_{trav}^{fs} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 5.87 + (6.44/2) = 9.09 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 6\text{HA}14 = 9.24 \text{ cm}^2$$

$$\text{En appuis : } A_{sa} = A_{app}^{fs} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 3.32 + (6.44/2) = 6.54 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 3\text{HA}14 + 3\text{HA}10 = 6.98 \text{ cm}^2$$

### ➤ Vérification à l'ELS

## Chapitre III : Étude des éléments secondaire.

- Vérification des contraintes :

$$\text{Moments: } M_{0s} = \frac{q_s l^2}{8} = 43.99 \text{ KN.m} \rightarrow \begin{cases} M_{tu} = 0.85 M_0 = 37.39 \text{ KN.m} \\ M_{au} = -0.5 M_0 = -21.99 \text{ KN.m} \end{cases}$$

La vérification des contraintes est présentée dans le tableau suivants :

**Tableau III.34.** vérification des contraintes à l'ELS.

Position	Mser (KN.m)	Y (cm)	I (Cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc}^{adm}$ (MPa)	$\sigma_{bc}^{adm} \leq \sigma_{bc}^{adm}$ (MPa)
En travée	37.39	13.95	54521.08	9.57	15	vérifier
En appuis	-21.99	10.87	43583.63	5.48	15	vérifier

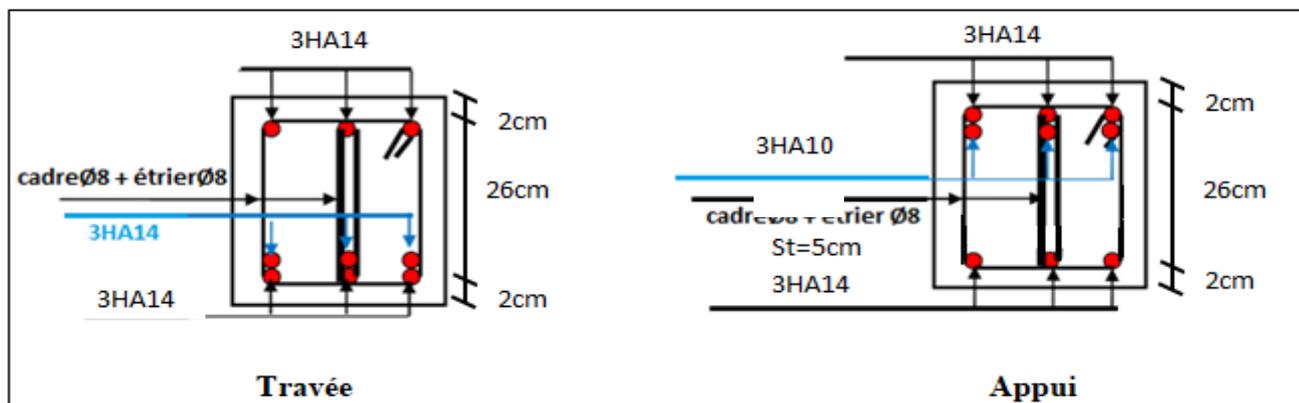
- Vérification de la flèche :

La flèche est à vérifier si les conditions suivantes ne sont pas observées :

1)  $h \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10M_0}\right) * l \leftrightarrow h = 30 \text{ cm} > 23,8 \text{ cm} \dots\dots\dots$  Vérifiée

2)  $A = 6.79 \text{ cm}^2 \leq \frac{4.2bd}{f_e} = 8.82 \text{ cm}^2 \dots\dots$  vérifiée.

**Schéma de ferrailage :**



**Figure III.24.** Schéma de ferrailage de la poutre brisée.

## Chapitre III : Étude des éléments secondaire.

### III.5. Ferrailage de l'acrotère :

#### Calcul a l'ELU :

On calcule les armatures à l'ELU, puis on effectuera la vérification à l'ELS.

$h/6 < e_0 \Rightarrow$  La section est partiellement comprimée et  $e_0$  en dehors de la section, donc le calcul se fait par assimilation a la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif  $M_F$  rapporte au centre de gravité des armatures tendues.

$$M_F = M_u + N_u(d - \frac{h}{2}) = 1,56 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{f_{bu} * b * d^2} = 0,00762 < \mu_l = 0,3916$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 * 0,00762}) = 0,0095$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,18(1 - 0,4 * 0,0095) = 0,119 \text{ m}$$

$$A_l = A_t = \frac{M_{ua}}{Z * f_{st}}$$

$$A_l = \frac{1,56 * 10^{-3}}{0,119 * 348} = 0,38 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_l - \frac{N_u}{f_{st}} = 0,27 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

#### ✓ Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A}{4} = 0,07 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

#### ✓ Choix des armatures :

Sens principal :  $A = 1,36 \text{ cm}^2/\text{ml}$  On prend 4HA8 = 2,01  $\text{cm}^2/\text{ml}$

Sens secondaire :  $A_r = 0,50 \text{ cm}^2/\text{ml}$  On prend 4HA8 = 2.01  $\text{cm}^2/\text{ml}$

#### ✓ Calcul des espacements :

Sens principal :  $S_t \leq 100/4 = 25 \text{ cm}$

Sens secondaire :  $S_t \leq 100/4 = 25 \text{ cm}$

## Chapitre III : Étude des éléments secondaire.

### III.5.4. Vérification a l'ELU et a l'ELS :

#### ✓ Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0,23 * b * d * f_{t2u8}}{f_e} = \frac{0,23 * 1 * 0,12 * 2,1}{400} = 0,27 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,27 \text{ cm}^2 < A_s \Rightarrow \text{ferraillage avec } A_s$$

$$\text{On prend : } A_s = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

#### ✓ Vérification au cisaillement :

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

Situation accidentelle :

$$V_u = Q + F_p = 1 + 1,26 = 2,26 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 * d} = \frac{2,26 * 10^{-3}}{1 * 0,8} = 0,028 \text{ Mpa}$$

$$\tau^{adm} = \min(0,1 f_{c28}; 4 \text{ Mpa}) = 2,25 \text{ Mpa}$$

$$\Rightarrow \tau_u < \tau^{adm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

#### ✓ Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser} * Y}{\mu_l}$$

$$\text{Calcul de Y : } Y = Y_c + C$$

$$C = e_G - \frac{h}{2} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} - \frac{h}{2} = 0,229 - 0,075 = 0,154 \text{ m (avec } C < 0 \text{ et } Y_c > 0)$$

$$Y_c^3 + P * Y_c + q = 0 \dots\dots\dots (1)$$

$$P = \frac{-3C^2 - (90A')}{b(c - d') + (90A)/b(d - c)} = -0,0085 \text{ m}^2$$

$$q = \frac{-2C^2 - (90A')}{b(c - d')^2 + (90A)/b(c - d')^2} = -0,065 \text{ m}^2$$

En remplaçant (P) et (q) dans (1) on aura :  $Y_c = 0,314 \rightarrow y = 0,1614 \text{ m}$

$$\mu_l = \left(\frac{b * Y^2}{2}\right) - 15A(d - Y) = 0,0135 \text{ m}^3$$

$$\sigma_{bc} = 0,0313 \text{ Mpa} < \sigma_{bc}^{adm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

## Chapitre III : Étude des éléments secondaire.

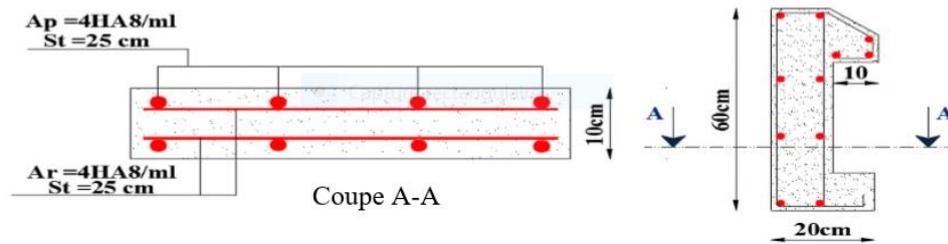


Figure III.25. Schéma de ferrailage de l'acrotère.

### III.6. Étude de l'ascenseur :

#### III.5.1. Définition :

L'ascenseur est un dispositif assurant le déplacement en hauteur des personnes dans le bâtiment à niveaux multiples

#### III.6.2. Les caractéristiques :

$P_m = 15 \text{ KN}$  : Charge due à la salle de machine.

$D_m = 82 \text{ KN}$  : Charge due au poids propre de l'ascenseur.

$F_c = 102 \text{ KN}$  : Charge due à la rupture des câbles.

$L$  : Longueur de l'ascenseur = 2.40 m.

$l$  : Largeur de l'ascenseur = 1.85 m.

$V = 1.00 \text{ m/s}$  : Vitesse de levage.

$P_p = 6.3 \text{ KN}$  : La charge nominale.

$S = 4.44 \text{ m}$ .

#### III.6.3. Dalle de salle machine :

#### Évaluation des charges et surcharges :

$G_1$  : poids de la dalle en béton armée

$G_2$  : poids de revêtement en béton

$$G_1 : 25 * 0.20 = 5 \text{ KN/m}^2$$

$$G_2 = 25 * 0.05 = 1.25 \text{ KN/m}^2$$

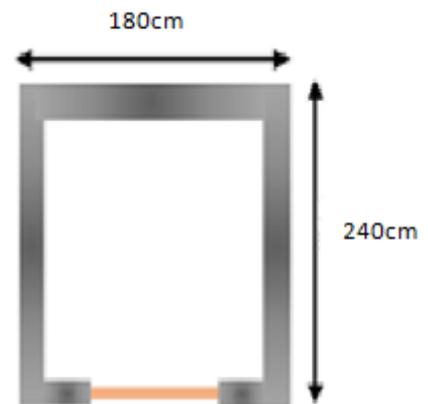


Figure III.26. Coupe transversal d'ascenseur.

## Chapitre III : Étude des éléments secondaire.

$$G' = 1.25 + 5 = 6,25 \text{ KN/m}^2$$

**Poids de la cuvette (la réaction) :**

$$G'_{\text{cuvette}} = \frac{Fc}{S} = \frac{102}{4.44} = 22.97 \text{ KN/m}^2$$

$$G_t = G' + G_{\text{cuvette}} = 6,25 + 22.97 = 29.22 \text{ KN/m}^2$$

La charge d'exploitation d'après l'article (7.4 DTR BC 2-2 partie IV charge d'exploitation)

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

- **Combinaison des charges :**

$$\text{à l'ELU : } q_u = 1.35 G_t + 1.5Q = 10.95 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{à l'ELS : } q_s = G_t + Q = 30.22 \text{ KN/m}^2$$

- **Calcul des sollicitations :**

Cas d'une charge répartie

**Calcul des moments :**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.77 > 0.4 \text{ la dalle travaille dans les deux (02) sens}$$

**ELU :**

$$\rho = 0.77 \quad \begin{cases} \mu_x = 0.0598 \\ \mu_y = 0.542 \end{cases}$$

$$M_0^x = \mu_x * q_u * l_x^2 = 0.0598 * 40.95 * (1.85)^2 = 8,38 \text{ KN.m}$$

$$M_0^y = \mu_y * M_0^x = 4.54 \text{ KN.m}$$

**ELS :**

$$\rho = 0.77 \quad \begin{cases} \mu_x = 0.0663 \\ \mu_y = 0.670 \end{cases}$$

$$M_0^x = \mu_x * q_u * l_x^2 = 0.0663 * 30.22 * (1.85)^2 = 6,86 \text{ KN.m}$$

$$M_0^y = \mu_y * M_0^x = 0.0670 * 6.86 = 4.60 \text{ KN.m}$$

**Les moments en travée :**

**l'ELU :**

$$M_t^x = 0.85 M_0^x = 7.123 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 M_0^y = 3.86 \text{ KN.m}$$

**Le moment en appui :**

## Chapitre III : Étude des éléments secondaire.

$$M_a^x = -0.3M_0^x = -2.51 \text{ KN.m}$$

$$M_a^y = -0.3M_0^y = -1.36 \text{ KN.m}$$

### Calcul du ferrailage :

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur et 20 cm d'épaisseur a la flexion simple avec  $d=18\text{cm}$ .

**Tableau III.35.** Calcul de la section de ferrailage de la dalle d'ascenseur.

Position	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	A	Z (m)	$A^{cal}$ (Cm <sup>2</sup> )	$A^{min}$ (Cm <sup>2</sup> )	$A^{adop}$ (Cm <sup>2</sup> )	St (cm)
Travée xx	7.123	0.01548	0.019	0.1786	1.15	1.784	4HA8=2.01	25
Travée yy	3.86	0.00839	0.011	0.01792	0.62	1.60	4HA8=2.01	25
Appui	2.51	0.00545	0.0068	0.1795	0.40	1.784	4HA8=2.01	25

- **Vérification a l'ELU :**

✓ **Vérification de la condition de non fragilité pour  $h>12\text{cm}$  et  $\rho>0.4$**

**En travée : Sens xx :**  $A_x \geq \rho_o \left( \frac{3-p}{2} \right) bh$ .

$$\Rightarrow A_x = 1.15 \leq \rho_o \left( \frac{3-p}{2} \right) bh = 0.0008 \times \left( \frac{3-0.77}{2} \right) \times 100 \times 20 = 1.784 \text{ cm}^2$$

**Sens yy :**  $A_y \leq \rho_o \times b h \Rightarrow A_y = 0.62 \text{ cm}^2 \leq \rho_o \times b h = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.6 \text{ cm}^2$

**En Appui :**  $A_x \leq \rho_o \left( \frac{3-p}{2} \right) bh$

$$\Rightarrow A_x = 0.39 \text{ cm}^2 \leq \rho_o \left( \frac{3-p}{2} \right) bh = 0.0008 \times \left( \frac{3-0.77}{2} \right) \times 100 \times 20 = 1.78 \text{ cm}^2$$

Calculs des espacement :

Selon x :  $st \leq \min (2^\circ, 25 \text{ cm}) \rightarrow st \leq 25$  en adopte ;  $st = 25$  .

Selon y :  $st \leq \min (2^\circ, 25 \text{ cm}) \rightarrow st \leq 25$  en adopte ;  $st = 25$  .

### Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{bd} \leq \tau_u^{adm} = \frac{f_{c28} - 0.77}{2} = 1.17 \text{ Mpa}$$

### Vérification a l'ELS :

Calculs des moments corrigés (réel) :

## Chapitre III : Étude des éléments secondaire.

$$M_t^x = 0.85 \times 6.86 = 5,83 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 \times 4.60 = 3,91 \text{ KN.m}$$

$$M_a^x = 0.3 \times 6.86 = 2,058 \text{ KN.m}$$

### Vérification des contraintes :

**Tableau III.36.** Vérification des contraintes à L' ELS.

Position		Ms (KN.m)	As ( cm <sup>2</sup> )	Y	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (Mpa)	$\sigma^{adm}$ (Mpa)	Obs
Travée	x-x	7,123	2,01	3,0068	7683,73	3,79	15	Vérifier
	y-y	3,86	2,01	3,0068	7683,73	1,51	15	Vérifier
Appuis	X=y	2,51	2,01	3,0068	7683,73	0,098	15	Vérifier

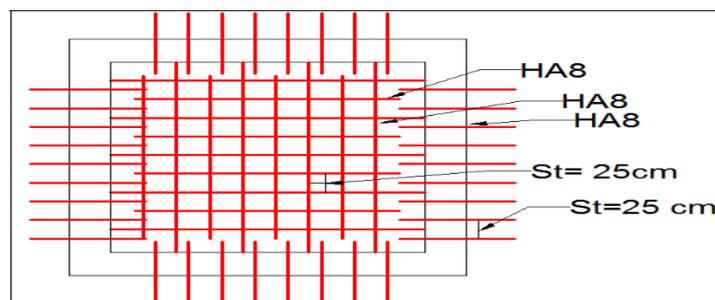
Vérification des contraintes d'acier : on a .F.P.r donc la vérification des contraintes d'acier n'est pas nécessaire.

▪ **État limite de déformation (la flèche) :**

$$1 / \frac{h}{l_x} \geq \max \left( \frac{3}{80} ; \frac{M_x^t}{20 M_0^x} \right) * 1 \Rightarrow 0,11 \geq 0,052 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$2 / \frac{A}{b.d} \geq \frac{2}{f_e} \Rightarrow 0,0011 \geq 0,005 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire .

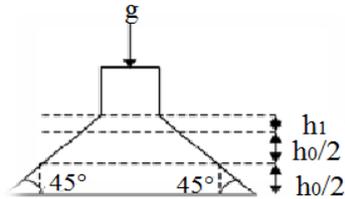


**Figure III.27.** Schéma de ferrailage de la dalle d'ascenseur.

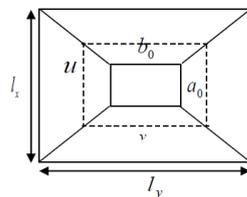
## Chapitre III : Étude des éléments secondaire.

### III. 6.4. Dalle au dessous de l'ascenseur :

La charge concentrée  $g$  est appliquée sur la surface  $a_0 \cdot b_0$  de la dalle, elle agit uniformément sur un air  $U \cdot V$  située sur le plan moyen de la dalle comme elle montre la figure suivante .



**Figure III.28.** Calcul du périmètre au niveau de la feuille moyenne.



**Figure III.29.** Schéma représentant la surface d'impact.

#### ❖ Calcul de rectangle d'impact ( $U \cdot V$ ) :

$$\left\{ \begin{array}{l} U = a_0 + h_0 + 2\xi \cdot h_1 \\ V = b_0 + h_0 + 2 \xi \cdot h_1 \end{array} \right. \quad \text{BAEL 91/99}$$

$a_0 \cdot b_0$  : surface sur laquelle s'applique la charge donnée en fonction de la vitesse

On a une vitesse  $V = 1 \text{ m/s}$

$$a_0 = 80 \text{ cm}$$

$$b_0 = 80 \text{ cm}$$

$$h_1 = 5 \text{ cm (épaisseur du revêtement sur la dalle)}$$

$$h_0 = 20 \text{ cm (épaisseur de la dalle en béton)}$$

$\Psi$  : Coefficient qui dépend de type de revêtement qui égale à 0.75 si le revêtement est moins résistant

a) si le revêtement est en béton, ce qui est le cas pour cette dalle

## Chapitre III : Étude des éléments secondaire.

Donc :

$$\begin{cases} U=80+20+2*1*5=1.10 \text{ m} \\ V=80+20+2*1*5=1.10 \text{ m} \end{cases}$$

### ❖ Calculs des moments :

$M_1^x$  et  $M_1^y$  de système de levage on a un chargement concentré centré

$$\begin{aligned} M_x &= p_u * (M_1 + \nu M_2) \\ M_y &= p_u * (M_2 + \nu M_1) \end{aligned} \quad \text{Avec } \nu : \text{ coefficient de poisson} \Rightarrow \begin{cases} \nu=0 \rightarrow \text{ELU} \\ \nu=0.2 \rightarrow \text{ELSE} \end{cases}$$

On utilisant les tables BAEL (annexe) , on tire les coefficients  $M_1$  et  $M_2$  en fonction de  $U/l_x, V/l_y$  et  $P$ .

$$P = \frac{l_x}{l_y} = 0.77, \quad \frac{U}{l_x} = 110/185 = 0.59, \quad \frac{V}{l_y} = 110/250 = 0.46$$

Soit :  $M_1 = 0.068 \text{ KN.m}$  et  $M_2 = 0.05 \text{ KN.m}$

$$Q_u = 1.35p = 1.35 \times 102 = 137.7 \text{ KN}$$

$$M_1^x = Q_u * M_1 = 137.7 * 0.068 = 9.36 \text{ KN.m}$$

$$M_1^y = Q_u * M_2 = 137.7 * 0.054 = 7.43 \text{ KN.m}$$

$M_1^x$  et  $M_1^y$  du aux poids propre de la dalle :

$$\begin{aligned} M_2^x &= \mu_x * q * l_x^2 \\ M_2^y &= \mu_y * M_2^x \end{aligned} \quad \text{Avec : } \begin{cases} \mu_x = 0.0598 \\ \mu_y = 0.542 \end{cases}$$

$$q_u = 1.35 * 6.25 + 1.5 * 1 = 9.94 \text{ KN.m}$$

$$M_2^x = 0.0598 * 9.94 * (1.85)^2 = 2.03 \text{ KN.m}$$

$$M_2^y = 1.10 \text{ KN.m}$$

❖ **La superposition des moments donnés :** Les moments agissants sur la dalle sont :

$$M_x = M_1^x + M_2^x = 9.36 + 2.03 = 11.39 \text{ kN.m}$$

$$M_y = M_1^y + M_2^y = 7.43 + 1.1 = 8.53 \text{ KN.m}$$

### ❖ Ferrailage :

Le ferrailage se fait pour une longueur unité avec :

## Chapitre III : Étude des éléments secondaire.

➤ **En travée :**

$$M_{tx}=0.85M_{0x}=9.68 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty}=0.85M_{0y}=7.25 \text{ KN.m}$$

➤ **En appuis :**

$$M_{ax}=M_{ay}=-0.3M_{0x}=-2.66 \text{ KN.m}$$

b) ferrailage se fera pour une bande de 1m de longueur et en prenant  $d=13\text{cm}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III.37 .Calculs des ferrailages (Ascenseur).**

Position	sens	$M_{elu}(\text{KN.m})$	$\mu_{bu}$	A	Z (m)	$A_t$ $\text{Cm}^2/\text{ml}$	$A_{min}$ $\text{Cm}^2$	$A_{choisit}$ $\text{Cm}^2/\text{ml}$	St
En travée	xx	7.54	0.036	0.0469	0.117	1.84	1.2	4HA8=2.01	25
	yy	5.9	0.0288	0.0366	0.118	1.43	1.2	4HA8=2.01	25
En appuis	xx et yy	2.66	0.013	0.0163	0.119	0.64	1.449	4HA8=2.01	25

**c)Vérification a L'ELS :**

**Vérification au poinçonnement:**

C'est la vérification de la déformation de la dalle sous la charge concentrée au point d'application de la charge

$$Q_u < 0.045 * U_c * h * \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \text{ Avec :}$$

$Q_u$  : charge de calcul à l'état limite

$h$  : épaisseur de la dalle

$U_c$  : périmètre du rectangle d'impact

$$U_c = 2 * (U * V) = 2 * (105 + 105)$$

$$U_c = 410 \text{ cm}$$

$$P_u = 137.7 \quad \gamma_b = 1.5$$

$$P_u = 137.7 \leq 0.04 U_c * h * \frac{f_{c28}}{\gamma_b} * 1000 = 461.25 \quad \text{pas de risque de poinçonnement .}$$

**Calcul a L'ELS :**

$$Q_{ser} = 102 \text{ KN}$$

## Chapitre III : Étude des éléments secondaire.

Moment engendré par le système de levage :

$$\begin{array}{l} V=0.2 \\ \rho=1 \end{array} \quad \left\{ \begin{array}{l} \mu_x=0.0441 \\ \mu_y=1 \end{array} \right.$$

**Calcul des moments corrigés (réel) :**

$$M_1^x = (M_1 + \nu M_2) * q(U * V)$$

$$M_1^y = (M_2 + \nu M_1) * q(U * V)$$

$$M_1^x = (0.061 + 0.2 * 0.047) * 102 * (1.05)^2$$

$$M_1^y = (0.047 + 0.2 * 0.061) * 102 * (1.05)$$

$$M_1^x = 7.916 \text{ KN.m}$$

$$M_1^y = 6.657 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 0.85 * 7.916 = 6.728 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 * 6.657 = 5.658 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0.3 * 7.916 = -2.374 \text{ KN.m}$$

Moment du au poids propre de la dalle :

$$Q_{ser} = 5 + 1 = 6 \text{ KN/m}^2$$

$$M_2^x = 0.061 * 6 * (1.25)^2$$

$$M_2^y = 0.047 * 0.571 = 0.0268$$

$$M^x = M_1^x + M_2^x = 7.916 + 0.571 \text{ KN.m}$$

$$M^y = M_1^y + M_2^y = 6.657 + 0.0268 = 6.683 \text{ KN.m}$$

**Calcul des moments corrigés (réel) :**

$$M_{tx} = 0.85 M_x = 7.213 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y = 5.68 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = -0.3 M_y = -2.546 \text{ KN.m}$$

❖ **Vérification des contraintes :**

- **État limite de compression du béton:**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} * y}{I} \leq \sigma_{bc}^{adm} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

**Tableau III.38.** vérification des contraintes à l'ELS (ascenseur).

## Chapitre III : Étude des éléments secondaire.

Position	Sens	M <sub>ser</sub> (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> <sup>adm</sup> (MPa)	Observation σ <sub>bc</sub> ≤ σ <sub>bc</sub> <sup>adm</sup>
En travée	XX	7.213	2.405	3239.41	5.35	15	Vérifiée
	YY	5.680	2.405	3239.41	4.21	15	Vérifiée
En appuis	X-Y	-2.546	2.405	3239.41	1.89	15	Vérifiée

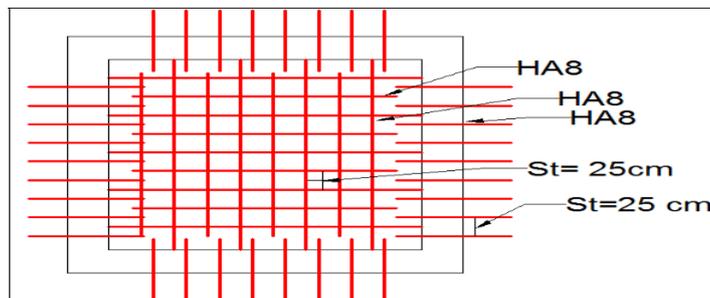
➤ **Vérification des contraintes d'acier :**

On a FPN donc la vérification de contrainte d'acier n'est pas nécessaire.

✓ **Etat limite de déformation (la flèche) :**

$$1) \frac{h}{L_x} = \frac{15}{125} = 0.12 > \max \left( \frac{3}{80} ; \frac{M_x^t}{20M_{0x}} \right) = 0,042 \dots \dots \dots \text{condition est vérifiée}$$

Les conditions de la flèche sont vérifiées.



**Figure II .30 .** Schéma de ferrailage de la dalle au dessous de l'ascenseur.

### III.7. Conclusion :

Dans ce chapitre on a déterminé les différentes sections d'acier nécessaires pour reprendre les charges revenant aux éléments secondaires.

D'après la disposition des poutrelles adoptée dans le chapitre précédent ,nous avons déterminée deux types de poutrelles. Ces dernières ont été étudiées et ferrillées.

Notre structure présente deux types d'escalier et quatre types de dalles pleines, Dans ce chapitre on a étudiées et ferrillées ces derniers.

# **Chapitre IV :**

## **Étude dynamique**

## Chapitre IV : Étude dynamique

### IV.1. Introduction

L'étude sismique d'une structure vise à assurer une protection des constructions vis à vis des effets des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés, tout en satisfaisant les trois aspects essentiels de la conception qui sont : la résistance, l'aspect architectural et l'économie.

Cet objectif ne peut être atteint qu'avec un calcul adéquat tout en respectant la réglementation en vigueur. L'étude a été faite avec ETABS V.16 qui est un logiciel de calcul et d'analyse des structures par la méthode des éléments finis.

### IV.2. Méthodes de calcul :

Les règles parasismiques algériennes (*RPA99/Version2003*) donnent deux méthodes de calcul :

1. Méthode statique équivalente.
2. Méthode dynamique :
  - La méthode d'analyse modale spectrale.
  - La méthode d'analyse par Accélérogrammes.

### IV 3. Méthode choisit :

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. La méthode d'analyse dynamique par Accélérogrammes peut être utilisée dans tous les cas, tous en justifiant auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées.

Notre structure n'est pas régulière en élévation (discontinuité d'éléments porteurs) ainsi les conditions complémentaires de *RPA99/Version 2003* art(4.1.2)  $H_{\text{structure}} > 23\text{m}$ .

Donc les conditions d'application de la méthode statique équivalente n'est pas satisfait ; ci pourquoi on adopte la méthode d'analyse modale spectrale.

### IV.4. Calcul de la force sismique totale (effort tranchant à la base) :

L'effort sismique équivalent « V » appliqué à la base de la structure dans les deux directions est donné par la formule suivante :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \dots\dots\dots \text{Article 4.2.3 (RPA99/Version 2003)}$$

A : Coefficient d'accélération de zone.

D'après le tableau 4.1 de *RPA99/Version 2003* et suivant notre structure on aura :

- Groupe d'usage : 2(moyen importance)
- zone sismique :IIa  $\Rightarrow A=0.15$

## Chapitre IV : Étude dynamique

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

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

$\xi$

Avec :  $\eta$  : Facteur de correction de l'amortissement, donnée par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7 \text{ Avec } \xi : \text{ Pourcentage d'amortissement critique donner par le Tableau 4.2}$$

de RPA99/Version2003  $\Rightarrow \xi = 10\% \Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2+10}} = 0,763$

T1 et T2: période caractéristique relative au sol, est donnée par le tableau 4.7 (RPA99/version 2003)

On a site meuble (S) donc  $\begin{cases} T1 = 0.15s \\ T2 = 0.5s \end{cases}$

### ➤ Estimation de la période fondamentale de la structure T

Pour une structure contreventée partiellement par des voiles en béton armé, la période fondamentale est donnée par le minimum des deux expressions du RPA99/Version2003 suivantes :

$$\begin{cases} T = C_T \times h_N^{\frac{3}{4}} \\ T = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L}} \end{cases}$$

**Avec :**

$h_N$  : Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau  $h_N = 27,62 \text{ m}$

$C_T$  : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage donnée par le tableau 4.6 du RPA99 version 2003.

Le contreventement étant assuré partiellement par des voiles en béton armé,  $C_T = 0,05$ .

$$T = 0.05 \times (27,62)^{\frac{3}{4}} = 0.602s \dots \dots \dots (I)$$

$$\text{et } T_{x,y} = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{L_{x,y}}}$$

$L_{X, Y}$  : Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

## Chapitre IV : Étude dynamique

$L_x=22m$  ; étant la dimension du bâtiment selon le sens x.

$L_y= 10,95m$  ; étant la dimension du bâtiment selon le sens y.

- Calcul de la période suivant l'axe longitudinal (x) :

$$T_x = \frac{0.09 \times 27,62}{\sqrt{22}} = 0,529s \dots \dots \dots (II)$$

Entre (I) et (II) on prend le minimum défavorable :  $T_x=0,529s$

- Calcul de la période suivant l'axe transversal (y) :

$$T_y = \frac{0.09 \times 27,62}{\sqrt{10,95}} = 0,771s \dots \dots \dots (III)$$

Entre (I) et (III) on prend le minimum défavorable :  $T_y=0,602 s$ .

$$T_2 = 0,5s \geq T_{sx} = 0,529s \quad d'ou \quad 2,5 \times n \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} = 2,5 \times 0,763 \left(\frac{0,5}{0,529}\right)^{\frac{2}{3}} \quad donc : D_x = 1,83$$

$$T_2 = 0,5s \geq T_{sy} = 0,602s \quad d'ou \quad 2,5 \times n \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} = 2,5 \times 0,763 \left(\frac{0,5}{0,602}\right)^{\frac{2}{3}} \quad donc : D_y = 1,68$$

Q : facteur de qualité.

$$Q = 1 + \sum_{i=1}^6 p_q \quad Avec : P_q \text{ est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité } q \text{ " est satisfait}$$

ou non". Sa valeur est donnée au tableau 4.4 de RPA99/ Version 2003.

**Tableau IV.1.** Valeurs des pénalités  $P_q$ .

Critère Q	Valeurs de $P_q$		Valeurs de $P_q$	
	Selon x-x		Selon y-y	
	Observation	Pénalité	Observation	Pénalité
1) Condition minimale des files porteuses	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 la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6) Contrôle de la qualité de la construction	Oui	0	Oui	0

Ce qui donne :  $Q_x = 1,05$   
 $Q_y = 1,05$

## Chapitre IV : Étude dynamique

R : Coefficient de comportement global de la structure, fonction du système de contreventement. il est donné dans le tableau 4.3 (RPA99/ Version 2003). (Dans ce projet on a un contreventement mixte  $\Rightarrow R=5$ )

W : poids total de la structure.

Calcul du poids total de la structure :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{Avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$\beta$  : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la charge d'exploitation

$\beta = 0,2$  {pour les étages à usage d'habitation .....Tableau 4.5 du RPA99/ Version 2003}

$W_{Gi}$  : Poids dû aux charges permanentes et à celle des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

$W_{Qi}$  : charges d'exploitation.

A partir des résultats du logiciel **ETABS V.16** on a trouvé :

Donc:  $W_{tot} = W_{Gi} + \beta W_{Qi} = 23174,67 \text{ KN}$

Après calcul de tous les paramètres on à la force sismique totale à la base de la structure est :

sens X - X :  $V_x = V_y = \frac{A \times D_x \times Q_x}{R} \times W = 1394,30 \text{ KN}$

sens Y - Y :  $V_y = \frac{A \times D_y \times Q_y}{R} \times W = 1299,40 \text{ KN}$

### IV.5 Méthode dynamique modale spectrale :

#### IV.5.1 Principe

Le principe de cette méthode est d'estimer les efforts sismiques engendrer pour chaque une des modes ainsi établir un spectre de réponse en se servant des expressions suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) \times \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99/ Version 2003(4.3.3)}$$

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

## Chapitre IV : Étude dynamique

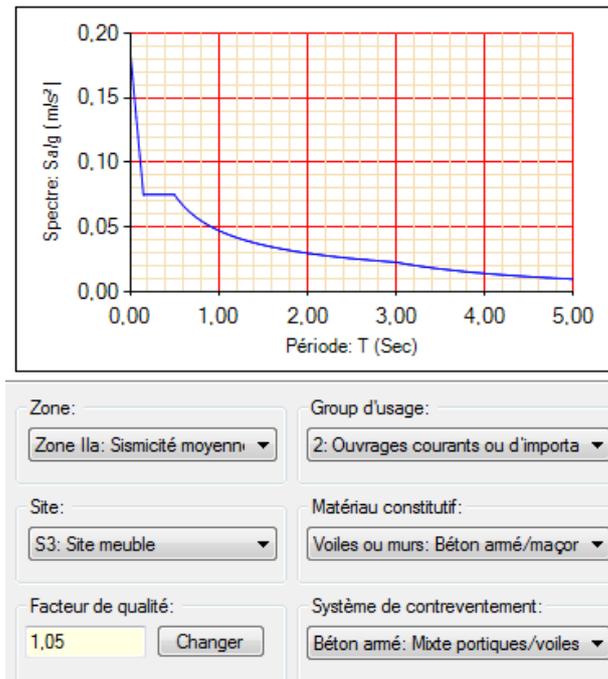


Figure IV.1. Spectre de réponse sens x et y

### IV.6. Disposition des voiles

Après plusieurs essais de disposition des voiles, et de modification de dimensions des poteaux et voiles, afin d'aboutir à un meilleur comportement de la construction en satisfaisant à la fois les contraintes architecturales ainsi que les exigences de RPA99/2003, cette disposition nous a permis d'éviter un mode de torsion au premier mode et répondre favorablement aux conditions du RPA99 /2003, on a opté pour la disposition Suivante :

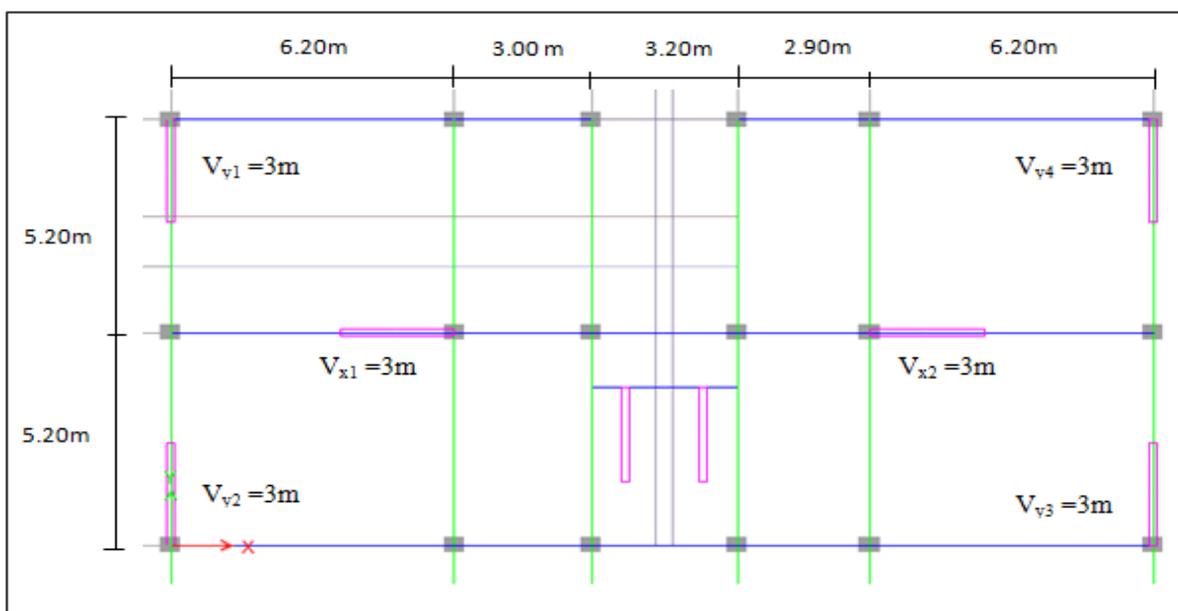


Figure IV.2. Schéma de disposition des voiles.

# Chapitre IV : Étude dynamique

## ❖ Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par ETABS 2016

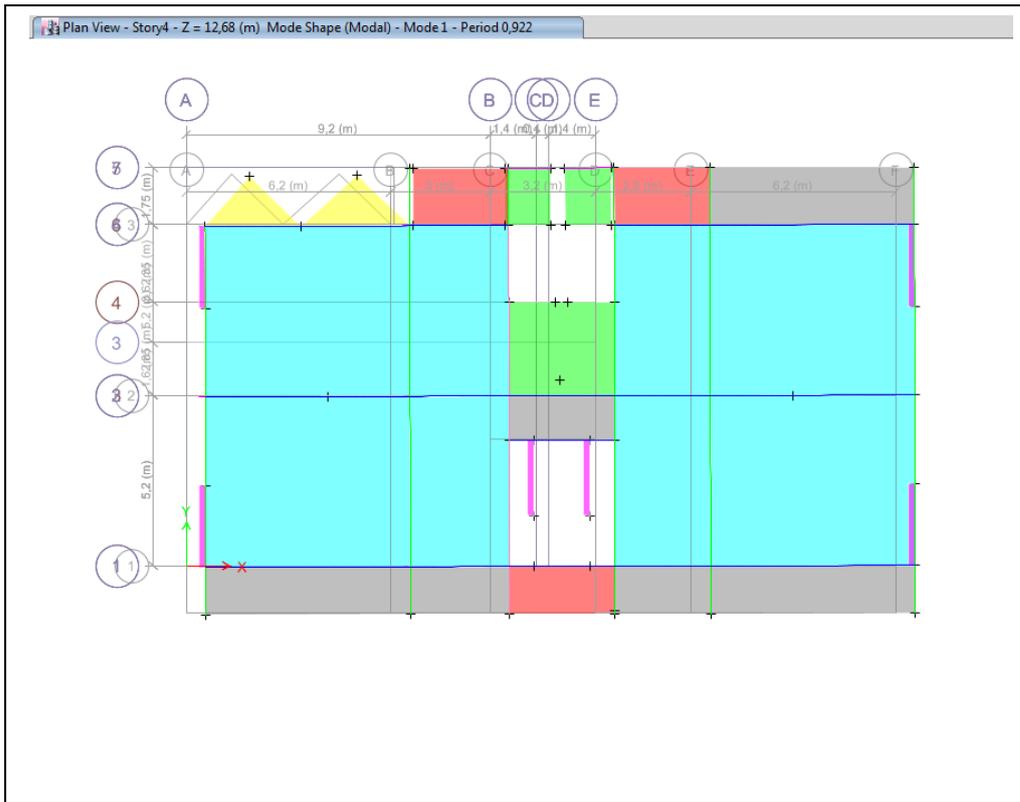


Figure IV.3 1<sup>ère</sup> mode de déformation (translation suivant x-x)

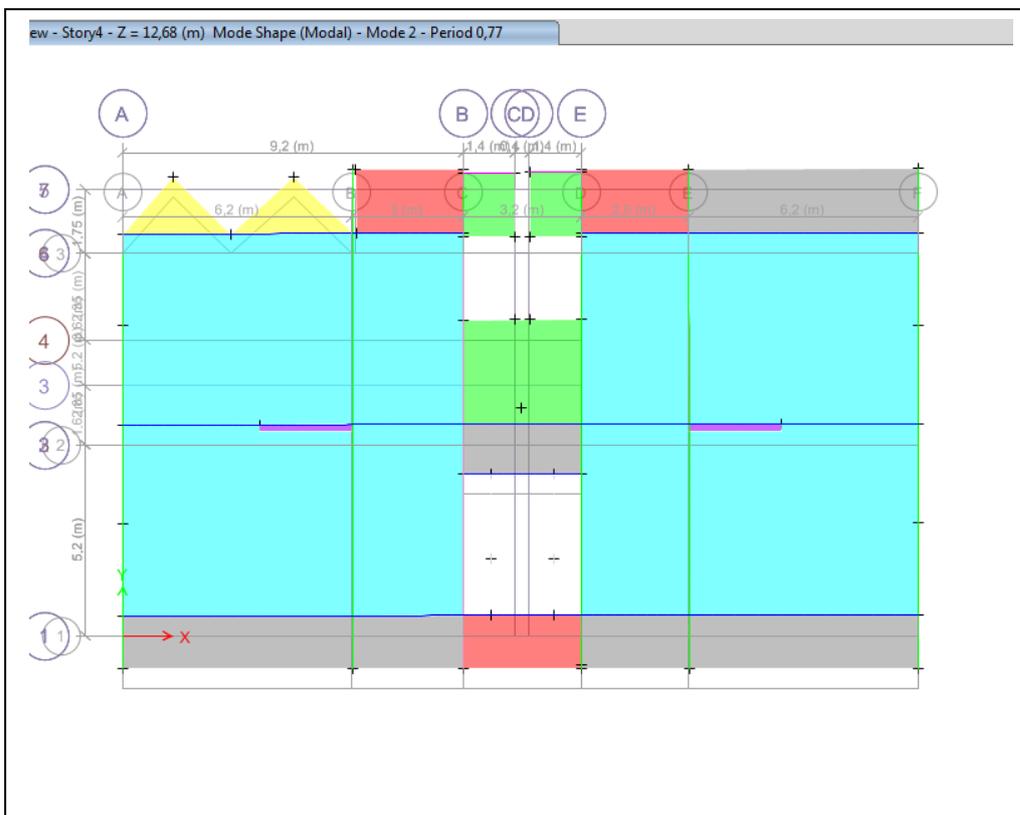
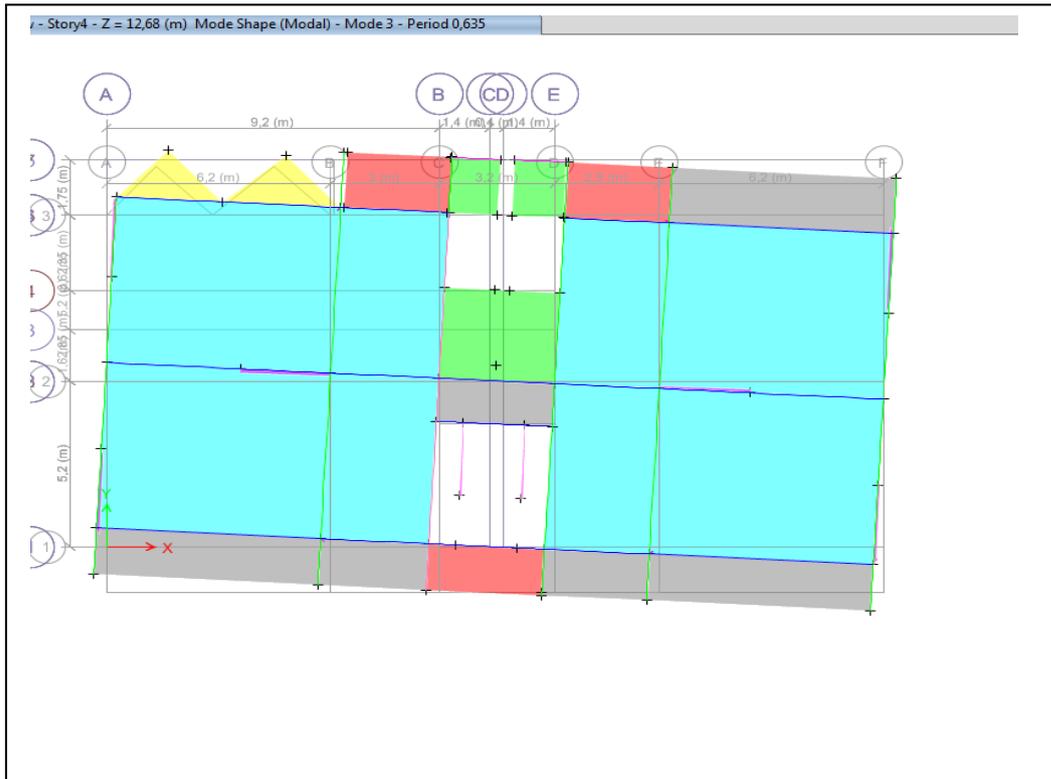


Figure IV.4. 2<sup>ème</sup> mode de déformation (translation suivant y-y)

## Chapitre IV : Étude dynamique



**Figure IV.5.** 3<sup>ème</sup> mode de déformation (torsion autour de z-z)

### a) Périodes de vibration et taux de participation des masses modales

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le RPA99-2003 doit être supérieur à 90% .le tableau suivant donne la participation massique pour chaque mode :

**Tableau IV.2.** Période de vibration et taux de participation massique.

Mode	Période [sec]	Mode individuel (unîtes)			Somme Cumulée		
		UX [%]	UY [%]	UZ [%]	UX [%]	UY [%]	UZ [%]
1	<b>0.734</b>	0.7398	0.0006	0	0.7398	0.0006	0
2	<b>0.704</b>	0.0007	0.7121	0	0.7405	0.7127	0
3	<b>0.605</b>	0.0019	0.0001	0	0.7424	0.7129	0
4	0.225	0.1279	3.464 <sup>E-06</sup>	0	0.8703	0.7129	0
5	0.202	1.262 <sup>E-06</sup>	0.1149	0	0.8703	0.8278	0
6	0.166	0.0051	0.0001	0	0.8754	0.8279	0

## Chapitre IV : Étude dynamique

<u>7</u>	0.195	0.0001	0.0474	0	0.8755	0.8753	0
<u>8</u>	0.157	0.0111	0.0001	0	0.8866	0.8755	0
<u>9</u>	0.139	0.001	1.068 <sup>E-05</sup>	0	0.8876	0.8755	0
<u>10</u>	0.103	0.0529	5.397 <sup>E-07</sup>	0	0.9405	0.8755	0
<u>11</u>	0.08	2.2 <sup>E-06</sup>	0.0615	0	<b>0.9405</b>	0.937	0
<u>12</u>	0.068	6.94 <sup>E-06</sup>	5.308 <sup>E-06</sup>	0	0.9405	0.937	0

### Interprétation des résultats

- ✓ Ce modèle présente une période fondamentale  $\begin{cases} T_x = 0,823s \\ T_y = 0,677s \end{cases}$
- ✓ Les 1<sup>er</sup> et 2<sup>eme</sup> modes sont des modes de translation selon x-x et y-y respectivement
- ✓ Le 3<sup>eme</sup> mode est un mode de rotation selon z-z.
- ✓ On doit retenir les 11 premiers modes, pour que la masse modale atteigne les 90% (selon le RPA99/2003).

### IV.7 vérification des résultats selon R.P.A 99/ Version 2003

#### ❖ Vérification de l'interaction voiles portiques

##### a. Sous charges verticales

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.3.** Vérification de l'interaction sous charges verticales

Étages	Portique (KN)	Voiles(KN)	Portique (%)	Voiles(%)
RDC	18108.77	6389.98	81.26	18.73

La condition est satisfaite à la base, donc l'interaction sous charges verticales est vérifiée.

## Chapitre IV : Étude dynamique

### b. Sous charges horizontales

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau IV.4 .Vérification de l'interaction sous charges horizontales selon x-x.**

Etages	Sens x-x			
	Portique (KN)	Voiles (KN)	P(%)	V(%)
RDC	378.42	710.78	31.89	68.10
1 <sup>er</sup> étage	483.26	449.46	51.81	48.16
2 <sup>ème</sup> étage	447.59	400.65	52.76	47.23
3 <sup>ème</sup> étage	496.50	282.03	63.77	36.22
4 <sup>ème</sup> étage	380.45	308.59	55.21	44.78
5 <sup>ème</sup> étage	385.42	193.31	66.59	33.40
6 <sup>ème</sup> étage	246.10	202.97	54.80	45.19
7 <sup>ème</sup> étage	255.58	72.00	78.02	21.97
8 <sup>ème</sup> étage	57.37	/	100	0

## Chapitre IV : Étude dynamique

**Tableau IV.5.** Vérification de l'interaction sous charges horizontales selon y-y.

Etages	Sens y-y			
	Portique (KN)	Voiles (KN)	P(%)	V(%)
RDC	230.78	786.98	25.45	74.54
1 <sup>er</sup> étage	210.23	591.88	26.20	73.79
2 <sup>ème</sup> étage	199.76	512.50	28.04	71.95
3 <sup>ème</sup> étage	241.28	417.92	36.60	63.39
4 <sup>ème</sup> étage	180.38	388.16	31.72	68.27
5 <sup>ème</sup> étage	202.70	263.18	43.50	59.33
6 <sup>ème</sup> étage	125.83	218.46	36.54	63.45
7 <sup>ème</sup> étage	149.37	99.86	59.93	40.06
8 <sup>ème</sup> étage	68.12	/	100	0

**Interprétation des résultats :** Les résultats obtenus montrent que l'interaction voile portique est vérifiée sous chargement horizontal et vertical pour tous les étages.

### ❖ Vérification de la résultante des forces sismiques

En se référant à l'article 4-3-6 du RPA99/Version2003, le rapport des forces sismiques à la base obtenue  $V_{dy}/V_{st}$  ne doit pas être inférieure à 80%, ces rapports est résumé dans le tableau suivant :

**Tableau IV.6 .**Vérification de l'effort tranchant à la base.

Sens	$V_{dyn}$ (KN)	$V_{st}$ (KN)	$V_{dyn}/V_{st}>0,8$	Observation
X-X	1089,19	1335.90	0.815	Vérifiée
Y-Y	1017,75	1226.40	0.829	Vérifiée

## Chapitre IV : Étude dynamique

**Interprétation des résultats :** La condition des efforts tranchants est vérifiée.

### ❖ Vérification vis-à-vis des déplacements

Le déplacement horizontal à chaque niveau  $K$  de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \dots\dots\dots \text{RPA99/version2003 (Article 4.4.3)}$$

$\delta_{ek}$  : Déplacement dû aux forces  $F_i$ .

$R$  : Coefficient de comportement ( $R=5$ ).

Le déplacement relatif au niveau  $K$  par rapport au niveau  $K-1$  est égal à :  $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Le RPA99/2003 (art 5.10) exige que le déplacement relatif soit inférieur à 1% de la hauteur de l'étage,

C.à.d. :  $\Delta_k < 1\% \times h_e$  ; Avec :  $h_e$  la hauteur de l'étage.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.7.** Vérification des déplacements selon x-x

Niveaux	$h_k$	Sens x-x				
		$\delta_{ek}$	$\delta_k$	$\delta_{k-1}$	$\Delta_k$	$\frac{\Delta_k}{h_k}$
	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(%)
RDC	350	0.074	0.37	0	0.37	0.001057
1 <sup>er</sup> étage	306	0.208	1.4	0.37	1.03	0.003366
2 <sup>ème</sup> étage	306	0.371	1.855	1.4	0.455	0.001486
3 <sup>ème</sup> étage	306	0.543	2.715	1.855	0.86	0.002810
4 <sup>ème</sup> étage	306	0.712	3.56	2.715	0.845	0.002761
5 <sup>ème</sup> étage	306	0.867	4.335	3.56	0.775	0.002532
6 <sup>ème</sup> étage	306	1.006	5.03	4.335	0.695	0.002271
7 <sup>ème</sup> étage	306	1.129	5.645	5.03	0.615	0.002009

## Chapitre IV : Étude dynamique

**Tableau IV.8.** Vérification des déplacements selon y-y

Niveaux	$h_k$ (cm)	Sens y-y				
		$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_k$ (cm)	$\delta_{k-1}$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$ (%)
RDC	350	0.052	0.26	0	0.26	0.000742
1 <sup>er</sup> étage	306	0.155	0.775	0.26	0.515	0.001683
2 <sup>ème</sup> étage	306	0.289	1.445	0.775	0.67	0.002189
3 <sup>ème</sup> étage	306	0.438	2.19	1.445	0.745	0.002434
4 <sup>ème</sup> étage	306	0.591	2.955	2.19	0.765	0.0025
5 <sup>ème</sup> étage	306	0.741	3.705	2.955	0.75	0.002450
6 <sup>ème</sup> étage	306	0.83	4.15	3.705	0.445	0.001454
7 <sup>ème</sup> étage	306	1.017	5.085	4.15	0.935	0.003055

### Interprétation des résultats :

D'après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

*Sens (x - x) :*  $\Delta_{k \max} = 1,03 \text{ cm} < 1\% \times h_e = 3,06 \text{ cm} \dots\dots\dots$  Vérifiée

*Sens (y - y) :*  $\Delta_{k \max} = 1,765 \text{ cm} < 1\% \times h_e = 3,06 \text{ cm} \dots\dots\dots$  Vérifiée

### ❖ Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

L'effet P-Δ (effet de second ordre) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement. Il peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{PK \times \Delta_K}{V_K \times h_k} \leq 0,1 ; \text{ Tel que :}$$

## Chapitre IV : Étude dynamique

$p_k$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau « k » avec  $p_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$

$v_k$  : Effort tranchant d'étage de niveau « k ».

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

$h_k$  : Hauteur de l'étage « k ».

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau IV.9.** Vérification à L'effet P-Δ.

Niveaux	$h_k$ (cm)	$P_k$ (KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			$\Delta_k$ (cm)	$V_k$ (KN)	$\theta_k$	$\Delta_k$ (cm)	$V_k$ (KN)	$\theta_k$
RDC	350	23174.67	0.37	1089.19	0.022	0.26	1017.75	0.016
1 <sup>er</sup> étage	306	20226.03	1.03	1061.12	0.064	0.515	991.17	0.034
2 <sup>ème</sup> étage	306	17363.24	0.455	1002.84	0.025	0.67	939.35	0.040
3 <sup>ème</sup> étage	306	14564.53	0.86	922.04	0.044	0.745	872.51	0.040
4 <sup>ème</sup> étage	306	11765.82	0.845	812.76	0.039	0.765	775.90	0.037
5 <sup>ème</sup> étage	306	9024.31	0.775	673.80	0.033	0.75	643.53	0.034
6 <sup>ème</sup> étage	306	6278.72	0.695	517.04	0.043	0.445	495.43	0.018
7 <sup>ème</sup> étage	306	3587.51	0.615	327.04	0.022	0.935	320.12	0.034

**Interprétation des résultats :** On remarque que les valeurs de  $\theta_k$  inférieur à 0.1 donc l'effet (P-Δ) n'a pas d'influence sur la structure est peut-être négliger.

❖ **Vérification de l'effort normal réduit :**

Pour éviter le risque de rupture de la section du béton, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :  $\nu = \frac{Nd}{B \times F_{cJ}} \leq 0,3 \dots \dots \dots RPA99/version 2003(Art :$

7.4.3.1). L'effort sera vérifié à ELA.

## Chapitre IV : Étude dynamique

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

$B_c$  : est l'aire (section brute) de cette dernière

$f_{cj}$  : est la résistance caractéristique du béton

**Tableau IV.10.** Vérification de l'effort normal réduit

Niveaux	$B_r$ (cm <sup>2</sup> )	$N_d$ (KN)	$\nu$	Observation
RDC	55×50	2189.36	0.29	Vérifiée
1 <sup>er</sup> étage	55×50	1885.88	0.25	Vérifiée
2 <sup>ème</sup> étage	50×45	1594.52	0.23	Vérifiée
3 <sup>ème</sup> étage	50×45	1299.89	0.19	Vérifiée
4 <sup>ème</sup> étage	45×40	1011.44	0.17	Vérifiée
5 <sup>ème</sup> étage	45×40	749.75	0.13	Vérifiée
6 <sup>ème</sup> étage	40×35	513.61	0.10	Vérifiée
7 <sup>ème</sup> étage	40×35	297.02	0.06	Vérifiée

**Interprétation des résultats :** On remarque que l'effort ne dépasse pas la valeur de 0.3. Donc les sections des poteaux choisies sont suffisantes.

## Chapitre IV : Étude dynamique

---

### IV.8. Conclusion

La modélisation avec logiciel de calcul ETABS 2016, nous a permis de faire une étude tridimensionnel dans le but de faciliter les calculs, et d'avoir un modèle meilleur qui se rapproche du comportement réel de la structure. Ainsi que la vérification à la foi des conditions de RPA nous a poussés de faire un redimensionnement des éléments structuraux.

A la fin on a opté pour les démentions suivantes :

Poutre principale (30×45) cm<sup>2</sup>; Poutre secondaire (30×40) cm<sup>2</sup>.

Poteaux de sous-sol et RDC et 1<sup>er</sup> étage (55×50) cm<sup>2</sup>.

Poteaux de 2<sup>eme</sup> étage et 3<sup>eme</sup> étage (50×45) cm<sup>2</sup>.

Poteaux de 4<sup>eme</sup> étage et 5<sup>eme</sup> étage (45×40) cm<sup>2</sup>.

Poteaux de 6<sup>eme</sup> étage et 7<sup>eme</sup> étage (40×35) cm<sup>2</sup>.

Pour les voiles ; e = 20cm (sous sol et RDC).

e = 15cm (étage courant).

**Chapitre V :**  
**Étude des éléments**  
**Structuraux**

# Chapitre V: Étude des éléments structuraux

## V.1. Introduction :

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au-dessus du sol. Elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : Les portiques (Poteaux – poutres) et les voiles. Ces éléments sont réalisés en béton armé, leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme, cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tous genres de sollicitations.

## V.2. Étude des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure. Leurs ferrailages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel ETABS 2016 dans l'ordre suivant: (RPA99/2003).[1]

- ✓ 1.35 G + 1.5 Q.....(1)
- ✓ G + Q.....(2)
- ✓ G + Q ±E.....(3)
- ✓ 0.8 G ±E.....(4)

Les armatures sont déterminées suivant les sollicitations suivantes :

1. Effort normal maximal et le moment correspondant : ( $N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$ )
2. Effort normal minimal et le moment correspondant : ( $N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}}$ )
3. Moment maximum et effort normal correspondant : ( $M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}}$ )

### V.2.1. Recommandations du RPA99/2003 :

#### V.2.1.1. Les armatures longitudinales : (Article 7.4.2.1)

- ✓ Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- ✓ Leur pourcentage minimal sera de :  $0.8 \% \times b_1 \times h_1$  en zone **IIa**
- ✓ Leur pourcentage maximal sera de :
  - 4 % en zone courante.
  - 6 % en zone de recouvrement.
- ✓ Le diamètre minimum est de 12mm.
- ✓ La longueur minimale des recouvrements est de  $40\phi$  en zone **IIa**.
- ✓ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25cm en zone (IIa).

## Chapitre V: Étude des éléments structuraux

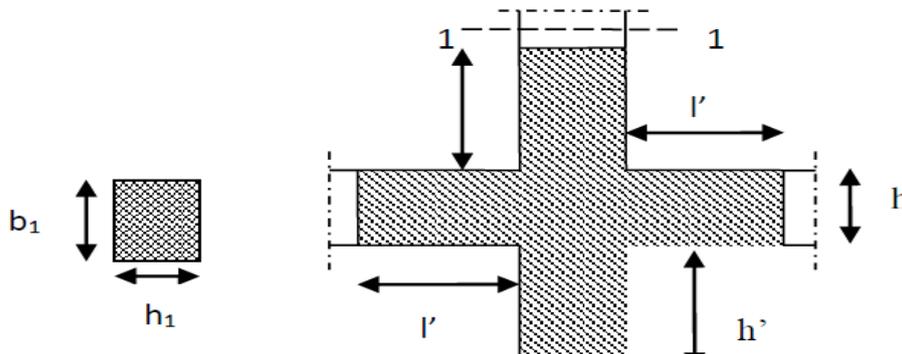
- ✓ Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

La zone nodale est constituée par le nœud poutres-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure (V.1). [1]

$$h' = \text{Max} \left( \frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right)$$

$l' = 2 \times h$  ;  $h_e$ : La hauteur d'étage.

$b_1; h_1$ : Dimensions de la section transversale du poteau.



**Figure V.1.** Zone nodale.

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du RPA99/V2003 sont apportées dans le tableau suivant :

**Tableau V.1.** Armatures minimales et maximales dans les poteaux .

Niveau	section du poteau ( $cm^2$ )	$A_{min}$ ( $cm^2$ )	$A_{max}(cm^2)$ Zone courante	$A_{max}(cm^2)$ zone de recouvrement
Sous sol	55×50	22	110	165
RDC et Étage 1	55×50	22	110	165
Étage 2	50×45	18	90	135
Étage 3	50×45	18	90	135
Étage 4	45×40	14.4	72	108
Étage 5	45×40	14.4	72	108
Étage 6	40×35	11.2	56	84
Étage 7	40×35	11.2	56	84

## Chapitre V: Étude des éléments structuraux

### V.2.1.2. Armatures transversales : (Article 7.4.2.2)

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

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

$V_u$  : L'effort tranchant de calcul.

$h_1$  : Hauteur totale de la section brute.

$f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

$\rho_a$  : 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 déterminée dans la formule précédente, par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixé comme suit :

- **Dans la zone nodale** :  $t \leq \text{Min}(10\phi_l, 15 \text{ cm})$ . En zone **IIa**.
- **Dans la zone courante** :  $t' \leq 15\phi_l$ . En zone **IIa**.

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

➤ **La quantité d'armatures transversales minimales :**

$$\frac{A_t}{t \cdot b_1} \text{ En \% est donnée comme suit : } \begin{cases} A_t^{\min} = 0.3\% (t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ A_t^{\min} = 0.8\% (t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

si :  $3 < \lambda_g < 5$  Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

$\lambda_g$  : est l'elancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) ; \text{ Avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de}$$

déformation considérée, et  $l_f$  : longueur de flambement du poteau.

- ✓ Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur droite de  $10\phi_t$  minimum .
- ✓ Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants ( $\phi$  cheminées  $> 12 \text{ cm}$ ) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

## Chapitre V: Étude des éléments structuraux

### V.2.2. Les sollicitations dans les poteaux :

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel ETABS 2016, sont résumés dans les tableaux ci-après

**Tableau V.2.** Les sollicitations dans les poteaux.

Niveau	<i>N</i> <sub>max</sub> → <i>M</i> <sub>cor</sub> (ELU)		<i>M</i> <sub>max</sub> → <i>N</i> <sub>cor</sub> (G+Q+EX)		<i>N</i> <sub>min</sub> → <i>M</i> <sub>cor</sub> (0,8G+EY)		<i>V</i> <sub>max</sub>
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
sous sol et RDC et Étage 1	-2300.77	44.65	-113.94	-1772.16	-279.90	10.57	127.23
Étage 2 et Étage 3	-1736.25	45.15	-70.64	-1286.05	15.47	2.28	112.05
Étage 4 et Étage 5	-1165.77	-28.70	-35.23	-699.26	-63.68	1.49	91.89
Étage 6 et Étage 7	-619.46	-23.80	-46.60	-311.03	-15.34	0.95	66.67
Terasse	-157.18	-15.92	-32.68	-15.95	-22.85	-0.67	23.17

### V.2.3. Calcul de ferrailage :

Le calcul du ferrailage se fera pour un seul poteau comme exemple de calcul et les autres seront résumés dans des tableaux.

Soit à calculer le poteau le plus sollicité de RDC, avec les sollicitations suivantes :

a) ***N*<sub>max</sub>**= -2300.77KN (compression) → ***M*<sub>cor</sub>**=44.65 KN.m(ELU)

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$     $f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$  ;  $f_{st} = 348 \text{ MPa} \Rightarrow$  combinaison durable.

acier Fe E400 ;  $f_{bu} = 18,47 \text{ MPa}$ ;..... $f_{st} = 400 \text{ MPa} \Rightarrow$  combinaison accidentale.

$d = 0,52\text{m}$ ;  $d' = 0.03\text{m}$ .

$e_G = M/N = 0.019\text{m}$

$e_G < h/2 = 0.55/2 = 0.0275\text{m} \Rightarrow$  le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures (A et A'). Il faut vérifier la condition suivante :

$(a) \geq (b)$ .....(I).

$(a) = (0.337 \times h - 0.81 \times d') \times b \times h \times f_{bu}$

$(b) = N_u \times (d - d') - M_{UA}$

$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = -44.65 + 2300.77 \times (0.52 - 0.55/2) = 519.03 \text{ KN.m}$ .

## Chapitre V: Étude des éléments structuraux

$$\begin{aligned}
 &(0,337 \times 0,55 - 0,81 \times 0,03) \times 0,50 \times 0,55 \times 18,47 = 0,82 \\
 &\geq [2300,77 \times (0,52 - 0,03) - 519,03] \times 10^{-3} \\
 &= 0,608 \dots \dots \dots \text{vérifier}
 \end{aligned}$$

Donc la section est partiellement comprimée. Le calcul se fait par assimilation à la flexion

simple :  $\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{519,03 \times 10^{-3}}{0,5 \times 0,52^2 \times 14,2} = 0,27 \Rightarrow \mu_{bu} > 0,186 \Rightarrow \text{pivot B} \Rightarrow$

$$\xi_{st} = \frac{3,5}{1000} \left( \frac{1-\alpha}{\alpha} \right)$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,27}) = 0,402$$

$$\xi_{st} = \frac{3,5}{1000} \left( \frac{1 - 0,402}{0,402} \right) \Rightarrow \xi_{st} = 5,20 \text{ ‰} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

On a :  $\mu_{bu} = 0,27 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$

Calcul de A :  $A_1 = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}}$

$$z = d (1 - 0,4\alpha) = 0,436 \text{ m} \Rightarrow A_1 = \frac{519,03 \times 10^{-3}}{0,436 \times 348} \times 10^4 = 34,20 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 34,20 - \frac{2300,77 \times 10^{-3}}{348} \times 10^4 = -31,91 \text{ cm}^2 \leq 0 \Rightarrow A = 0 \text{ cm}^2$$

$\Rightarrow$  Pas nécessité d'armature, le béton seul suffira.

**a)  $M_{max} = -113,94 \text{ KN.m} \rightarrow N_{cor} = -1772,16 \text{ KN (G+Q+EX)}$**

Fst=400 MPA

$$e_G = M/N = 0,064 \text{ m}$$

$e_G > h/2 = 0,55/2 = 0,275 \text{ m} \Rightarrow$  le centre de pression est à l'extérieur. Il faut vérifier la condition suivante :

$$(a) \geq (b) \dots \dots \dots (I).$$

$$(a) = (0,337 \times h - 0,81 \times d') \times b \times h \times f_{bu}$$

$$(b) = N_u \times (d - d') - M_{UA}$$

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 113,94 + 1772,16 \times (0,52 - 0,55/2) = 548,12 \text{ KN.m.}$$

$$\begin{aligned}
 &(0,337 \times 0,52 - 0,81 \times 0,03) \times 0,50 \times 0,55 \times 18,47 = 0,76 \\
 &\geq [1772,16 \times (0,52 - 0,03) - 548,12] \times 10^{-3} = 0,32 \dots \dots \dots \text{vérifier}
 \end{aligned}$$

Donc la section est partiellement comprimée. Le calcul se fait par assimilation à la flexion

simple :

$$\mu_{bu} = 0,118 \Rightarrow \mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow \mu_{bu} < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0 \Rightarrow \alpha = 0,157$$

Calcul de A :

## Chapitre V: Étude des éléments structuraux

$$z = 0,487\text{m} \Rightarrow A_1 = 32,34\text{cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 32,34 - \frac{2300,77 \times 10^{-3}}{400} \times 10^4 = -25,17\text{cm}^2 \Rightarrow A = -25,17 \text{ cm}^2$$

**Calcul sous  $N_{min} = -279.90\text{KN} \rightarrow M_{cor} = 10.57 \text{ KN.m} (0,8\text{G}+\text{EY})$**

$$e_G = \frac{M_u}{N_u} = \frac{10,57}{279,9} = 0,0377 \text{ m} < \frac{h}{2} = \frac{0,55}{2} = 0,275 \text{ m} \Rightarrow c \text{ à l'intérieur de la section}$$

$N_u$  de traction et  $c$  à l'intérieur de la section Donc la section est entièrement tendu.

$$A1 = \frac{N_u \times e2}{f_e \times 10 \times (d - d')} ; \quad A2 = \frac{N_u \times e1}{f_e \times 10 \times (d - d')}$$

Tel que :  $f_e = \frac{f_c}{\gamma_s} = 400 \text{ MPA}$ .

$$e1 = \left(\frac{h}{2} - d'\right) + e_G ; \quad e2 = (d - d') - e1$$

$$e1 = 0,282\text{m} ; \quad e2 = 0,208\text{m}$$

$$A1 = 2,97 \text{ cm}^2 < A_{min} ; \quad A2 = 4,02 \text{ cm}^2 < A_{min}$$

$$A_{min} (\text{RPA}) = 0,8\% \times b \times h = 22 \text{ cm}^2 > A \text{ (ELU ; G+Q+EX ; 0,8G+EX)}$$

Donc on ferraille avec  $A_{min}$ .

### V.2.3.1 Armatures longitudinale

Le tableau résume le calcul des armatures pour les différents poteaux des différents niveaux.

**Tableau V.3.** Armatures longitudinale dans les poteaux.

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	A'cal (cm <sup>2</sup> )	Acal (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> RPA (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )
Sous-sol et RDC et 1er étages	55×50	0	4.02	22	12HA16=24.13
12 <sup>ème</sup> étages et 3 <sup>ème</sup> étages	50×45	0	3.8	18	12HA16=24.13
4 <sup>ème</sup> étages et 5 <sup>ème</sup> étages	45×40	0	3.4	14.4	12HA14=18.47
6 <sup>ème</sup> étages et 7 <sup>ème</sup> étages	40×35	0	3	11.2	12HA14=18.47
Terrasse	30×30	0	2.4	7.2	8HA14=12.32

### V.2.3.2. Armatures transversales :

On prend comme exemple le poteau (55×50) cm<sup>2</sup> pour le calcul des armatures transversales :

$$L_f = 0.7L_0 = 0.7 \times (3.5 - 0,45) = 2.13 \text{ m. on fixe } S_t = 12\text{cm}$$

$$\lambda_g = L_f/b = 2.13/0,50 = 4.26 \Rightarrow A_{t \text{ min}} = 0,8\% \times b_1 = 0,008 \times 12 \times 55 = 5,28 \text{ cm}^2$$

$$L_r \geq 40 \Phi_1^{\text{max}} = 64\text{cm}$$

## Chapitre V: Étude des éléments structuraux

$$\rho_a=3,75 \rightarrow A^t = \frac{3,75 \times 127,23 \times 10^{-3}}{0,55 \times 400} \times 0,12 \times 10^4 = 2.60 \text{ cm}^2$$

On opte pour: 8HA10= 6.28cm<sup>2</sup> ; soit 4cadreΦ<sub>10</sub>

Le tableau ci-après résume les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux.

**Tableau V.4.** Calcul des armatures transversales pour les poteaux.

Section (cm <sup>2</sup> )	Φ <sub>n</sub> <sup>mi</sup> (cm)	Φ <sub>n</sub> <sup>max</sup> (cm)	Vd (KN)	lr (cm)	t zone nodale	t zone courante	λ <sub>g</sub>	A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>t</sub> <sup>adop</sup> (cm <sup>2</sup> )	Barres
<b>55×50</b>	1.6	1.6	127.23	64	10	12	4.26	2.60	5,28	6,28	<b>8HA10</b>
<b>50×45</b>	1.6	1.6	112.05	64	10	12	4.06	2.52	4,8	6,28	<b>8HA10</b>
<b>45×40</b>	1.4	1.4	91.89	56	10	12	4.56	2.29	4,32	6.28	<b>8HA10</b>
<b>40×35</b>	1.4	1.4	66.67	56	10	12	5.22	1.87	3,84	4,02	<b>8HA8</b>
<b>30×30</b>	1,4	1,4	23.17	56	10	12	6.09	0.86	3,36	4,02	<b>8HA8</b>

### IV.2.4. Vérifications nécessaire

#### IV.2.4.1. Vérification au flambement

Selon le **BAEL99 (Art 4.4.1)**, les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis à vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement. [3]

On doit vérifier que :

$$N_d \leq N_u = \alpha \times \left[ \frac{Br \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{As \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

**As** : est la section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

**Br** : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centième d'épaisseur sur toute sa périphérie.

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

$\alpha$  : est un coefficient fonction de l'élancement mécanique  $\lambda$  qui prend les valeurs :

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} \dots \dots \dots \text{pour } \lambda \leq 50.$$

## Chapitre V: Étude des éléments structuraux

$$\alpha = 0.6 \left( \frac{\lambda}{50} \right)^2 \dots\dots\dots \text{pour } 50 < \lambda \leq 70.$$

Si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours, alors on remplace  $\alpha$  par  $\alpha / 1.10$ .

L'élanement mécanique est donné par :

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda = 3.46 \times l_f / b \quad \text{pour les sections rectangulaires.} \\ \lambda = 4 \times l_f / f \quad \text{pour les sections circulaires.} \end{array} \right.$$

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau, et comme exemple de calcul on prendra le même exemple qu'on a pris pour le calcul du ferrailage.

$$Nd = -2300.77 \text{ KN}$$

$$Lf = 2.13 \text{ m};$$

$$I = \frac{0.50 \times 0.55^3}{12} = 6.93 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{0.0108}{0.36}} = 0.173 \text{ m} \text{ Ce qui donne : } \lambda = 2.13 / 0.173 = 12.31 < 50$$

$$\text{donc } \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2(\lambda/35)^2} = 0.829$$

$$Br = (0.55 - 0.02) \times (0.50 - 0.02) = 0.254 \text{ m}^2.$$

$$Nd \leq Nu = \frac{0.254 \times 25}{0.9 \times 1.5} + \frac{24.13 \times 400}{1.15} \times 10^{-4} = 5.78 \text{ MN}.$$

$Nd = 2.300 \text{ MN} < Nu = 5.78 \text{ MN} \rightarrow$  pas de risque de flambement.

Le tableau ci-après résume les résultats de vérifications de flambement pour les différents poteaux des différents niveaux.

**Tableau IV.5. Vérifications du flambement des poteaux**

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	l <sub>0</sub> (m)	l <sub>f</sub> (m)	λ	α	As (cm <sup>2</sup> )	Br (m <sup>2</sup> )	Nu (MN)	Nd (MN)	Observation
<b>S-sol et RDC et Étage 1</b>	55×50	3.00	2.13	12.31	0,829	24.13	0.254	5.78	2.301	<b>vérifiée</b>
<b>Étage 2 et Étage 3</b>	50×45	2.56	1.792	13.77	0.824	24.13	0.206	3.83	1.736	<b>vérifiée</b>
<b>Étage 4 et Étage 5</b>	45×40	2.56	1.792	15.50	0.817	18.47	0,163	2.99	1.165	<b>vérifiée</b>
<b>Étage 6 et Étage 7</b>	40×35	2.56	1.792	17.71	0.808	18.47	0.125	2.38	0.619	<b>vérifiée</b>
<b>Terrasse</b>	30×30	2.56	1.792	20.66	0.794	12.32	0.078	1.48	0.157	<b>vérifiée</b>

## Chapitre V: Étude des éléments structuraux

### IV.2.4.2. 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 :

$$\sigma_{bc1,2} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser} \times V}{I_{yy'}} \dots \dots \dots \text{ fibre superieure.}$$

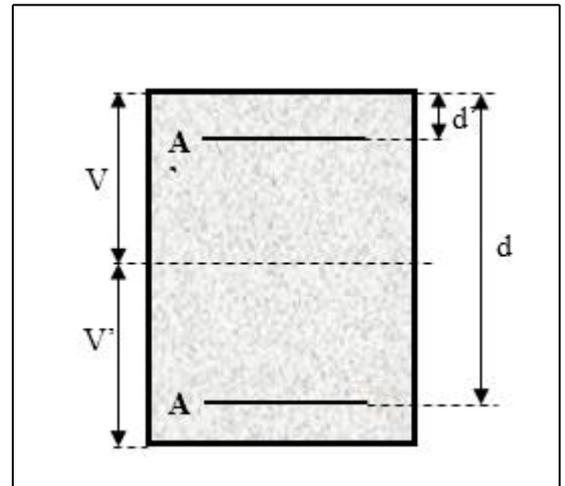
$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_{ser} \times V'}{I_{yy'}} \dots \dots \dots \text{ fibre inferieure.}$$

$S = b \times h + 15(A + A')$  (section homogène).

$$V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15(A' \times d' + A \times d)}{S} \quad \text{et} \quad V' = h - V$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3}(V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$



**Figure V.2.** Section du poteau

$$M^{serG} = M^{ser} - N^{ser} \left( \frac{h}{2} - V \right)$$

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

**Tableau V.6.** Vérifications de la contrainte dans le béton pour poteaux.

Niveau	S-sol et RDC et Étage 1	Étage 2 et Étage 3	Étage 4 et Étage 5	Étage 6 et Étage 7	Terrasse
<b>Section (cm<sup>2</sup>)</b>	55×50	50×45	45×40	40×35	30×30
<b>d (cm)</b>	52	47	42	37	27
<b>A' (cm<sup>2</sup>)</b>	0	0	0	0	0
<b>A (cm<sup>2</sup>)</b>	24.13	24.13	18.47	18.47	12.32
<b>V (cm)</b>	30.35	28.05	25.10	22.80	17.04
<b>V' (cm)</b>	24.65	21.95	19.90	17.20	12.96
<b>I<sub>yy'</sub> (cm<sup>4</sup>)</b>	385978.64	321133.64	184913.84	134790.77	59907.10
<b>N<sup>ser</sup> (KN)</b>	1675.73	1264.74	849.21	451.71	115.46
<b>M<sup>ser</sup> (KN.m)</b>	72.06	44.06	33.38	25.79	12.27
<b>M<sup>serG</sup> (KN.m)</b>	119.81	82.63	55.46	38.44	14.63

## Chapitre V: Étude des éléments structuraux

$\sigma_{bc1}$ (MPa)	5.04	7.55	3.88	6.65	2.71
$\sigma_{bc2}$ (MPa)	4.17	2.68	3.30	3.13	2.59
$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	15	15	15	15	15
<b>Observation</b>	<b>vérifiée</b>	<b>vérifiée</b>	<b>vérifiée</b>	<b>Vérifiée</b>	<b>vérifiée</b>

### V.2.4.3. Vérifications aux sollicitations tangentes :

D'après le **RPA99** version 2003 **article 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 : [1]

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{avec:}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5. \\ 0.040 & \text{Si } \lambda_g < 5. \end{cases} ; \tau_{bu} = \frac{V_d}{b \times d}$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.7.** Vérifications aux sollicitations tangentes pour les poteaux .

Niveau	Sections (cm <sup>2</sup> )	l <sub>f</sub> (cm)	$\lambda_g$	$\rho_d$	d (cm)	V <sub>d</sub> (KN)	$\tau_{bu}$ (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
<b>S-sol et RDC et Étage 1</b>	55×50	213	4.26	0,040	52	127.23	0.489	1	<b>vérifiée</b>
<b>Étage 2 et Étage 3</b>	50×45	179.2	4.06	0,040	47	112.05	0.529	1	<b>vérifiée</b>
<b>Étage 4 et Étage 5</b>	45×40	179.2	4.56	0,040	42	91.89	0.547	1	<b>vérifiée</b>
<b>Étage 6 et Étage 7</b>	40×35	179.2	5.22	0.075	37	66.67	0.514	1.875	<b>vérifiée</b>
<b>Terrasse</b>	30×30	179.2	6.09	0.075	27	23.17	0.286	1.875	<b>vérifiée</b>

#### ➤ Disposition constructives :

- **Longueur des crochets des armatures transversales :**

$$L = 10 \times \Phi_t = 10 \times 1 = 10 \text{ cm.}$$

#### ➤ Longueur de recouvrement :

$$L_r \geq 40 \Phi_1^{\max} = 64 \text{ cm.}$$

$$\Phi_1 = 16 \text{ mm} \rightarrow L_r \geq 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm} \quad \text{on adopte :} \quad L_r = 64 \text{ cm}$$

$$\Phi_1 = 14 \text{ mm} \rightarrow L_r \geq 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm} \quad \text{on adopte :} \quad L_r = 56 \text{ cm}$$

## Chapitre V: Étude des éléments structuraux

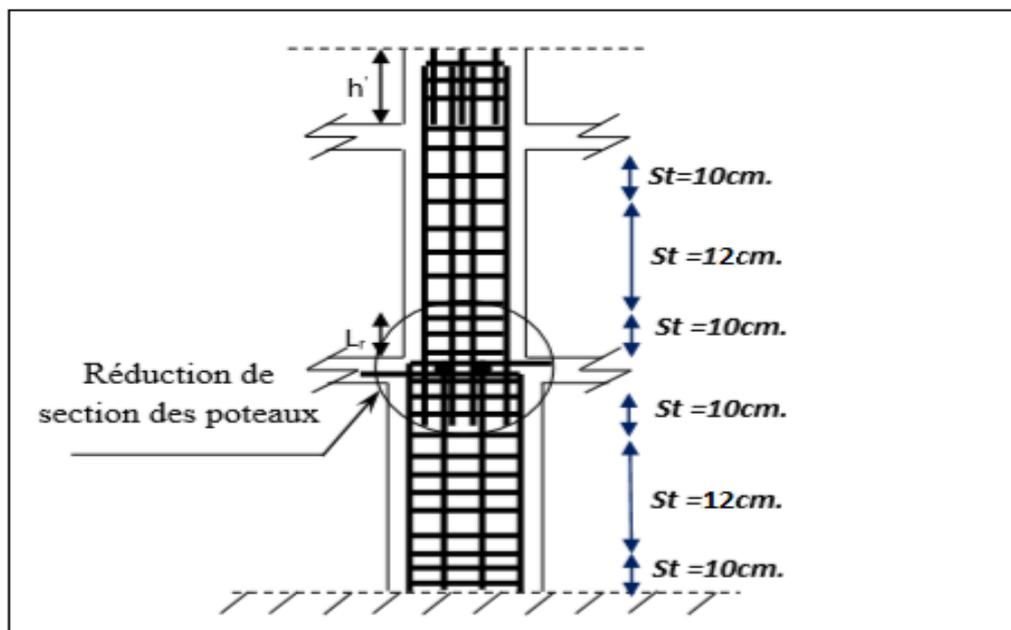
### ➤ Détermination de la zone nodale :

Pour des raisons de sécurité, il vaut mieux d'éviter les jonctions par recouvrement dans les zones nodales (zones critiques). La longueur à prendre en compte pour chaque barre est donnée dans la figure suivante : Avec :

$$h' = \text{Max} \left( \frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right) = 60 \text{ cm pour tous les niveaux.}$$

$$L' = 2 \times h' = 120 \text{ cm pour tous les niveaux.}$$

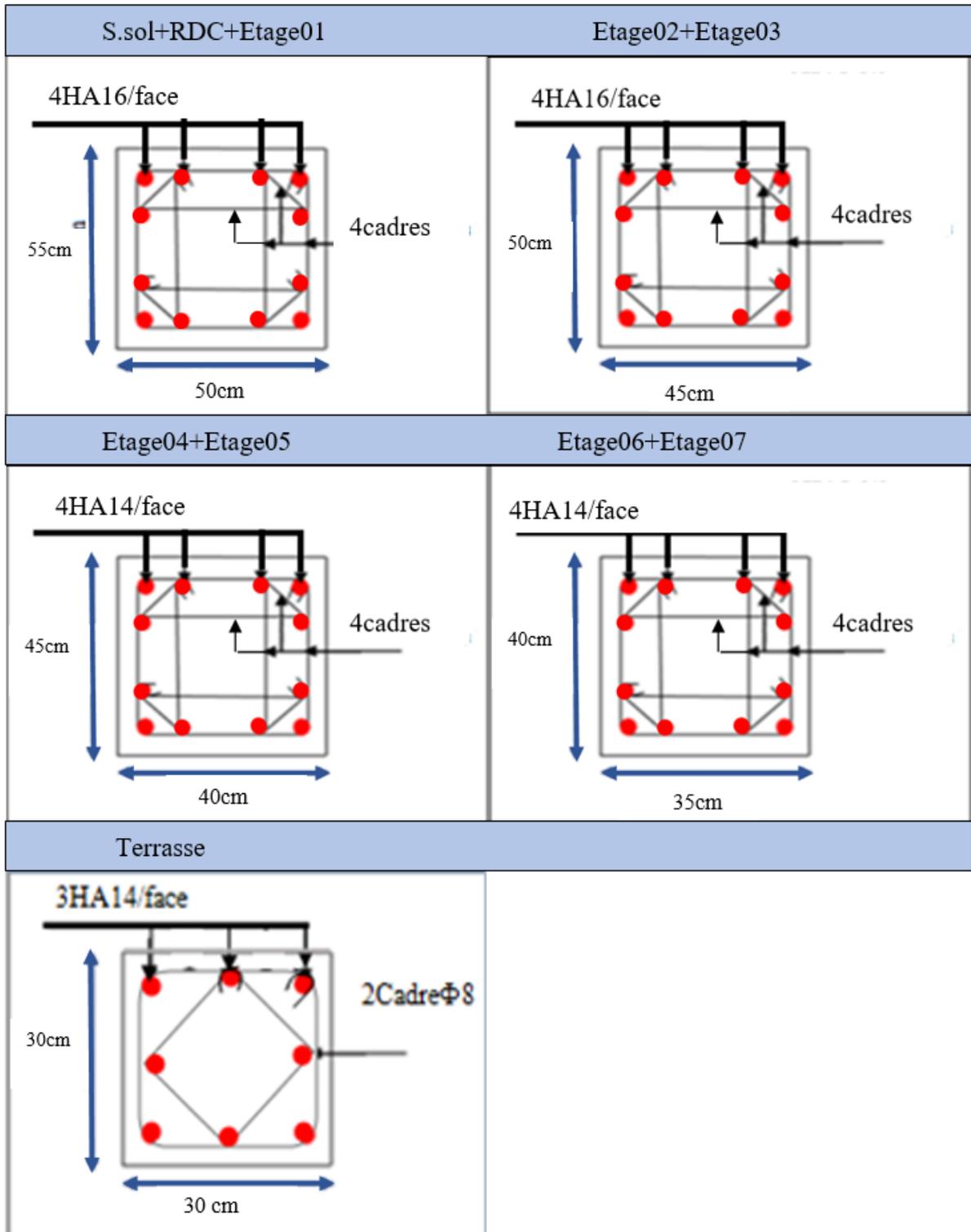
**Schéma de ferrailage :**



**Figure V.3.** Coupe longitudinale de ferrailage d'un poteau.

# Chapitre V: Étude des éléments structuraux

Tableau V.8. Schémas de ferrailage des poteaux



## Chapitre V : Étude des éléments structuraux

### V.3. Étude des poutres :

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Après détermination des sollicitations ( $M$ ,  $T$ ), on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le **RPA99/2003** et celles données par le **BAEL91/99**. [1] [3]

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel ETABS 2016 combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le **RPA99/2003** suivantes :

- ✓  $1.35 \times G + 1.5 \times Q$
- ✓  $G + Q$
- ✓  $G + Q \pm E$  **RPA99/ 2003 (article 5.2)[1]**
- ✓  $0.8 \times G \pm E$

#### V.3.1. Recommandation du RPA99 :

##### V.3.1.1. Armatures longitudinales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.1) :

Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.  $A_t = 0,5\% \times b \times h$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

– 4% en zone courante.

– 6% en zone de recouvrement.

La longueur minimale de recouvrement est de  $40\Phi$  en zone **IIa**.

Avec :  $\Phi_{\max}$  : le diamètre maximal d'armature dans la poutre.

- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué conformément à la figure, avec des crochets à 90°. Cette même figure comporte les autres dispositions constructives et quantités minimales d'armatures.

- Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).

## Chapitre V : Étude des éléments structuraux

- Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées Néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussé au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.

On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds. [1] .

### V.3.1.2. Armateurs minimales et maximales dans les poutres :

**Tableau V.9.** Armateurs minimales et maximales dans les poutres.

Type de poutre	section du poteau ( $cm^2$ )	$A_{min}$ ( $cm^2$ )	$A_{max}(cm^2)$ Zone courante	$A_{max}(cm^2)$ zone de recouvrement
Principale	45×30	6,75	54	81
secondaire	40×30	6	48	72

### V.3.1.3. Armatures transversales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.2) :

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :  $A_t = 0.003 \times St \times b$

$St$  : espacement maximum entre les armatures transversales donné comme suit :

–  $St \leq \min (h/4; 12\Phi_1)$  en zone nodale.

–  $St \leq h/2$  en dehors de la zone nodale.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de L'encastrement.

La valeur du diamètre  $\phi_1$  des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés. [1]

### V.3.2. Recommandation de BAEL 91/99

La section minimale des aciers longitudinaux est de :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \text{ (Condition de non fragilité) BAEL91 (Art F.IV.2)[3]}$$

### V.3.3. Les sollicitations dans les poutres :

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel ETABS 2016, sont résumés dans les tableaux ci-après :

## Chapitre V : Étude des éléments structuraux

**Tableau IV.10.** Les sollicitations dans les poutres.

Niveau	Poutres principales			Poutres secondaires		
	Mtravée (KN.m)	Mappui (KN.m)	V(KN)	Mtravée (KN.m)	Mappui (KN.m)	V(KN)
<b>Etages courants</b>	82.08	-130.76	164.36	74.62	-112.39	85.40
<b>Terrasse inaccessible</b>	80.20	-103.02	129.70	43.76	-94.49	63.36

### V.3.4. Calcul du ferrailage :

Prenons comme exemple de calcul de ferrailage la poutre principale (45×30) la plus sollicitée avec les sollicitations suivantes :

$$M_t = 82.08 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_a = -130.76 \text{ KN.m}$$

- **Armatures en appui:**

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}}; \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \quad ; \quad Z = d(1 - 0,4\alpha) \quad ; \quad A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s}$$

$$\mu_{bu} = \frac{0,13076}{0,3 \times 0,42^2 \times 18,47} = 0,134; \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,134}) = 0,18 \quad ;$$

$$Z = 0,42(1 - 0,4 \times 0,18) = 0,39;$$

$$A_a = \frac{M_a}{Z \cdot f_{st}} = \frac{0,13076}{0,39 \times 347,82} = 9,639 \text{ cm}^2$$

- **Armatures en travée :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}}; \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \quad ; \quad Z = d(1 - 0,4\alpha) \quad ; \quad A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s}$$

$$\mu_{bu} = \frac{0,08208}{0,3 \times 0,42^2 \times 18,47} = 0,084 \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,084}) = 0,109 \quad ;$$

$$Z = 0,42(1 - 0,4 \times 0,109) = 0,402;$$

$$A_t = \frac{M_t}{Z \cdot f_{st}} = \frac{0,08208}{0,402 \times 347,82} = 5,870 \text{ cm}^2$$

## Chapitre V : Étude des éléments structuraux

Le tableau suivant regroupe le calcul de ferrailage des différentes poutres :

**Tableau V.11.** Choix d'armatures des poutres principales et secondaires.

Niveau	Type de poutre	Section (cm <sup>2</sup> )	Localisation	Vu	A calcul (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	N <sup>bre</sup> de barres
<b>S-sol+ RDC et Étages courants</b>	Poutre principale	45×30	Appui	164.36	9.639	6,75	10.65	<b>3HA16+3HA14</b>
			Travée		5.870		6.88	<b>3HA14+2HA12</b>
	Poutre secondaire	40×30	Appui	85.40	9.50	6	10.65	<b>3HA16+3HA14</b>
			Travée		6.12		6.88	<b>3HA14+2HA12</b>
<b>Terrasse</b>	Poutre principale	45×30	Appui	129.70	7.48	6,75	9.42	<b>3HA16+3HA12</b>
			Travée		5.74		6.88	<b>3HA14+2HA12</b>
	Poutre secondaire	40×30	Appuis	63.36	7.87	6	9.42	<b>3HA16+3HA12</b>
			Travée		3.50		6.88	<b>3HA14+2HA12</b>

➤ **Vérification des armatures selon le RPA 99 :**

• **Pourcentage maximum des armatures longitudinales :**

Poutres principales :

En zone courante :  $A_{\max} = 4\%b \times h = 0.04 \times 30 \times 45 = 54 \text{ cm}^2 > A \text{ adopté}$

En zone de recouvrement:  $A_{\max} = 6\%b \cdot h = 0.06 \times 30 \times 45 = 81 \text{ cm}^2 > A \text{ adopté}$

Poutres secondaires :

En zone courante :  $A_{\max} = 4\%b \times h = 0.04 \times 30 \times 4 = 48 \text{ cm}^2 > A \text{ adopté}$

En zone de recouvrement:  $A_{\max} = 6\%b \cdot h = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 > A \text{ adopté}$

• **Les longueurs de recouvrement :**

$\Phi_1 = 16 \text{ mm} \rightarrow L_r \geq 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm}$                       on adopte :             $L_r = 64 \text{ cm}$

$\Phi_1 = 14 \text{ mm} \rightarrow L_r \geq 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$                       on adopte :             $L_r = 56 \text{ cm}$

$\Phi_1 = 12 \text{ mm} \rightarrow L_r \geq 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm}$                       on adopte :             $L_r = 48 \text{ cm}$

• **Les armatures transversales :**

✓ **Calcul de  $\Phi_t$  :**

Le diamètre des armatures transversales pour les poutres principales et secondaires est

donnée par :  $\Phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_l \right)$

$\Phi_t \leq \min \left( \frac{45}{35}; \frac{30}{10}; 1,2 \right) = 1,2 \text{ cm}$ .                      Pour les poutres principales.

## Chapitre V : Étude des éléments structuraux

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{40}{35}; \frac{30}{10}; 1,2\right) = 1,14\text{cm.} \quad \text{pour les poutres secondaires.}$$

$$\phi_t \leq 1,14\text{cm} \Rightarrow \text{Soit } \phi_t = 8\text{mm} \text{ Donc on opte pour :}$$

$$A_t = 4\text{HA}8 = 2,01\text{cm}^2 \text{ pour les poutres secondaires.}$$

$$A_t = 4\text{HA}10 = 3,14\text{cm}^2 \text{ pour les poutres principales.}$$

Soit : 1 cadre + 1 étrier de HA8 pour les poutres secondaires.

Soit : 1 cadre + 1 étrier de HA10 pour les poutres principales.

### ✓ Calcul des espacements des armatures transversales :

#### 1. $S_t \leq \min(S_{t1}, S_{t2} \text{ et } S_{t3})$ :

On prend le case le plus défavorable (poutres secondaires) avec:

$$1). S_{t1} = \min(0,9 \times d; 40\text{cm}) = 33,3\text{cm}$$

$$2). S_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b} \Rightarrow S_{t2} \leq 67,00\text{cm}$$

$$3). S_{t3} \leq \frac{0,8 \times f_e \times A_t}{b \times (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} \Rightarrow S_{t3} \leq 32,5\text{cm}$$

#### 2. Selon RPA99 Art (7.5.2.2) :

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_t\right)$$

$$S_t \leq \min(10 ; 14,4) = 10 \text{ cm, Soit : } S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq h/2 = 40/2 = 20\text{cm, Soit : } S_t = 15 \text{ cm.}$$

### ✓ Vérification des sections d'armatures transversales :

- Poutres secondaires :

$$A_{\min} = 0,003 \times S_t \times h = 0,003 \times 15 \times 40 = 1,80\text{cm}^2$$

$$A_t = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,80\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

- Poutres principales :

$$A_{\min} = 0,003 \times S_t \times h = 0,003 \times 15 \times 45 = 2,025\text{cm}^2$$

$$A_t = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,025 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

### Vérifications nécessaires :

- Vérification à l'ELU : BAEL91 (Art F.IV.2)

### ✓ Condition de non fragilité :

## Chapitre V : Étude des éléments structuraux

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 1,52 \text{ cm}^2 \leq At = 3,14 \text{ cm}^2 \dots\dots$$

vérifiée

$$A_n = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 1,34 \text{ cm}^2 \leq At = 2,01 \text{ cm}^2$$

.....vérifiée

✓ **Contrainte tangentielle maximale : BAEL91 (Art H.III.2) [3]**

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

Il faut vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$  / Tel que :  $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$

Fissuration peu nuisible  $\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0,133 \times f_{c28}; 5 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$ .

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

**Tableau V.12.** Vérifications des contraintes tangentielles.

Poutres	Vu (KN)	$\tau_{bu}$ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
<b>Principales</b>	164.36	1.304	3.33	<b>Vérifiée</b>
<b>Secondaires</b>	85.40	0.769	3.33	<b>Vérifiée</b>

→ Donc pas de risque de cisaillements

**- Vérification des armatures longitudinales au cisaillement : BAEL91 (Art H.IV.2)**

**Appuis de rives :**  $A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} \dots\dots\dots(1)$

**Appuis intermédiaires :**  $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d}) \dots\dots\dots(2)$   $\gamma_s = 1, f_e = 400 \text{ MPa}$ .

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

**Tableau V.13.** Vérifications des armatures longitudinales au cisaillement .

Poutres	$A_l$ (cm <sup>2</sup> )	Vu (KN)	Ma (KN.m)	$A_l^{\text{rive}}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_l^{\text{int}}$ (cm <sup>2</sup> )	Observation
<b>Principales</b>	10.65	164.36	130.76	4.10	-5,53	<b>Vérifiée</b>
<b>Secondaires</b>	10.65	85.40	112.39	2.13	-8,96	<b>Vérifiée</b>

→ Donc pas de risque de cisaillement pour les armatures longitudinales.

• **Vérifications ELS : BAEL91 (Art E.III.1) [3]**

✓ **Etat limite de compression du béton :**

$$\frac{b}{2} y^2 + 15y(A_s + A_s') - 15(dA_s + d'A_s') = 0; \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A_s' \times (y - d')^2]$$

## Chapitre V : Étude des éléments structuraux

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

**Tableau V.14.** Vérifications de l'état limite de compression du béton.

Poutres	Localisation	Mser (KN.m)	I (cm <sup>4</sup> )	Y (cm)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Poutres principales	Appuis	-58.68	148957.3 3	15.99	6.29	15	vérifiée
	Travées	76.86	108343.9 4	13.90	9.86	15	vérifiée
Poutres secondaires	Appuis	-22.93	111037.2 1	15.23	3.15	15	vérifiée
	Travées	41.60	81406.38	12.87	6.57	15	vérifiée

✓ **Etat limite de déformation :**

D'après le **BAEL91** et le **CBA93** la vérification à la flèche est inutile si : [3] [2]

$$1. \frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}; \quad 2. \frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0}; \quad 3. \frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad \dots \dots \dots \text{BAEL91 (Art B.6.5)}$$

**Tableau V.15.** Vérification de la flèche pour les poutres.

	h <sub>t</sub> (cm)	b (cm)	L (m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	$\frac{h_t}{l}$	$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
<b>PP</b>	45	30	6.2	10.65	0,073	0.075	0.084	0,01	<b>Vérifiée</b>	<b>Non Vérifiée</b>	<b>Non Vérifiée</b>
<b>PS</b>	40	30	5.2	10.65	0.077	0.075	0,096	0,01	<b>Vérifiée</b>	<b>Vérifiée</b>	<b>Non Vérifiée</b>

Donc la vérification de la flèche est nécessaire.

Pour une portée supérieure à 5m, la flèche admissible est :  $f_{adm} = 0,5 + \frac{L}{1000} =$

$$\frac{620-60}{1000} = 1,06\text{cm} = 10,6\text{mm}$$

**Tableau V.16.** Evaluation de la flèche pour les poutres.

Moments (KN.m)		Contraintes(MPa)		Flèches(mm)	
<i>M<sub>j</sub></i>	56,12	<i>σ<sub>tj</sub></i>	141,09	<i>F<sub>ji</sub></i>	2,07
<i>M<sub>g</sub></i>	68,26	<i>σ<sub>tg</sub></i>	162,13	<i>f<sub>gi</sub></i>	3,57
				<i>f<sub>gv</sub></i>	7,52
<i>M<sub>p</sub></i>	79,37	<i>σ<sub>tp</sub></i>	193,66	<i>f<sub>pi</sub></i>	7,69

## Chapitre V : Étude des éléments structuraux

Après le calcul, on trouve :  $f = 9,57mm < f^{adm} = 10,6mm$  ..... vérifiée

### V.3.5. Vérification des zones nodales

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 :

$$|M_N| + |M_S| \geq 1.25 \times (|M_W| + |M_E|)$$

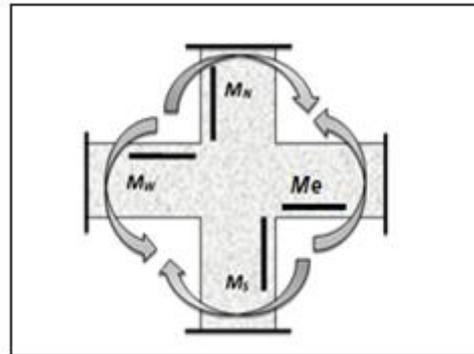
#### V.3.5.1. Détermination du moment résistant dans les poteaux :

Le moment résistant (MR) d'une section de béton dépend essentiellement :

- ✓ des dimensions de la section du béton
- ✓ de la quantité d'armatures dans la section.
- ✓ de la contrainte limite élastique des aciers.

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s; \quad \text{Avec : } Z = 0,9 \times h$$

$$\sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$



**Figure V.4.** Les moments résistants dans la zone nodale.

Les résultats de calcul des moments résistants dans les poteaux sont donnés dans les tableaux suivants :

**Tableau V.17.** Les moments résistants dans les poteaux.

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	Z (cm)	As (cm <sup>2</sup> )	MR (KN.m)
Sous solet RDC et Étage 1	55×50	49.5	16.08	277
Étage 2 et Étage 3	50 ×45	45	16.08	251.81
Étage 4 et Étage 5	45×40	40.5	12.32	173.64
Étage 6 et Étage 7	40×35	36	12.32	154.38
terrasse	30×30	27	9.24	86.82

## Chapitre V : Étude des éléments structuraux

**Remarque :** Pour le calcul de  $M_N$  on prend en considération les barres d'attente car la rotule plastique est toujours proche de l'appui, et pour le calcul de  $M_S$  on prend seulement les armatures sur une seule face (A/3).

### V.3.5.2. Déterminations des moments résistant dans les poutres

$M_W$  et  $M_E$  sont les moments (en KN) calculés en fonction des aciers adoptés en appuis à gauche et à droite du nœud (face tendue de la poutre au niveau du nœud).

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau de vérification des zones nodales. On effectue la vérification de la zone nodale pour le nœud central:

**Tableau V.18.** Vérifications de la zone nodale. P-principale

Niveau	$M_N$	$M_S$	$M_N+M_S$	$M_W$	$M_E$	$1.25 (M_W+M_E)$	Observation
S-sol	277	277	554	150.10	96.96	308.825	<b>vérifiée</b>
RDC	277	277	554	150.10	96.96	308.825	<b>vérifiée</b>
Etage1	277	277	554	150.10	96.96	308.825	<b>vérifiée</b>
Etage2	251.81	251.81	503.62	150.10	96.96	308.825	<b>vérifiée</b>
Etage3	251.81	251.81	503.62	150.10	96.96	308.825	<b>vérifiée</b>
Etage4	173.64	173.64	347.28	150.10	96.96	308.825	<b>vérifiée</b>
Etage5	173.64	173.64	347.28	150.10	96.96	308.825	<b>vérifiée</b>
Etage6	154.38	154.38	308.76	150.10	96.96	308.825	<b>Vérifiée</b>
Etage7	154.38	154.38	308.76	150.10	96.96	308.825	<b>Vérifiée</b>
terrasse	86.82	86.82	173.64	118.01	86.19	255.25	<b>non vérifiée</b>

**Commentaire :** les vérifications de zone nodale sont vérifiées dans tous les niveaux, sauf pour étage terrasse . Mais selon RPA, les deux derniers niveaux la vérification est facultative.

**Tableau V.19.** Vérifications de la zone nodale. P-secondaire.

Niveau	$M_N$	$M_S$	$M_N+M_S$	$M_W$	$M_E$	$1.25 (M_W+M_E)$	Observation
S-sol	277	277	554	133.42	86.19	274.51	<b>Vérifiée</b>
RDC	277	277	554	133.42	86.19	274.51	<b>Vérifiée</b>
Etage1	277	277	554	133.42	86.19	274.51	<b>Vérifiée</b>
Etage2	251.81	251.81	503.62	133.42	86.19	274.51	<b>vérifiée</b>
Etage3	251.81	251.81	503.62	133.42	86.19	274.51	<b>vérifiée</b>
Etage4	173.64	173.64	347.28	133.42	86.19	274.51	<b>vérifiée</b>
Etage5	173.64	173.64	347.28	133.42	86.19	274.51	<b>vérifiée</b>

## Chapitre V : Étude des éléments structuraux

<b>Etage6</b>	154.38	154.38	308.76	133.42	86.19	274.51	<b>Vérifiée</b>
<b>Etage7</b>	154.38	154.38	308.76	133.42	86.19	274.51	<b>Vérifiée</b>
<b>terrasse</b>	86.82	86.82	173.64	118.01	86.19	255.25	<b>NonVérifiée</b>

**Commentaire :** les vérifications de zone nodale sont vérifiées dans tous les niveaux, sauf pour le 7<sup>me</sup> étage. Mais selon RPA, les deux derniers niveaux la vérification est facultative.

### V.3.6.Schéma de ferrailage des poutres :

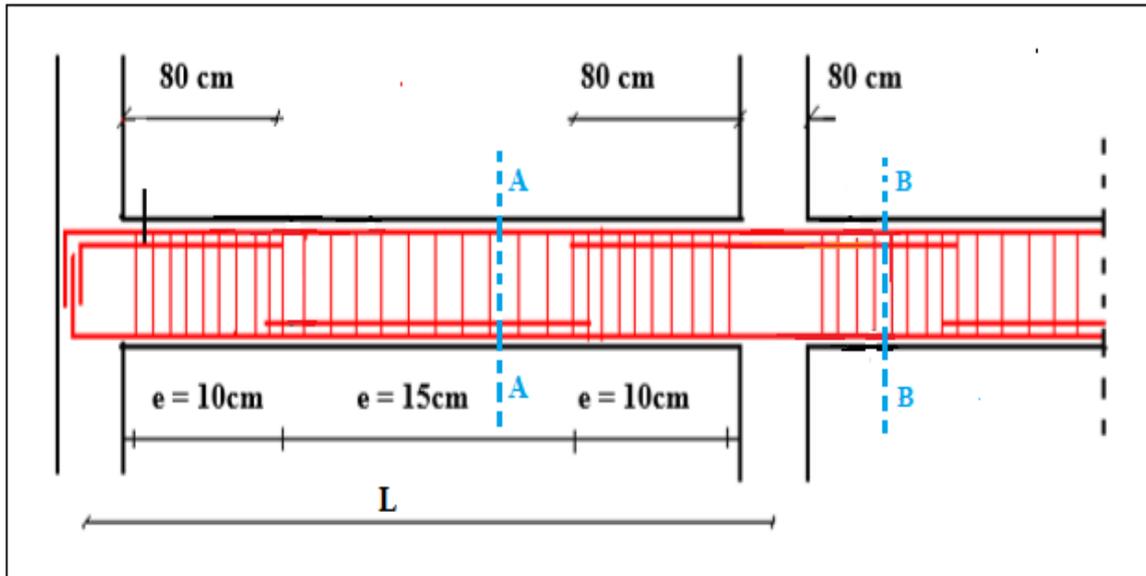


Figure V.5. dispositions constructives des poutres.

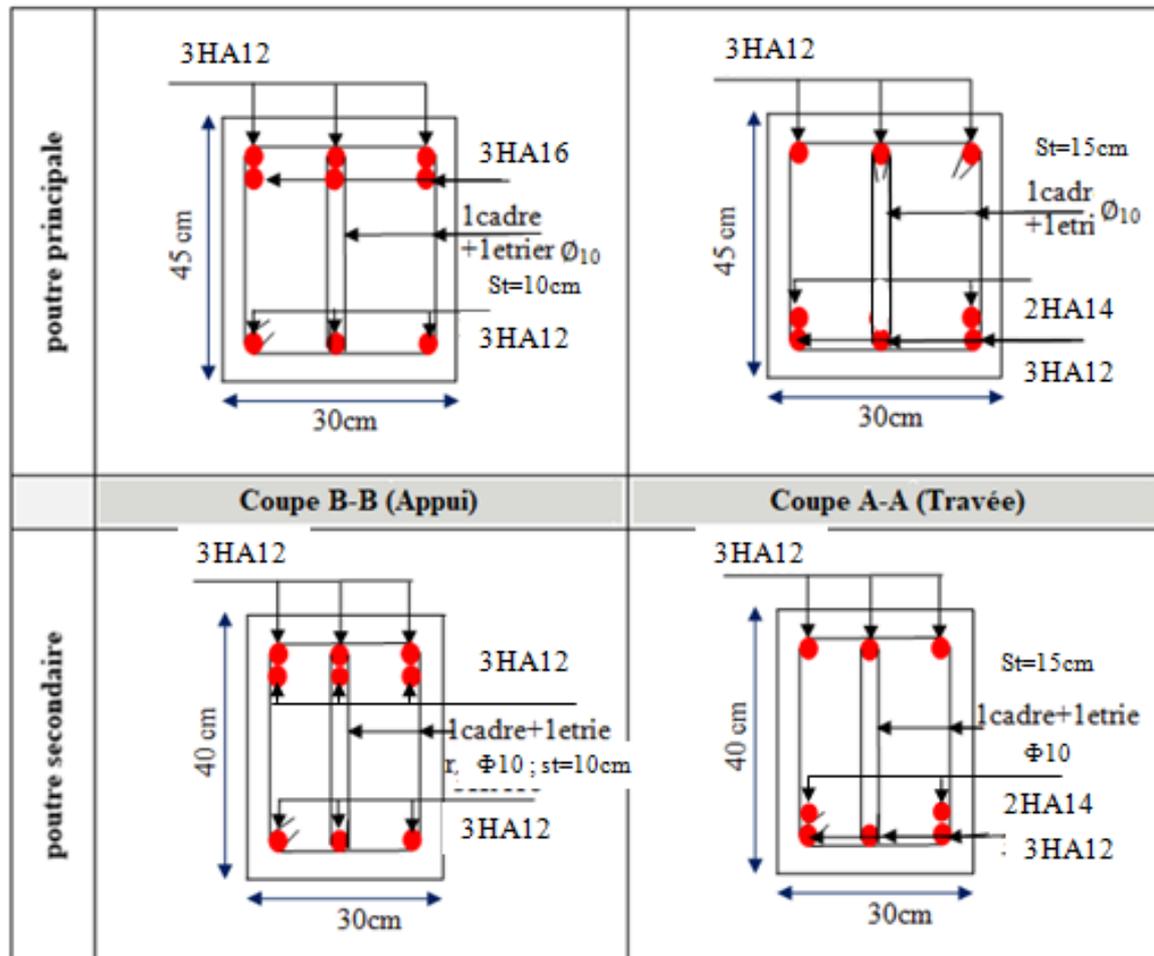
## Chapitre V : Étude des éléments structuraux

Tableau V.20..Schémas de ferrailage des poutres (s-sol +RDC+étages courants).

poutre principale		
Coupe B-B (Appui)		Coupe A-A (Travée)
poutre secondaire		

## Chapitre V : Étude des éléments structuraux

**Tableau V.21.** Schémas de ferrailage des poutres (Terrasse inaccessible).



### V.4. Étude des voiles :

#### V.4.1. Introduction :

Le RPA99 version 2003 (**Art.3.4.A.1.a**) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur en zone IIa. Les voiles sont considérés comme des consoles encastées à leur base, leurs modes de rupture sont:

- Rupture par flexion.
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où, Les voiles vont être calculés en flexion composée avec cisaillement en considérant le moment agissant dans la direction de la plus grande inertie.

Le calcul se fera en fonction des combinaisons suivantes :

## Chapitre V : Étude des éléments structuraux

---

1).  $1.35G + 1.5Q$

2).  $G + Q \pm E$

3).  $0,8G \pm E$

Le ferrailage qu'on va adopter est donné par les sollicitations qui suivent :

$$\begin{cases} M^{max} \rightarrow N_{corresp} \\ N^{max} \rightarrow M_{corresp} \\ N^{min} \rightarrow M_{corresp} \end{cases}$$

### V.4.2. Recommandation du RPA99 version 2003 :

#### ➤ Armatures verticales :

La section d'armatures à introduire dans les voiles sera une section répartie comme suit :

- ✓ Les armatures verticales sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles.
- ✓ Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- ✓ Zone tendue : un espacement maximal de 15 cm et un pourcentage minimal de 0.20% de la section du béton ,  $A_{min} = 0.2\% \times l_t \times e$

Avec :  $l_t$ : longueur de la zone tendue,  $e$ : épaisseur du voile.

- ✓ À chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur  $L/10$  de la longueur du voile
- ✓ Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure.

Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

#### ➤ Armatures Horizontal :

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchant, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc ils doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

#### ➤ Armatures Transversales :

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, leur nombre doit être égale au minimum à 4 barres / m<sup>2</sup>.

#### ➤ Règles communes [RBA99 ver 2003 ART.7.7.4.3]

- ✓ Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :
  - Globalement dans la section du voile 0,15 %

## Chapitre V : Étude des éléments structuraux

- En zone courante 0,10 %

- ✓ L'espacement des nappes d'armatures horizontales et verticales est  $S_t \leq \min(1,5 e ; 30 \text{ cm})$
- ✓ Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.
- ✓ Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
- ✓ les longueurs de recouvrements doivent être égales à :
  - 1)  $40\Phi$  pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
  - 2)  $20\Phi$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.
- ✓ Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{ij} = 1,1 V / f_e \quad \text{Avec} \quad V = 1,4 V_u$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement

### V.4.3. Exemple de calcul :

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel ETABS 2016, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.22.** Sollicitations maximales dans le voile  $V_{x1}$ // à X-X.

Etage	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$V_u$ (KN)
	N(KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
<b>1</b>	2208.85	1107.12	1175.23	892.34	416.30	1164.55	340.23

### V.4.4. Ferrailages :

- **Calcul du ferrailage : sous  $N_{max}$  et  $M_{cor}$  (dans ce cas il est de même pour  $M_{max}$  et  $N_{cor}$ )**

Le Calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section ( $e \times l$ ).

La section trouvée (A) sera répartie sur toute la zone tendue de la section en respectant les recommandations du RPA99.

## Chapitre V : Étude des éléments structuraux

$$L = 3m, d = 2.95m, e = 0.15m.$$

$$N_{max} = 2208.85 \text{ KN (compression)}, M_{cor} = 1107.12 \text{ KN.m}.$$

$$e_G = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1107.12}{2208.85} \times 100 = 50.12 \text{ cm} \quad \pi \frac{l}{2} \equiv \frac{3}{2} = 150 \text{ cm}$$

$$M_{UA} = M_u + N_u(d - l/2) = 1107.12 + 2208.85(2.95 - 3/2) = 4309.95 \text{ KN.m}$$

$$N_u(d - d') - M_{UA} = 2095.71 \text{ KN.m} < (0,337l + 0,81d') \times b \times h \times f_{bu} = 2430.93 \text{ KN.m}$$

La condition est vérifiée  $\rightarrow$  la section est partiellement comprimée.

Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{4309.95 \times 10^{-3}}{0.15 \times 2,95^2 \times 18,48} = 0,179 \Rightarrow \mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.248$$

$$\text{On a : } \mu_{bu} = 0,179 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\text{Calcul de A : } A_1 = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}}$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 2.65m \Rightarrow A_1 = \frac{4309.95 \times 10^{-3}}{2.65 \times 400} \times 10^4 = 40.65 \text{ cm}^2$$

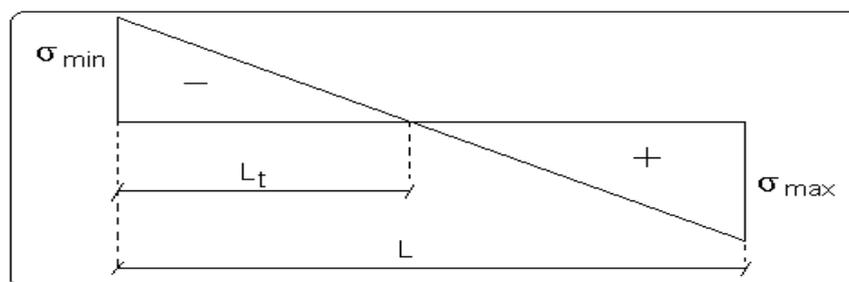
$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 40,65 - \frac{2208.85 \times 10^{-3}}{400} \times 10^4 = 14.57 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures minimales dans tout le voile :**

$$\text{Selon RPA99/2003 on a : } A_{min} = 0.15\% b \times h = 0,15\% \times 0,15 \times 3 = 6.75 \text{ cm}^2$$

❖ **Longueur de la partie tendue  $L_t$  :**

$$A_{min}^{tendu} = 0.2\% b \times l_t$$



**Figure V.6 .Schéma des contraintes.**

## Chapitre V : Étude des éléments structuraux

$$l_t = \frac{\sigma_{min} \times L}{\sigma_{max} + \sigma_{min}}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} V = \frac{2208.85 \times 10^{-3}}{0,15 \times 3} + \frac{1107.12 \times 10^{-3}}{0,084} 0,75 = 14,80 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} V = \frac{2208.85 \times 10^{-3}}{0,15 \times 3} - \frac{1107.12 \times 10^{-3}}{0,084} 0,75 = -4.98 \text{ MPa}$$

$$l_t = \frac{4.98 \times 3}{14.80 + 4.98} = 0,755 \text{ m} \quad A_{min}^{tendu} = 0.2\% 0,15 \times 0,755 = 2.265 \text{ cm}^2$$

❖ **Armatures minimales dans la zone comprimée :**

$$A_{min}^{comp} = 0.1\% b \times l_c \quad ; l_c = L - 2l_t = 3 - 2 \times 0.755 = 1.49 \text{ m}$$

$$A_{min}^{comp} = 0.1\% \times 0,15 \times 1.49 = 2.23 \text{ cm}^2.$$

✓ **Espacement des barres verticales :**

$$S_t \leq \min(1,5 e; 30 \text{ cm}) = 22,5 \text{ cm} \text{ On prend } S_t = 20 \text{ cm}$$

➤ **Armatures horizontales :**

La section des Armatures horizontales est calculée selon la formule suivante :

$$V_{max} = 340.23 \text{ KN}$$

$$A_h = \frac{\tau_u \times e \times S_t}{0,8 \times f_e} \tau_u = \frac{1,4 V_d}{e \times d} = \frac{1,4 \times 340.23 \times 10^{-3}}{0,15 \times 2.95} = 1,076 \text{ MPa}$$

✓ **Espacement des barres horizontales :**

$$S_t \leq \min(1,5 e; 30 \text{ cm}) = 22,5 \text{ cm} \quad \text{On prend } S_t = 20 \text{ cm}$$

$$A_h = \frac{1,076 \times 0,15 \times 0,2}{0,8 \times 400} = 1,009 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul du ferrailage sous  $N_{min}$  et  $M_{cor}$  :**

$$N_{min} = -416.30 \text{ KN}, M_{cor} = 1164.55 \text{ KN. m.}$$

$$e_G = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1164.55}{416.30} \times 100 = 279.74 \text{ cm} \quad \frac{l}{2} \equiv \frac{300}{2} = 150 \text{ cm}$$

le centre de pressions est à l'extérieur de la section Donc la section est partiellement comprimée

$$M_{ua} = M + N \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 1164.55 + 416.30 \times \left(2.95 - \frac{3}{2}\right) = 1768.18 \text{ KN. m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{1768.18 \times 10^{-3}}{0,15 \times 2.95^2 \times 18,48} = 0,073$$

## Chapitre V : Étude des éléments structuraux

---

$$\mu_{bu} = 0,073 < \mu_l = 0,391 \Rightarrow \text{Pivot A} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,073}) = 0,094 \quad z = 2,95(1 - 0,4 \times 0,094) = 2,84\text{m}$$

$$A_1 = \frac{1768,18 \times 10^{-3}}{2,84 \times 400} = 15,56 \text{ cm}^2$$

$$A = 15,56 + \left( \frac{-416,30 \times 10^{-3}}{0,04} \right) = 5,15 \text{ cm}^2.$$

➤ **Armatures minimales dans tout le voile :**

Selon RPA99/2003 on a :  $A_{\min} = 0,15\% b \times h = 0,15\% \times 0,15 \times 3 = 6,75\text{cm}^2$

❖ **Longueur de la partie tendue  $L_t$**

$$A_{\min}^{\text{tendu}} = 0,2\% b \times l_t$$

$$l_t = \frac{\sigma_{\min} \times L}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} = 0,755\text{m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} V = 2,81\text{MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} V = -1,33 \text{ MPa}$$

$$A_{\min}^{\text{tendu}} = 0,2\% 0,15 \times 0,755 = 2,265\text{cm}^2$$

❖ **Armatures minimales dans la zone comprimée :**

$$A_{\min}^{\text{comp}} = 0,1\% b \times l_c \quad ; l_c = L - 2l_t = 3 - 2 \times 0,755 = 1,49\text{m}$$

$$A_{\min}^{\text{comp}} = 0,1\% \times 0,15 \times 1,49 = 2,23\text{cm}^2$$

✓ **Espacement des barres verticales :**

$$S_t \leq \min(1,5 e; 30\text{cm}) = 22,5 \text{ cm} \text{ On prend } S_t = 20 \text{ cm}$$

➤ **Armatures horizontales :**

La section des Armatures horizontales est calculée selon la formule suivante :

$$V_{\max} = 340,23\text{KN}$$

$$A_h = \frac{\tau_u \times e \times S_t}{0,8 \times f_e} \quad ; \tau_u = \frac{1,4V_d}{e \times d} = \frac{1,4 \times 340,23 \times 10^{-3}}{0,15 \times 2,95} = 1,08 \text{ MPa}$$

✓ **Espacement des barres horizontales**

$$S_t \leq \min(1,5 e; 30\text{cm}) = 22,5\text{cm} \quad \text{On prend } S_t = 20 \text{ cm}$$

$$A_h = \frac{1,08 \times 0,15 \times 0,2}{0,8 \times 400} = 1,01 \text{ cm}^2$$

## Chapitre V : Étude des éléments structuraux

✓ **Choix des barres :**

➤ **Armatures verticales :**

En zone tendu  $A^{ZT} = 5HA14 = 7.70 \text{ cm}^2$

**Choix des armatures horizontales**

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

Les tableaux suivants illustrent les résultats de calcul des armatures verticales et horizontales des différents voiles.

**Tableau V.23.** Sollicitations et ferrailage du voile  $V_{x1}$  dans tous les niveaux.

Niveau	RDC et 1 <sup>eme</sup> Etage	2 <sup>eme</sup> , 3 <sup>eme</sup> et 4 <sup>eme</sup> Etage	5 <sup>eme</sup> , 6 <sup>eme</sup> et 7 <sup>eme</sup> Etage
Section	0,15×3	0,15×3	0,15×3
N(KN)	416.30	1853.78	1218,93
M(KN.m)	1164.55	125.54	137.15
V(KN)	340.23	292.22	205.56
$\tau$ (MPa)	1.076	0.925	0.650
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5
$\sigma_{max}$ (MPa)	2.81	4,67	3.318
$\sigma_{min}$ (MPa)	1.33	3.56	2.09
$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	5.15	0	0
$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	6.75	6.75	6.75
$l_t$	1.231	1,29	1.212
$A_{min}^{tendu}$ (cm <sup>2</sup> )	2.265	3.87	3.636
$N^{barre}/\text{face}$	5HA14	5HA14	5HA14
$\dot{u}A_{adopt}$	7.70	7.70	7.70
$S_t$ (cm)	20	20	20
$A_{min}^{comp}$ (cm <sup>2</sup> )	2.23	0.63	0.864
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	1.01	0.867	0.609
$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	0.6	0.6	0.6
$A_h^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	1.57	1.57	1.57

## Chapitre V : Étude des éléments structuraux

$N^{barre}$	2HA10	2HA10	2HA10
$S_t(cm)$	20	20	20

**Tableau V.24.** Sollicitations et ferrailage du voile  $V_{x2}$  dans tous les niveaux.

Niveau	RDC et 1 <sup>eme</sup> Etage	2 <sup>eme</sup> , 3 <sup>eme</sup> et 4 <sup>eme</sup> Etage	5 <sup>eme</sup> , 6 <sup>eme</sup> et 7 <sup>eme</sup> Etage
Section	0,15×3	0,15×3	0,15×3
N(KN)	365.79	547.70	1184.19
M(KN.m)	1175.46	551.74	144.63
V(KN)	293.35	168.86	109.36
$\tau$ (MPa)	0.928	0.534	0.345
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5
$\sigma_{max}$ (MPa)	6.03	3,66	3.27
$\sigma_{min}$ (MPa)	-4.41	1,23	1.98
$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	5.86	0	0
$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	6.75	6.75	6.75
$L_t$	1.26	0.755	1,134
$A_{min}^{tendu}$ (cm <sup>2</sup> )	3.78	2.265	3.402
$N^{barre}/face$	5HA14	5HA14	5HA14
$A_{adopt}$	7.70	7.70	7.70
$S_t(cm)$	20	20	20
$A_{min}^{comp}$ (cm <sup>2</sup> )	0.72	2.235	1.098
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	0.87	0.50	0.323
$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	0.6	0.6	0.6
$N^{barre}$	2HA10	2HA10	2HA10
$A_h^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	1.57	1.57	1.57
$S_t(cm)$	20	20	20

## Chapitre V : Étude des éléments structuraux

**Tableau V.25.** Sollicitations et ferrailage du voile  $V_{y1}$  dans tous les niveaux.

Niveau	RDC et 1 <sup>eme</sup> Etage	2 <sup>eme</sup> , 3 <sup>eme</sup> et 4 <sup>eme</sup> Etage	5 <sup>eme</sup> , 6 <sup>eme</sup> et 7 <sup>eme</sup> Etage
<b>Section</b>	0,15×3	0,15×3	0,15×3
<b>N(KN)</b>	303.02	1030.25	698.39
<b>M(KN.m)</b>	865.35	59.66	90.92
<b>V(KN)</b>	191.18	172.84	123.10
<b><math>\tau</math> (MPa)</b>	0.604	0.546	0.389
<b><math>\bar{\tau}</math> (MPa)</b>	5	5	5
<b><math>\sigma_{max}</math> (MPa)</b>	4.51	2.55	1.95
<b><math>\sigma_{min}</math> (MPa)</b>	3.17	2.024	1.147
<b><math>A_{cal}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	3.79	0	0
<b><math>A_{min}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	6.75	6.75	6.75
<b><math>L_t</math></b>	1.237	1.32	1.109
<b><math>A_{min}^{tendu}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	3.711	3.96	3.327
<b><math>N^{barre}/face</math></b>	5HA14	5HA14	5HA14
<b><math>A_{adopt}</math></b>	7.70	7.70	7.70
<b><math>S_t</math> (cm)</b>	20	20	20
<b><math>A_{min}^{comp}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	0.789	0.54	1.173
<b><math>A_h^{cal}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	0.566	0.512	0.364
<b><math>A_h^{min}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	0.6	0.6	0.6
<b><math>N^{barre}/face</math></b>	2HA10	2HA10	2HA10
<b><math>A_h^{adop}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	1.57	1.57	1.57
<b><math>S_t</math> (cm)</b>	20	20	20

## Chapitre V : Étude des éléments structuraux

**Tableau V.26.** Sollicitations et ferrailage du voile  $V_{y2}$  dans tous les niveaux.

Niveau	RDC et 1 <sup>eme</sup> Etage	2 <sup>eme</sup> , 3 <sup>eme</sup> et 4 <sup>eme</sup> Etage	5 <sup>eme</sup> , 6 <sup>eme</sup> et 7 <sup>eme</sup> Etage
Section	0,15×3	0,15×3	0,15×3
N(KN)	305.71	1022.62	687.45
M(KN.m)	8869.7	58.07	58.12
V(KN)	197.95	161.51	114.93
$\tau$ (MPa)	0.626	0.510	0.363
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5
$\sigma_{max}$ (MPa)	4.54	2.53	1.78
$\sigma_{min}$ (MPa)	-3.18	2.01	1.26
$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	3.8047	0	0
$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	6.75	6.75	6.75
$L_t$	1.236	1.33	1.246
$A_{min}^{tendu}$ (cm <sup>2</sup> )	3.708	3.99	3.738
$N^{barre}/face$	5HA14	5HA14	5HA14
$A_{adopt}$	7.70	7.70	7.70
$S_t$ (cm)	20	20	20
$A_{min}^{comp}$ (cm <sup>2</sup> )	0.792	0.51	0.762
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	0.587	0.478	0.340
$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	0.6	0.6	0.6
$N^{barre}$	2HA10	2HA10	2HA10
$A_h^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	1.57	1.57	1.57
$S_t$ (cm)	20	20	20

**Tableau V.27.** Sollicitations et ferrailage du voile  $V_{y3}$  dans tous les niveaux

Niveau	RDC et 1 <sup>eme</sup> Etage	2 <sup>eme</sup> , 3 <sup>eme</sup> et 4 <sup>eme</sup> Etage	5 <sup>eme</sup> , 6 <sup>eme</sup> et 7 <sup>eme</sup> Etage
Section	0,15×3	0,15×3	0,15×3
N(KN)	277.47	338.49	101.98
M(KN.m)	862.26	278.57	91.32
V(KN)	200.20	154.96	109.24
$\tau$ (MPa)	0.633	0.490	0.345
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5
$\sigma_{max}$ (MPa)	4.33	1.99	0.632
$\sigma_{min}$ (MPa)	-3.32	-0.48	-0.179
$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	4.678	0	0
$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	6.75	6.75	6.75

## Chapitre V : Étude des éléments structuraux

$L_t$	1,25	0.589	0,662
$N^{barre}/face$	5HA14	5HA14	5HA14
$A_{adopt}$	7.70	7.70	7.70
$S_t(cm)$	20	20	20
$A_{min}^{comp} (cm^2)$	0.75	2.733	2.514
$A_h^{cal} (cm^2)$	0.593	0.459	0.323
$A_h^{min} (cm^2)$	0.6	0.6	0.6
$N^{barre}$	2HA10	2HA10	2HA10
$A_h^{adop} (cm^2)$	1.57	1.57	1.57
$S_t(cm)$	20	20	20

**Tableau V.28.** Sollicitations et ferrailage du voile  $V_{y4}$  dans tous les niveaux.

Niveau	RDC et 1 <sup>eme</sup> Etage	2 <sup>eme</sup> , 3 <sup>eme</sup> et 4 <sup>eme</sup> Etage	5 <sup>eme</sup> , 6 <sup>eme</sup> et 7 <sup>eme</sup> Etage
Section	0,15×3	0,15×3	0,15×3
N(KN)	257.40	337.96	98.29
M(KN.m)	862.78	294.18	117.21
V(KN)	196.57	171.81	124
$\tau$ (MPa)	0.621	0.543	0.392
$\sigma_{max}(MPa)$	4.40	2.058	0.739
$\sigma_{min}(MPa)$	-3.26	-0.556	-0.302
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5
$A_{cal} (cm^2)$	4.32	0	0
$A_{min} (cm^2)$	6.75	6.75	6.75
$L_t$	1.276	0.638	0.871
$A_{min}^{tendu} (cm^2)$	3.828	1.914	2.613
$N^{barre}/face$	5HA14	5HA14	5HA14
$A_{adopt}$	7.70	7.70	7.70
$S_t(cm)$	20	20	20
$A_{min}^{comp} (cm^2)$	0.672	2.586	1.887
$A_h^{cal} (cm^2)$	0.58	0.51	0.367
$A_h^{min} (cm^2)$	0.6	0.6	0.6
$N^{barre}$	2HA10	2HA10	2HA10
$A_h^{adop} (cm^2)$	1.57	1.57	1.57
$S_t(cm)$	20	20	20

## Chapitre V : Étude des éléments structuraux

### Schémas de ferrailage

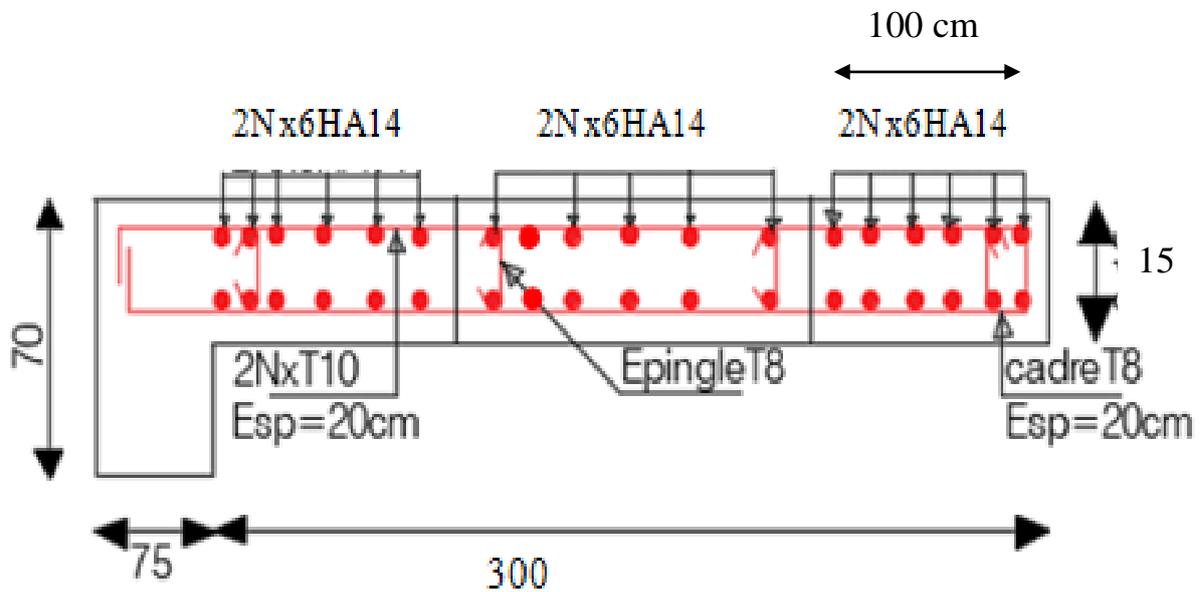


Figure V.7. Schéma de ferrailage du voile  $V_{x1} = 3\text{m}$  (Étage RDC/1).

### V.5 Conclusion :

Après l'étude des éléments porteurs on constate que :

- Ces éléments jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations.
- Ils sont ferrailés souvent par le minimum de RPA. cela est dû à l'interaction qui existe entre les voiles et les portiques.
- Les exigences du RPA valorisent la sécurité par rapport à l'économie.



# **Chapitre VI :**

## **Étude de l'infrastructure**

## Chapitre VI : Étude de l'infrastructure

---

### VI.1. Introduction :

L'infrastructure est l'une des parties essentielles de l'ouvrage, car elle doit reprendre les Charges de la superstructure et les transmettes au sol de façon à assurer la stabilité et la résistance de l'ouvrage et de limiter les tassements différentiels.

Les questions abordées dans ce chapitre concernent la détermination des dimensions et le ferrailage des éléments de fondations en tant qu'éléments en béton armé.

### VI.2. Choix du type de fondation :

Le choix de type des fondations dépend essentiellement des facteurs suivants :

La capacité portante du sol d'assise.

La distance entre axes des poteaux.

Les charges transmises au sol.

La profondeur du bon sol.

Nous avons testé les deux types de fondations superficielles, à savoir les semelles isolées et filantes, les calculs nous ont conduit à du radier général.

Le rapport de sol recommande d'ancrer cette fondation superficielle (radier) à une profondeur du fond de fouille à 4.00 m de la surface du sol et de prendre une contrainte admissible  $\sigma_{sol} = 1.2bars$ .

Les fondations sont calculées par les combinaisons d'actions suivantes:

$$\checkmark G+Q\pm E$$

$$\checkmark 0.8G\pm E \quad \text{RPA99/V2003 (Art.10.1.4.1)}$$

D'une manière générale les fondations doivent répondre à la relation suivante :

$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}, \text{ avec : } N : \text{ Poids total de l'ouvrage en fonctionnement.}$$

S : Surface d'appui sur le sol.

$\bar{\sigma}_{sol}$  : La capacité portante du sol.

### VI.3. Radier général :

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, il est choisi selon ces trois principales caractéristiques :

- ✓ Un mauvais sol.
- ✓ Les charges transmises au sol sont importantes.
- ✓ Les poteaux rapprochés (petites trames).

Vu la contrainte très faible du sol et les tassements importants qui peuvent être engendrés d'après le rapport du sol ,le choix d'emploi d'un radier général est une meilleure

## Chapitre VI : Étude de l'infrastructure

solution afin d'éviter au maximum les désordres dus aux tassements différentiels et assurer une bonne répartition des charges transmises par la superstructure sur le sol d'assise.

On opte pour un radier nervuré, car il offre une grande rigidité, et une facilité d'exécution

### VI.3.1. Pré dimensionnement :

#### ❖ La condition de coffrage :

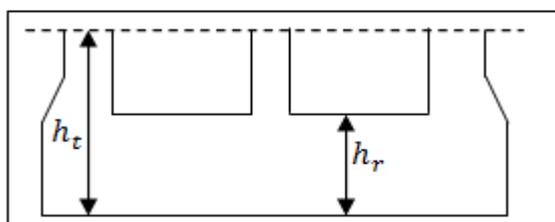
✓ **Nervure:**  $h_t \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{6,2}{10} \geq 0,62 \text{ m} \Rightarrow h_t \geq 62 \text{ cm} \dots \dots \dots (1)$

✓ **Dalle:**  $h_r \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{6,2}{20} \geq 0,31 \text{ m} \Rightarrow h_r \geq 31 \text{ cm}$

$L_{max} = 6,2 \text{ m}$  : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

$h_t$  : Hauteur de la nervure.

$h_r$  : Hauteur du radier.



**Figure VI.1.** Dimensions du radier.

#### La condition de rigidité :

$$\frac{\pi}{2} \times L_e \geq L_{max}$$

$L_e$  : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

**E**: Module d'élasticité du béton  $E = 3.2 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$ .

**I**: Inertie de la section du radier.

**K**: Coefficient de réaction du sol, pour un sol très mauvais :

$K = 0,5 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$  (FUNTES ALBERT, 1988)

**b**: La largeur de l'élément considéré (radier) de 1ml.

On a :  $I = \frac{b \times h^3}{12} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}} \Rightarrow h \geq 0,485 \text{ m} \dots \dots \dots (2)$

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{0,7^3 \times 3.2 \times 10^7}{3 \times 0,5 \times 10^4}} = 5,75 \text{ m}.$$

$\frac{\pi}{2} \times L_e = 9,03 \text{ m} \geq L_{max} = 6,2 \text{ m} \dots \dots \dots (1)$

A partir des deux conditions (1) et (2) on adopte pour les dimensions suivantes :

La hauteur nervure:  $h_t = 80 \text{ cm}$

La hauteur de radier:  $h_r = 35 \text{ cm}$

## Chapitre VI : Étude de l'infrastructure

- **Calcul du Poids :**

$N_{ser}$  : L'effort de service de la superstructure a l'ELS : obtenu par logiciel **ETABS 2016**.

$$N_{ser} = 29878.006 \text{ KN.}$$

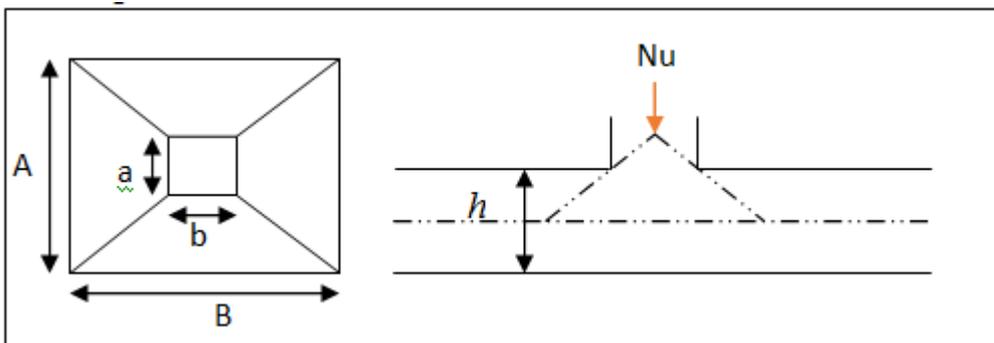
$$\frac{N_{ser}}{S_{radier}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{radier} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} = 248.98 \Rightarrow S_{radier} \geq 248.98 \text{ m}^2$$

La surface du bâtiment :  $S_{bat} = L_x \times L_y = 22 \times 10.95 = 240.9 \text{ m}^2 S_{radier}$

Donc on prend  $S_{radier} = 248.98 \text{ m}^2$

### VI.3.2. Les Vérifications nécessaires :

#### a) Vérification au poinçonnement :



**Figure VI.2.**Présentation de la zone d'impact de la charge compactée.

Il faut vérifier que :  $N_U \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$  **BAEL91 (Art A.5.2 ,42)**

$N_U$  : L'effort normal sur le poteau.

h : hauteur de la nervure.

$U_c$  : Le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier :  $U_c = 2 \times (A + B)$

$$\begin{cases} A = a + h \\ B = b + h \end{cases} ; \text{ On } a=b \Rightarrow A = B = 0,6 + 0,8 = 1,4 \text{ m}$$

On trouve  $U_c = 5,6 \text{ m}$ .

$$N_U = 40872.18 \text{ KN} \leq 0,045 \times 5,6 \times 0,8 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 41325 \text{ KN.}$$

(La condition est vérifiée)  $\Rightarrow$  Pas risque au poinçonnement.

#### b) Vérification des contraintes dans le sol : DTR BC 2.33.1 (Art : 3.541 a) :

Cette vérification de la contrainte du sol consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

Il faut vérifier que :  $\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \sigma_{sol}$  Avec :  $\sigma_{(max,min)} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \times (X_G, Y_G)$

## Chapitre VI : Étude de l'infrastructure

**N**: L'effort normal dû aux charges verticales ( a l'ELS)

**M<sub>y</sub>, M<sub>x</sub>**: Moments sismiques à la base tirée du logiciel ETABS, V16.

Avec M<sub>x</sub> :(moment max sous EX) et M<sub>y</sub> :(moment max sous EY).

A partir du programme **SOCOTEC** (calcul des formes) on trouve :

$$\begin{cases} X_G = 11.00m ; I_{xx} = 2407.04m^4 \\ Y_G = 5.48m ; I_{yy} = 9716.3 m^4 \\ S = 240.9 m^2 \end{cases}$$

**Dans le sens x-x** : N = 29878.006KN ; M<sub>x</sub> = 395.73KN.m

$$\sigma_{\max} = \frac{29,878006}{240,9} + \frac{0,39573}{2407,04} \times 11 = 0,1258MPa$$

$$\sigma_{\min} = \frac{29,878006}{240,9} - \frac{0,39573}{2407,04} \times 11 = 0,1222MPa$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 0,1249MPa < 0,12MPa$$

**Dans le sens y-y** : N=29878.006 KN ; M<sub>y</sub>=362.91 KN.m

$$\sigma_{\max} = \frac{29,878006}{240,9} + \frac{0,36291}{9716,3} \times 5,48 = 0,1242MPa$$

$$\sigma_{\min} = \frac{29,878006}{240,9} - \frac{0,36291}{9716,3} \times 5,48 = 0,1238MPa$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 0,1241MPa > 0,12MPa$$

**Remarque:** la contrainte non vérifiée selon le sens x-x et selon le sens y-y.

→ On augmente la surface du radier en ajoutant un débordement.

✓ **Calcul de la surface du radier avec débord :**

$$S_{\text{rad}} \geq \frac{4 \times N}{4 \times \sigma_{\text{sol}} - 2 \times \frac{M}{I} \times Y_G} = \frac{4 \times 29878.006 \times 10^{-3}}{4 \times 0.12 - 2 \times \frac{395.73 \times 10^{-3}}{2407.04} \times 11} = 250.9m^2.$$

$S_{\text{rad}} = 250.9m^2 \geq 240.9m^2 \rightarrow$  donc on doit avoir 10 m<sup>2</sup> de plus.

Pour la structure étudiée les deux façades du bâtiment selon y-y sont limitées par le terrain donc le débordement se fera sur le reste des façades du bâtiment.

On a le périmètre P = 22+22= 44m.

- Calcul de la largeur du débord :  $D = \frac{S}{P} = 0.227m \rightarrow$  soit D=0.30m.
- Nouvelles caractéristiques géométrique de la structure

$$\begin{cases} X_G = 11.00m ; I_{xx} = 2824.80m^4 \\ Y_G = 5.78 m ; I_{yy} = 10248.70 m^4 \\ S = 250.90 m^2 \end{cases}$$

## Chapitre VI : Étude de l'infrastructure

- **Vérification des contraintes dans le sol :**

- **Dans le sens x-x :**  $N = 29878.006 \text{ KN}$  ;  $M_x = 395.73 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{\max} = \frac{29,878006}{250,9} + \frac{0,39573}{2824,8} \times 11 = 0,1206 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{29,878006}{250,9} - \frac{0,39573}{2824,8} \times 11 = 0,117 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 0,1197 \text{ MPa} < 0,12 \text{ MPa}$$

- **Dans le sens y-y :**  $N=29878.006 \text{ KN}$  ;  $M_y=362.91 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{\max} = \frac{29,878006}{250,9} + \frac{0,36291}{10248,7} \times 5,78 = 0,119 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{29,878006}{250,9} - \frac{0,36291}{10248,7} \times 5,78 = 0,118 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 0,1187 \text{ MPa} < 0,12 \text{ MPa}$$

**Remarque :** la contrainte est vérifiée selon les deux sens.

### c. Vérification de la stabilité au renversement:

Selon (**Article 10.1.5**) du **RPA99/2003**, on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistent au renversement: [1]

On doit vérifier que :  $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

✓ **Dans le sens x-x :**

$$e = \frac{395,73}{29878,006} = 0,013 \text{ m} < \frac{22}{4} = 5,5 \text{ m}$$

✓ **Dans le sens y-y :**

$$e = \frac{362,91}{29878,006} = 0,012 \text{ m} < \frac{11,55}{4} = 2,88 \text{ m} \Rightarrow$$

Pas risque au renversement dans les deux sens.

### d. Vérification de la poussé hydrostatique :

On fait cette vérification pour éviter le renversement de la structure sous l'effet de la poussée hydrostatique de la nappe d'eau, pour cela il faut s'assurer que :

$$N \geq F_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$$

Avec :

$N = 29878.006 \text{ KN}$  (poids propre du radier ; uniquement la superstructure)

## Chapitre VI : Étude de l'infrastructure

$H = 4 \text{ m}$ , (la hauteur de la partie encrée du bâtiment).

$F_s = 1,15$  (coefficient de sécurité).

$S_{\text{rad}} := 250,9 \text{ m}^2$  (surface du radier avec débord).

$\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$  (poids volumique d'eau)

On trouve :

$$N = 29878,006 \text{ KN} \geq 1,15 \times 4 \times 250,9 \times 10 = 11541,4 \text{ KN} \dots \text{ vérifiée.}$$

La condition est vérifiée  $\Rightarrow$  Le bâtiment est stable vis-à-vis la poussé hydrostatique de l'eau.

### VI.3.3. Ferrailage du radier :

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversée et sollicitée à la flexion simple. On calculera le panneau le plus sollicité et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversée, et sollicité à la flexion simple. Le calcul se fera pour le panneau de dalle le plus sollicité et

On adoptera le même ferrailage pour les autres.

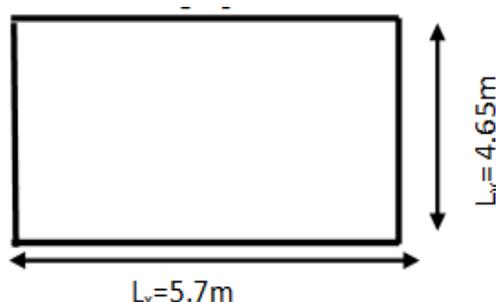


Figure.VI.3. Dalle sur quatre appuis.

Soit  $G_0$ : le poids propre de radier

$$G_0 = \rho \times h_r = 25 \times 0,35 = 8,75 \text{ KN/m}^2$$

$$l_x = 5,7 \text{ m}, \quad l_y = 4,65 \text{ m}$$

#### ❖ Calcul des sollicitations :

$$q_u = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} + 1,35 G_0 \Rightarrow q_u = \frac{40872,18}{250,9} + 1,35 \times 8,75 = 174,71 \text{ KN/m}^2.$$

$$q_s = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} + G_0 \Rightarrow q_s = \frac{29878,006}{250,9} + 8,75 = 127,83 \text{ KN/m}^2.$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,81 > 0,4 \Rightarrow \text{Alors, la dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\checkmark \text{ L'ELU : } \begin{cases} M_0^x = \mu_x q_u l_x^2 \\ M_0^y = \mu_y M_0^x \end{cases}$$

$$\begin{cases} \rho = 0,81 \\ v = 0 \end{cases} \Rightarrow \text{d'après l'annexe 1} \begin{cases} \mu_x = 0,0550 \\ \mu_y = 0,6135 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_0^x = 0,0550 \times 174,71 \times 5,7^2 = 312,19 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 191,53 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{➤ En travée : } \begin{cases} M_t^x = 0,75 M_0^x = 234,14 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0,75 M_0^y = 143,65 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{➤ En appui : } \begin{cases} M_a^x = -0,5 M_0^x = -156,09 \text{ KN.m} \end{cases}$$

## Chapitre VI : Étude de l'infrastructure

$$M_a^y = M_a^x = -156.09 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fera pour une section :  $b \times h_r = (1 \times 0,35) \text{ m}^2$

❖ **Vérification de condition de non fragilité :**

✓ **En travée :**  $\left\{ \begin{array}{l} e \geq 12 \text{ cm} \\ \rho = 0,81 \end{array} \right\} \Rightarrow \rho_0 = 0,0008$  (Acier HA FeE400)

$$d = h_r - 3 = 32 \text{ cm.}$$

$$\text{Sens xx: } A_{\min} = \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho) b \times h_r = 3.07 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Sens yy: } A_{\min} = \rho_0 \times b \times h_r = 2,8 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

✓ **En appuis :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 3.86 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.1** Ferrailage du radier a l'ELU.

		$M(\text{kn. m})$	$A_{\text{cal}} \left( \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} \right)$	$A_{\min} \left( \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} \right)$	$A_{\text{choisie}} (\text{cm}^2 / \text{ml})$	$S_t (\text{cm})$
En travée	Sens x-x	234.14	20.04	3.07	<b>10HA16=20.11</b>	10
	Sens y-y	143.65	13.60	2,8	<b>10HA14=15.39</b>	10
En appuis	Sens x-x	156.09	14.86	3,86	<b>10HA14=15.39</b>	10
	Sens y-y	156.09	14.86	3,86	<b>10HA14=15.39</b>	10

**Remarque:** On prend le même ferrailage pour tous les panneaux.

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} V_u^x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = 124.68 \text{ KN} \\ V_u^y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4} = 281.51 \text{ KN} \end{array} \right\} \Rightarrow V_{\max} = 281.51 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{281.51 \times 10^{-3}}{1 \times 0,32} = 0.88 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.17 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

⇒ Pas risque de cisaillement suivant les deux sens.

✓ **L'ELS :**  $\left\{ \begin{array}{l} M_0^x = \mu_x q_s l_x^2 \\ M_0^y = \mu_y M_0^x \end{array} \right.$

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = 0.81 \\ v = 0.2 \end{array} \right. \Rightarrow \text{d'après l'annexe 1} \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0617 \\ \mu_y = 0,7246 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_0^x = 0,0617 \times 127.83 \times 5.7^2 = 256.25 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 185.68 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

➤ **En travée :**  $\left\{ \begin{array}{l} M_t^x = 0,75 M_0^x = 192.18 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0,75 M_0^y = 139.26 \text{ KN.m} \end{array} \right.$

## Chapitre VI : Étude de l'infrastructure

➤ **En appui :**  $M_a^x = M_a^y = -0,5M_0^x = -128.13KN.m$

❖ **Vérification des contraintes :**

$$\begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_b = 15 MPa \\ \sigma_s = \frac{15M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 215.55 MPa \end{cases}$$

$\bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 MPa$  (contrainte admissible du béton).

$\bar{\sigma}_s$ : (contrainte admissible de l'acier)

F.N:  $\bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} f_e, 110\sqrt{\eta f_{t28}} \right] = 215.55 MPa$ , avec  $\eta = 1,6$  acier HA.

$M_{ser}$  : Moment max à l'ELS ;  $y$  : Position de l'axe neutre.

$I$  : Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport à l'axe neutre.

$$I = \frac{by^3}{3} + 15 A(d - y)^2 \quad ; \quad \frac{b}{2}y^2 + 15Ay - 15Ad = 0$$

**Tableau VI.2.** Vérifications des contraintes du radier.

Sens	$M_{ser}$ (KN.m)	$A_{adoptée}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_b$ (MPa)	Obs $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$	$\sigma_s$ (Mpa)	Obs $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
travée x-x	$M_t^x = 192.18$	20.11	11.20	177336.78	12.13	<b>Vérifier</b>	338.11	<b>Non vérifier</b>
Travée y-y	$M_t^y = 139.26$	15.39	10.06	145059.72	9.65		315.94	
Appuis	$M_a = 128.13$	15.39	10.06	145059.72	8.88		290.69	

**Remarque :** On remarque que la condition  $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$  n'est pas vérifiée. Donc il faut recalculer la section d'acier  $A_s$  à l'ELS.

**Tableau VI.3.** Les nouvelles sections d'acier adoptées à l'ELS

		M(kn.m)	$\beta(10^{-2})$	$\alpha$	$A_{SER}(\frac{cm^2}{ml})$	$A_{ELU}(\frac{cm^2}{ml})$	$A_{adopté}(\frac{cm^2}{ml})$	St(cm)
En travée	Sens x-x	171.31	0,776	0.294	27.53	20.04	10HA20=31.42	10
	Sens y-y	105.10	0.476	0.281	16.81	13.60	10HA16=20.11	10
En appuis	Sens x-y	114.21	0.517	0.246	22.44	14.86	8HA20=25.13	13

## Chapitre VI : Étude de l'infrastructure

- **Rê-vérification des contraintes du radier :**

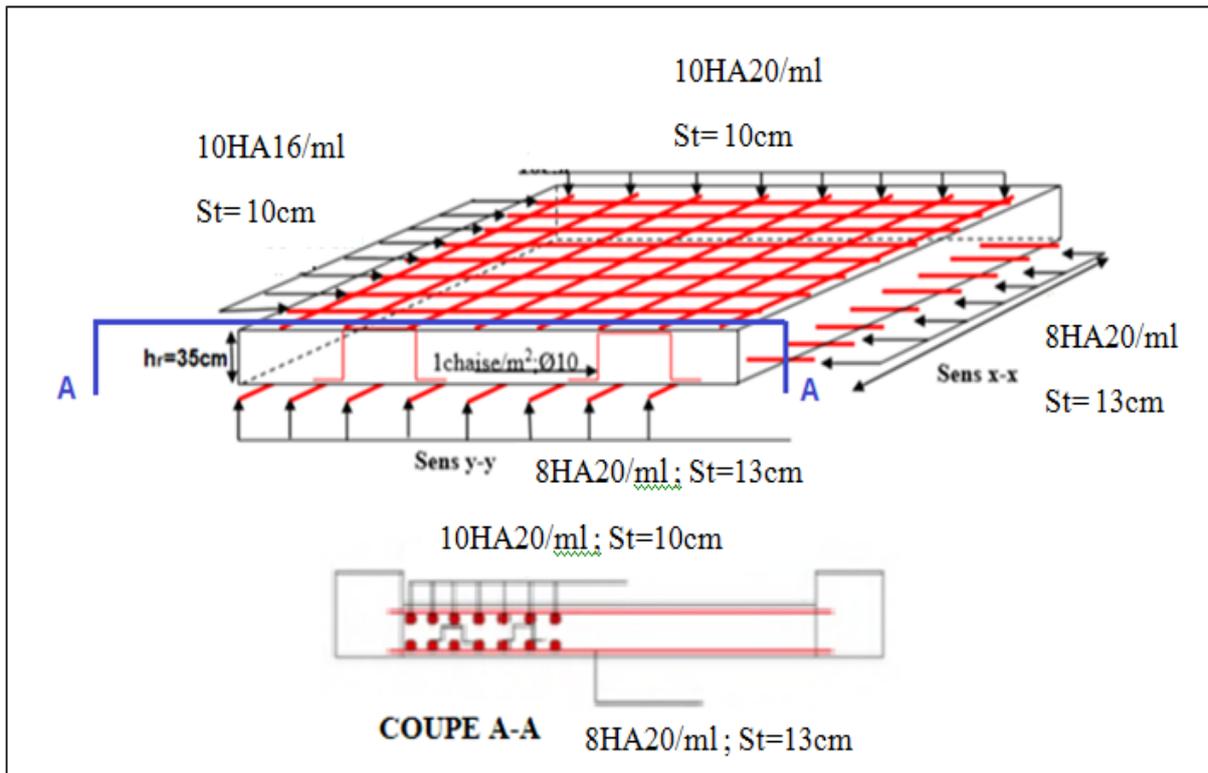
**Tableau VI.4.** -Vérifications des contraintes du radier après augmentation de ferrailage.

<i>Sens</i>	<i>Moments (KN.m)</i>	<i>A<sub>adoptée</sub> (cm<sup>2</sup>/ml)</i>	<i>Y (cm)</i>	<i>I (cm<sup>4</sup>)</i>	<i>σ<sub>b</sub> (MPa)</i>	<i>Obs σ<sub>b</sub> ≤ σ̄<sub>b</sub></i>	<i>σ<sub>s</sub> (Mpa)</i>	<i>Obs σ<sub>s</sub> ≤ σ̄<sub>s</sub></i>
travéex -x	$M_t^x = 171.31$	31.42	13.28	243229.60	9.35	<b>V</b>	197.77	<b>V</b>
travéey -y	$M_t^y = 105.10$	20.11	11.20	177336.79	6.63		184.91	
Appuis	$M_a = 114.21$	25.13	12.21	208307.47	6.69		162.75	

❖ **Espacement des armatures :**

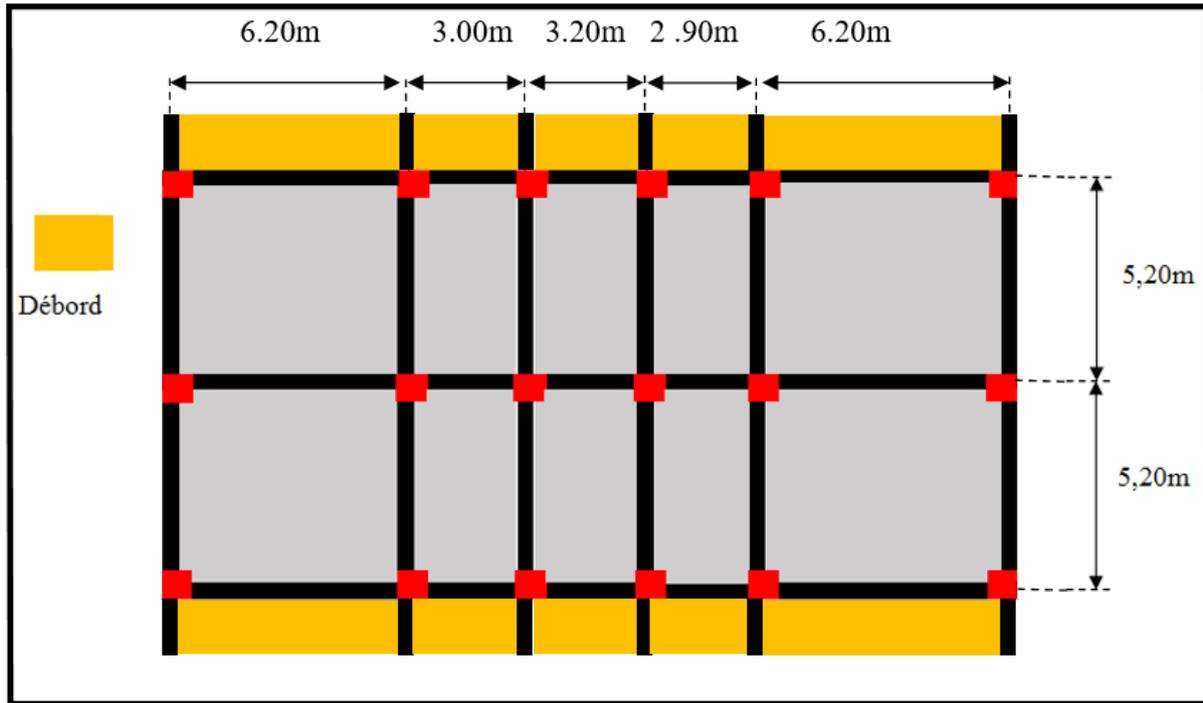
$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens x-x: } S_t \leq \min[3h_r, 25 \text{ cm}] = 25 \text{ cm} \\ \text{Sens y-y: } S_t \leq \min[4h_r, 25 \text{ cm}] = 25 \text{ cm} \end{array} \right.$$

**Schéma de ferrailage du radier :**



**Figure VI.4.** Schéma de ferrailage du radier.

## Chapitre VI : Étude de l'infrastructure

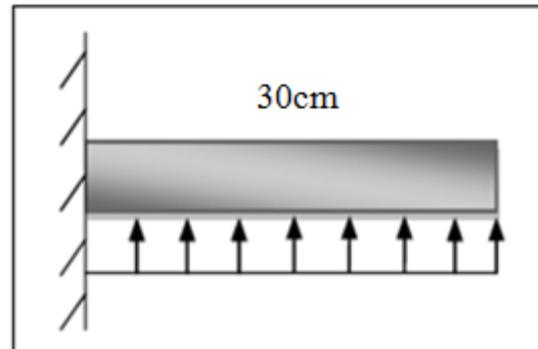


**Figure VI.5.**Schéma représentatif du débord de radier.

On a  $\rho = \frac{0}{5} : 0.05 < 0.4$  donc Le débord est assimilé à une console de 0.3m de longueur soumis à la flexion simple :  $q_u = 174.71 \text{ KN}$  ;  $q_s = 127.83 \text{ KN}$ .

$$M_u = q_u \cdot l^2 / 2 = 07.86 \text{ KN.m}$$

$$A_{\text{min}} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e$$



**Figure VI.6.**Schéma statique du débord.

**Tableau VI.5.**Résumé des résultats de ferrailage du débord.

$M_u$ (KN.m)	$A$ calculée( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	$A_{\text{min}}$ $\text{cm}^2$	$A_{\text{adoptée}}(\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_r(\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{\text{adoptée}}(\text{cm}^2/\text{ml})$
7.86	7.12	1.32	5HA14=7,70	2,38	4HA10=3,14

### a) Vérifications des contraintes

$$M_{\text{ser}} = q_s \times \frac{l^2}{2} = 127,83 \times \frac{0,3^2}{2} = 1,725 \text{ KNm}$$

## Chapitre VI : Étude de l'infrastructure

**Tableau.VI.6.** vérification des contraintes du débord.

$M_{ser}$ (KN.m)	A (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
1.725	9,55	8.14	99530.60	1.41	62.02	15	215.55

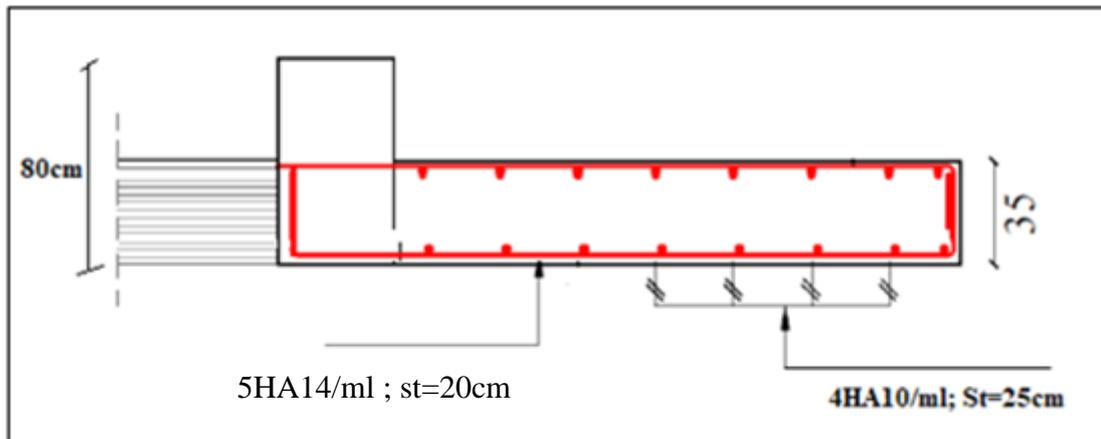
**b) Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u \leq \bar{\tau} \Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min(0.1 \times f_{c28}; 3MPa) = 2.5MPa$$

Sachant que :

$$V_u = q_u \times l \Rightarrow V_u = 144,96KN ; \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = 0.453MPa < 2.5MPa \dots\dots\dots C'est vérifié$$

❖ **Schéma ferrailage du débord :**



**Figure VI.7.**Schéma de ferrailage du débord.

**VI.4.Étude des nervures :**

Les nervures sont des poutres servant d'appuis pour la dalle du radier sollicitées par leurs poids propres et la charge transmise par le radier. La répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale selon les lignes de rupture, mais pour simplifier les calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

$P_m$  : Charge uniforme qui produit le même moment maximum que la charge réelle.

$P_v$  : Charge uniforme qui produit le même effort tranchant maximal que la charge réelle.

Charge trapézoïdale

$$\begin{cases} P_m = \frac{q}{2} \left[ \left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) L_{xd} \right] \\ P_v = \frac{q}{2} \left[ \left(1 - \frac{\rho_g}{2}\right) L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2}\right) L_{xd} \right] \end{cases}$$

## Chapitre VI : Étude de l'infrastructure

Charge triangulaire

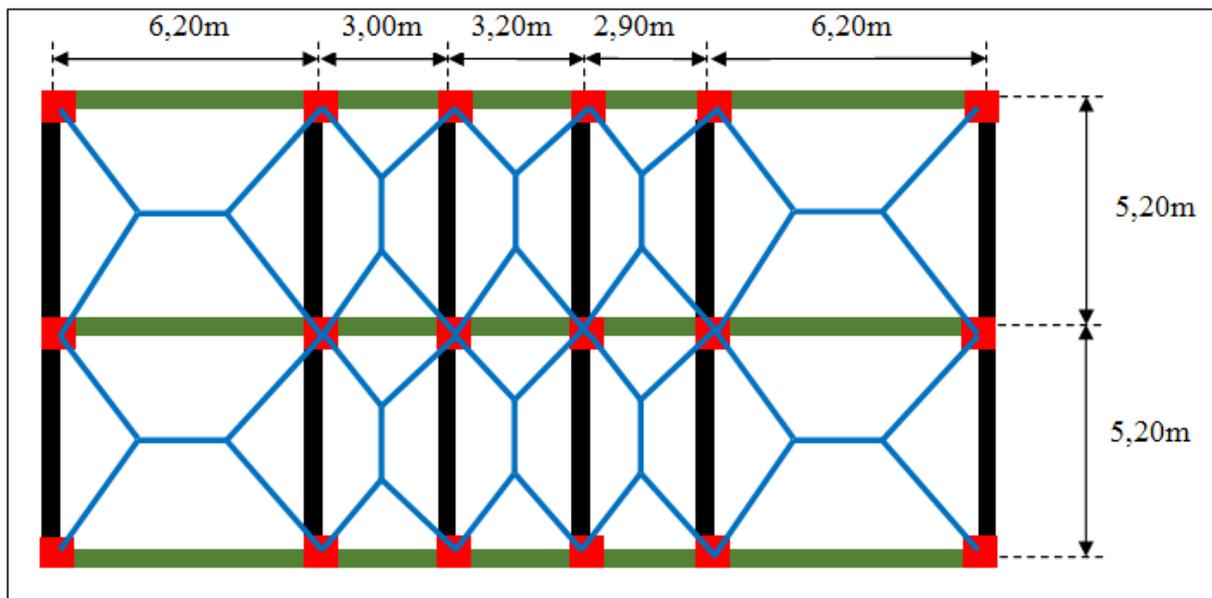
$$P_m = \frac{2ql_x}{3}$$

$$P_v = \frac{1ql_x}{2}$$

Avec :  $\rho_g = \frac{L_{xg}}{L_y}$ ,  $\rho_d = \frac{L_{xd}}{L_y}$

$Q_u = 174.71 \text{ KN/m}^2$ ,  $Q_s = 127.83 \text{ KN/m}^2$

On traitera un exemple de nervure dans chaque sens :

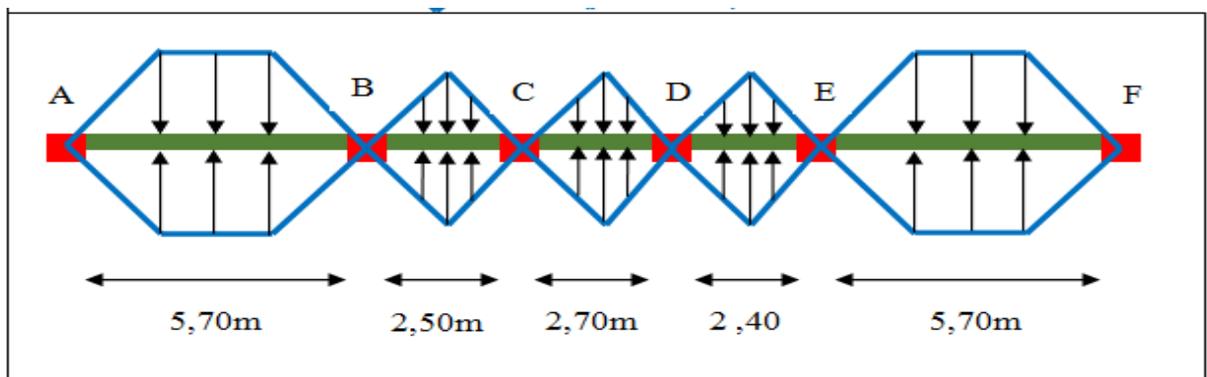


**Figure VI.8.** Schéma de rupture des dalles de radier.

On traitera un exemple de nervure dans chaque sens :

**Remarque :** les distances sont entre axes, on va prendre les distances entre nus intérieurs pour le calcul de la charge sur la nervure, et entre axes pour le calcul des moments.

✓ Sens X-X



**Figure VI.9.** Sollicitations sur les nervures dans le sens x-x.

## Chapitre VI : Étude de l'infrastructure

✓ Sens Y-Y:

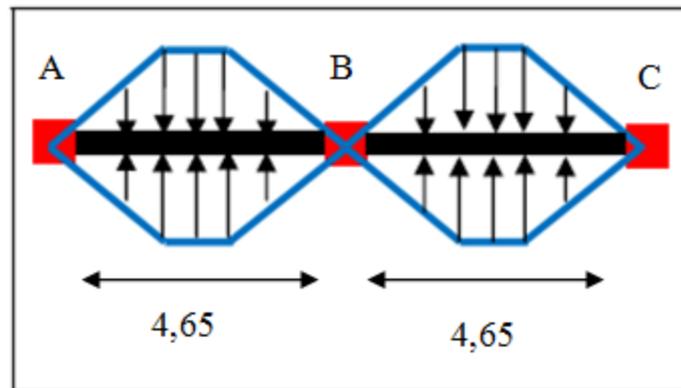


Figure VI.10. sollicitations sur les nervures dans le sens y-y.

### VI.4.1. Calcul des sollicitations :

Pour le calcul des sollicitations on utilise la méthode de Caquot :

$$M_a = - \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g' + l_d')}$$

• **Moments aux appuis :**

Avec : Les longueurs fictives :  $l' = \begin{cases} l & \text{Pour une travée de rive.} \\ 0.8 \times l & \text{Pour une travée intermédiaire.} \end{cases}$

• **Moment en travée :**

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

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (l - x)$$

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l} \quad M_g \text{ et } M_d : \text{moments sur appuis gauche et droit respectivement}$$

➤ **ELU :**

➤ **Sens x-x :**

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.7. Sollicitations des nervures dans le sens x-x.

Travée	l <sub>x</sub> (m)	l' <sub>x</sub> (m)	Pu (KN/m)	M <sub>a</sub> (KN.m)		x (m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
				M <sub>g</sub>	M <sub>d</sub>		
A-B	6.2	6.2	632.18	0	-1072.13	2.56	1156.09
B-C	3.00	2.4	291.18	-2116.16	-220.62	0.67	-1042.52
C-D	3.20	2.56	314.48	-220.62	-211.35	1.58	186.43
D-E	2.90	2.32	279.54	-211.35	-1158.09	0.92	-564.99
E-F	6.20	6.2	632.18	-1158.09	0	2.55	1088.85

➤ **Sens y-y :**

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

## Chapitre VI : Étude de l'infrastructure

**Tableau VI.8.** Sollicitations des nervures dans le sens y-y .

Travée	l <sub>x</sub> (m)	l' <sub>x</sub> (m)	Pu (KN/m)	M <sub>a</sub> (KN.m)		x (m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
				M <sub>g</sub>	M <sub>d</sub>		
A-B	4.65	4.65	403.20	0	-869.55	1.78	748.22
B-C	4.65	4.65	403.20	-869.55	0	1.78	396.84

➤ ELS :

➤ Sens x-x :

**Tableau VI.9.** Sollicitations des nervures dans le sens x-x.

Travée	l <sub>x</sub> (m)	l' <sub>x</sub> (m)	Pu (KN/m)	M <sub>a</sub> (KN.m)		x (m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
				M <sub>g</sub>	M <sub>d</sub>		
A-B	6.2	6.2	462.55	0	-824.32	2.56	924.68
B-C	3.00	2.4	213.05	-824.32	-161.42	0.67	-812.45
C-D	3.20	2.56	230.09	-161.42	-154.64	1.58	136.39
D-E	2.90	2.32	204.53	-154.64	-867.12	0.92	-413.40
E-F	6.20	6.2	462.55	-867.12	0	2.55	874.93

➤ Sens y-y :

**Tableau VI.10.** Sollicitations des nervures dans le sens y-y .

Travée	l <sub>x</sub> (m)	l' <sub>x</sub> (m)	Pu (KN/m)	M <sub>a</sub> (KN.m)		x (m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
				M <sub>g</sub>	M <sub>d</sub>		
A-B	4.65	4.65	297.57	0	-756.96	1.78	467.76
B-C	4.65	4.65	296.57	-756.96	0	1.78	290.32

### VI.4.2. Ferrailage de la nervure :

➤ Sens x-x :

$$h_t = 0,80 ; h_r = 0,35m ; b_0 = 0,5m ; d = 0,77m$$

$$b \leq 2 \times \min\left(\frac{l_y}{10} ; \frac{l_x}{2}\right) + b_0$$

$$\Rightarrow \text{Sens } x : b \leq \min\left(\frac{4,65}{10} ; \frac{5,7}{2}\right) \times 2 + b_0 = 1,43m.$$

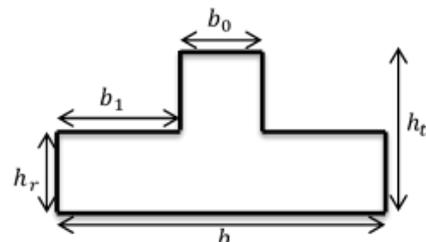
$$\text{soit } : b = 1,4m$$

$$\Rightarrow \text{Sens } y : b \leq \min\left(\frac{2,5}{10} ; \frac{4,65}{2}\right) \times 2 + b_0 = 1,00m.$$

$$\text{soit } : b = 1m$$

Le moment équilibré par la table :

$$M_{tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 14,2 \times 1,5 \times 0,35 \times \left(0,77 - \frac{0,35}{2}\right) = 4435,73KN.m.$$



**Figure VI.11.** Section de la nervure à ferrailer.

## Chapitre VI : Étude de l'infrastructure

$M_{tu} = 4435,73 \text{KN.m} > M_u$  . (pour les deux sens).

→ Donc l'axe neutre passe par la table de compression: calcul d'une section rectangulaire (b×h).

Les résultats du ferrailage sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau VI.11.**Calcul de ferrailage de la nervure sens x-x.

Sens	Localisation	$M_u(\text{KNm})$	$A_{cal} (\text{cm}^2)$	$A_{min} (\text{cm}^2)$	$A_{adopté} (\text{cm}^2)$	Choix
X-X	Travée	1156.09	45.7	15.94	49.09	10HA25
	Appui	1158.09	45.78		49.09	10HA25

**Tableau VI.12.**calcul de ferrailage de la nervure sens y-y.

Sens	Localisation	$M_u(\text{KNm})$	$A_{cal} (\text{cm}^2)$	$A_{min} (\text{cm}^2)$	$A_{adopté} (\text{cm}^2)$	Choix
Y-Y	Travée	748.22	28.87	15.94	29.45	6HA25
	Appui	869.55	33.07		34.36	7HA25

### VI.4.3.Vérifications :

#### A l'ELU :

- Vérification de l'effort tranchant :

$$V_g = \frac{q \times l}{2} \frac{M_g - M_d}{l}; V_d = -\frac{q \times l}{2} \frac{M_g - M_d}{l}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa}\right) = 2.5 \text{MPa}$$

**Tableau VI.13.**Vérification de l'effort tranchant dans les nervures.

Sens	$V_u$ (KN)	$\tau_{bu}$ (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
Sens x-x	1274.14	1.27	2.5	Vérifiée
Sens y-y	1098.30	1.02	2.5	Vérifiée

#### A l'ELS :

- État limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

- Les contraintes dans l'acier :

La fissuration est préjudiciable donc La contrainte de traction des armatures est limitée, c'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

## Chapitre VI : Étude de l'infrastructure

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}\right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.14.** Vérification des contraintes dans la nervure.

Sens		M (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)
x-	Travée	1156.09	24.41	2666797.41	10.58	15	341.99	201.63
x	Appui	1158.09	24.41	2666797.41	10.60	15	342.58	201.63
y-	Travée	748.22	19.73	1781690.37	8.29	15	360.77	201.63
y	Appui	869.55	21.06	2017592.4	9.08	15	361.63	201.63

**Remarque :** On remarque que la condition  $\sigma_s < \overline{\sigma_s}$  n'est pas vérifiée. Donc il faut augmenter la section d'acier  $A_s$  en recalculant à l'ELS.

**Tableau VI.15.** Les nouvelles sections d'acier adoptées à l'ELS.

		M(kn.m)	$\beta(10^{-2})$	$\alpha$	$A_{SER}(\frac{cm^2}{ml})$	$A_{ELU}(\frac{cm^2}{ml})$	$A_{adopté}(\frac{cm^2}{ml})$
Sens x-x	Travée	1156.09	0.740	0.393	85.69	49.09	10HA32+2HA20=86.7
	Appui	1158.09	0.745	0.394	85.87	49.09	10HA32+2HA20=86.7
Sens y-y	Travée	748.22	0.450	0.320	53.95	29.45	5HA32+3HA25=54.94
	Appui	869.55	0.520	0.340	63.17	34.36	5HA32+5HA25=64.75

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau VI.16.** Vérification des contraintes des nervures après augmentation de ferrailage.

Localisation		Choix par (m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
x-x	Travée	5HA40+3HA32	33,96	30,54	4049912,59	8,72	198,96
	Appui	5HA40+3HA32	33,96	30,54	4049912,59	8,73	199,30
y-y	Travée	5HA32+3HA25	31,42	25,54	2904238,09	6,58	198,86
	Appui	5HA32+5HA25	39,27	27,26	3280746,38	7,23	197,74

- **Armatures transversales :**

$$\Phi \geq \min(b_0/10; h/35; \Phi_L^{\min})$$

## Chapitre VI : Étude de l'infrastructure

$\Phi_t \geq \min(5\text{mm} ; 2,29\text{mm} ; 25\text{ mm}) \geq 6\text{ mm}$  soit 2 cadres  $\Phi 10$ .

- **Espacement des aciers transversaux :**

Soit :  $A_t = 3,14\text{ cm}^2 = 4T10$

$St \leq \min(0,9d, 40\text{cm}) \Rightarrow St = \min(69,3; 40\text{cm}) = 40\text{cm}$

$St \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0} = \frac{3,14 \times 400}{0,4 \times 60} = 52,33\text{ cm}$

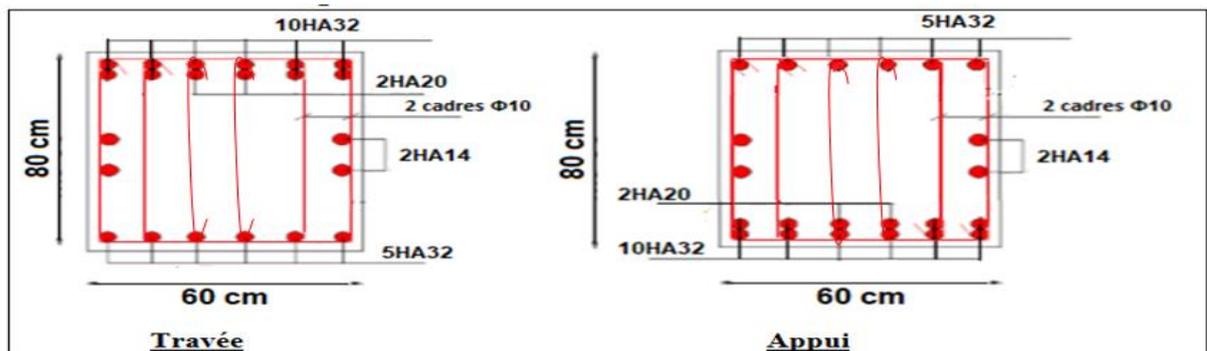
$St \leq \frac{0,8 \times A_t \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0,3 f_{t28})} = 19,75\text{ cm}$   
Soit :  $S_t = 15\text{ cm}$

- **Armatures de peau :**

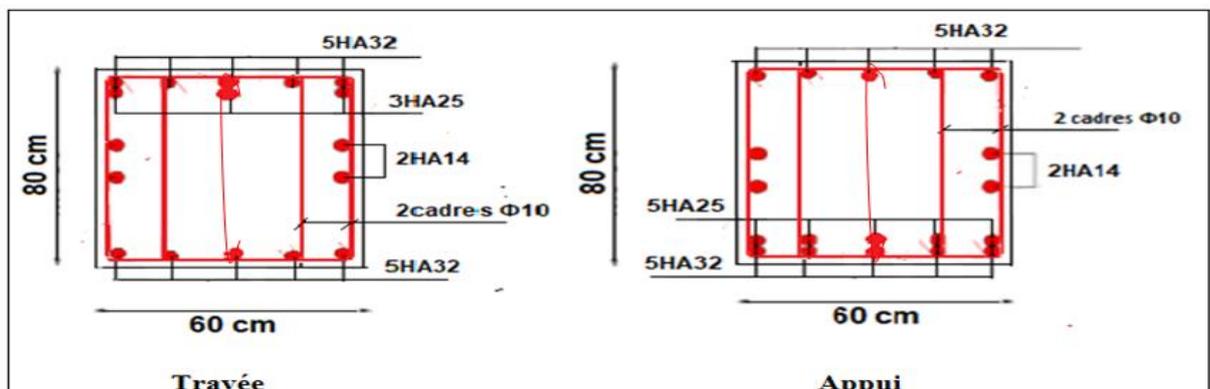
D'après le CBA (Article A.7.3), on doit mettre des armateurs de peau de section  $AP = 3\text{ cm}^2/\text{ml}$  par la hauteur des nervures.

Nous avons :  $h_n = 80\text{ cm} \Rightarrow AP = 3 \times 0,80 = 2,40\text{ cm}^2$ . On adopt  $2HA14 = 3,08\text{ cm}^2/\text{face}$ .

- ❖ **Schéma de ferrailage des nervures :**



**Figure VI.12.** Schéma de ferrailage des nervures dans les sens x-x.



**Figure VI.13.** Schéma de ferrailage des nervures dans les sens y-y.

## Chapitre VI : Étude de l'infrastructure

### VI.5. Étude du voile Périphérique :

D'après le **RPA 99/2003 (Art 10.1.2)**, Le voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

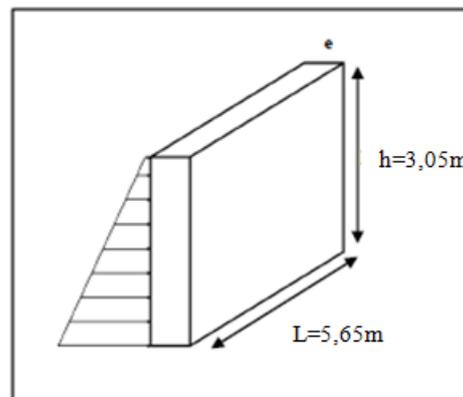
- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens.
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

#### VI.5.1 Dimensionnement des voiles :

- Hauteur  $h=3.05$  m
- Longueur  $L=5.65$  m
- Épaisseur  $e=20$ cm

#### ➤ Caractéristiques du sol

- Poids spécifique  $\gamma_h = 19$  KN/m<sup>3</sup>
- Cohésion (Sol non cohérent)  $c = 0$  bar
- Angle de frottement est :  $\varphi = 22$



**Figure VI.14.** Poussée des terres sur le voile périphérique

On prend  $C=0$  (L'infrastructure doit être protégée par un système de cuvelage « drainage + étanchéité + résistance : béton hydrofuge dosé à 400kg/m<sup>3</sup> ») d'après le rapport de sol

#### VI.5.2. Détermination des contraintes :

La contrainte qui s'exerce sur la face du mur est :  $\sigma_H = K_a \cdot \sigma_v$  : contrainte horizontale.

$\sigma_v$  : contrainte verticale.

Avec :  $\sigma_v = q + h + Q$

$$K_a = \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{22}{2} \right) = 0.45$$

On retire la charge concentrée sur le mur à partir du L'ETABS 2016

$$\text{ELU: } \frac{N}{S} = \frac{287,83}{14,56} = 17,71 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{ELS } \frac{N}{S} = \frac{187,42}{14,56} = 12,87 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_U = 17,71 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_H = K_a(1,5 \times q + 1,35 \times \gamma \times h + Q_U) \begin{cases} \text{pour } h = 3.05\text{m} \rightarrow \sigma_h = 65,85 \text{ KN/m}^2 \\ \text{pour } h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_h = 20,61 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

## Chapitre VI : Étude de l'infrastructure

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 65,85 + 20,61}{4} = 54,54 \text{ KN/m}^2$$

### VI.5.3. Ferrailage du voile :

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

$$q_u = \sigma_{moy} \times 1 \text{ ml} = 34,41 \text{ KN/ml}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$L_x = 3,05 \text{ m} \quad b = 1 \text{ m} \quad L_y = 5,65 \text{ m} \quad e = 0,20 \text{ m}$$

$$\rho = 3,05/5,65 = 0,54 > 0,4 \Rightarrow \text{Le voile porte dans les deux sens}$$

#### ➤ Calcul des moments isostatiques :

$$M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2; \quad M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \quad \rho = 0,54 \Rightarrow ELU \begin{cases} \mu_x = 0,0908 \\ \mu_y = 0,2500 \end{cases}$$

$$M_{0x} = 0,0908 \times 34,41 \times 3,05^2 = 29,06 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 0,25 \times 29,06 = 7,26 \text{ KN.m}$$

#### ✓ Les moments corrigés :

$$M_x = 0,85 M_{0x} = 24,70 \text{ KN.m} \quad M_y = 0,85 M_{0y} = 6,17 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,3 M_{0x} = -8,72 \text{ KN.m}$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

Avec :

$$A_{min} = 0,1\% \times b \times h = 0,001 \times 20 \times 100 = 2,00 \text{ cm}^2$$

**Tableau VI.17.** Ferrailage des voiles périphérique

Localisation		M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (cm)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)
Travée	X-X	24,7	0,060	0,077	0,165	4,30	2,00	4HA12 = 4,52
	Y-Y	6,17	0,015	0,019	0,169	1,05	2,00	4HA10 = 3,14
Appui		- 8,72	0,021	0,026	0,168	1,49	2,00	4HA10 = 3,14

#### ✓ Espacements :

$$\text{Sens x-x : } S_t \leq \min(2e ; 25 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

$$\text{Sens y-y : } S_t \leq \min(3e ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

#### ✓ Vérifications :

$$\rho = 0,54 > 0,4 \quad e = 20 \text{ cm} > 12$$

$$A_x^{min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) b \times e = \frac{0,0008}{2} (3 - 0,54) 100 \times 20 = 1,97 \text{ cm}^2$$

## Chapitre VI : Étude de l'infrastructure

$$A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e = 1.6 \text{ cm}^2$$

**Vérification de l'effort tranchant :**

$$V_u^x = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{lx^4 + ly^4} = \frac{34.41 \times 3.05}{2} \times \frac{5.65^4}{3.05^4 + 5.65^4} = 48.37 \text{ KN}$$

$$V_u^y = \frac{q_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{lx^4 + ly^4} = \frac{34.41 \times 5.65}{2} \times \frac{3.05^4}{3.05^4 + 5.65^4} = 7.61 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{v_u}{b \times d}$$

**Tableau VI.18.** Vérification de l'effort tranchant.

sens	V <sub>u</sub> (KN)	τ (MPa)	τ <sub>adm</sub> (MPa)	Observation
XX	48.37	0.28	1,17	vérifiée
YY	7.61	0.044	1,17	vérifiée

On doit vérifier que

✓ **Vérification A L'ELS :**

$$\rho = 0.54 \Rightarrow ELS \begin{cases} \mu_x = 0.0941 \\ \mu_y = 0.0948 \end{cases}$$

$$Q_s = 12,87 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_H = Ka(q + \gamma \times h + Q_s) \begin{cases} \text{pour } h = 2,8 \text{ m} \rightarrow \sigma_h = 47,92 \text{ KN/m}^2 \\ \text{pour } h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_h = 14,41 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 47,92 + 14,41}{4} = 39,54 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = \sigma_{moy} \times 1 \text{ ml} = 24.06 \text{ KN/ml}$$

✓ **Calcul des moments isostatiques :**

$$M_{0x} = 0.0941 \times 24.04 \times 3.05^2 = 21.06 \text{ KN.m} ; M_{0y} = 0.0948 \times M_{0x} = 2.00 \text{ KN.m}$$

✓ **Les moments corrigés :**

$$M_x = 0,85 M_{0x} = 17.90 \text{ KN.m} ; M_y = 0,85 M_{0y} = 1.7 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,3 M_{0x} = -6.32 \text{ KN.m}$$

✓ **Vérification des contraintes :**

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

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

## Chapitre VI : Étude de l'infrastructure

**Tableau VI.19.** Vérifications des contraintes à l'ELS des les voiles.

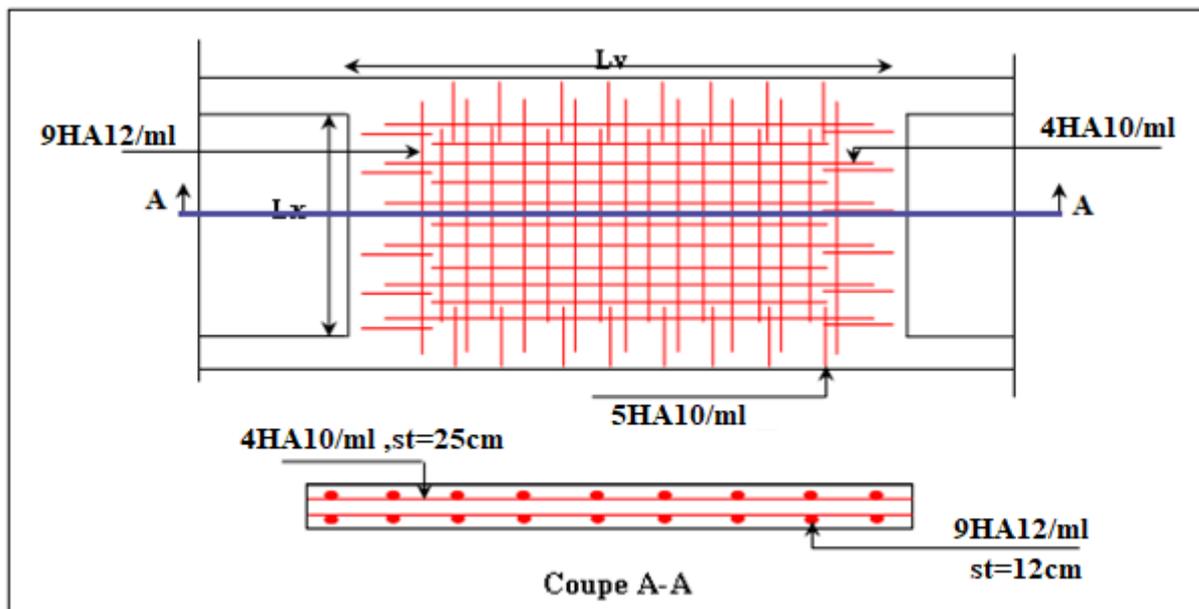
Localisation		$M^s$ KN.m	Y (cm)	I ( $cm^4$ )	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPA)	Obs.	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPA)	Obs.
Travée	x-x	17.90	4.17	13577.54	$5.50 < 15$	Vérifiée	$253.72 > 215.55$	N. Vérifiée
	y-y	1.7	3.56	10011.77	$0.60 < 15$	Vérifiée	$34.23 < 215.55$	Vérifiée
Appui		-6.28	3.56	10011.77	$2.23 < 15$	Vérifiée	$126.46 > 215.55$	Vérifiée

On doit calculer les armatures à l'ELS a en travée dans le sens xx car la contrainte de traction n'est pas vérifiée.

**Tableau V.20.** calcul de ferrailage des voiles à l'ELS.

Localisation	$M_s$ (KN.m)	$\beta$ ( $10^{-3}$ )	$\alpha$	$A_{cal}$ ( $cm^2 / ml$ )	$A_{adop}$ ( $cm^2 / ml$ )	N <sup>bre</sup> de barres
Travée x-x	17.90	2.87	0.252	5.33	10,18	5HA12

Schéma de ferrailage du voile :



**Figure VI.15.** Schéma de ferrailage du voile périphérique.

# **Conclusion Générale**

## Conclusion Générale

---

La recherche du bon comportement de la structure nous a conduit à dégager un certain nombre de conclusions dont les plus importantes sont :

➤ Un Pré-dimensionnement des éléments de la structure en respectant le règlement parasismique algérien RPA 99 (version 2003) nous a permis d'obtenir un niveau de sécurité satisfaisant.

➤ Tout en respectant la réglementation en vigueur, Le calcul des sollicitations les plus défavorables suivi par la détermination de la section d'acier nécessaire pour reprendre les charges revenant aux éléments secondaires, nous ont permis de déterminer deux types de poutrelles, deux types d'escaliers et quatre types de dalle pleines.

➤ La modélisation par logiciel ETABS.V.16 nous a permis d'effectuer une étude tridimensionnelle, facilitant les calculs et permettant d'avoir un modèle rapprochant du comportement réel de la structure.

➤ La disposition des voiles en respectant l'aspect architectural du bâtiment, est souvent un obstacle majeur pour l'ingénieur du Génie Civil qui nous a compliqué la tâche afin d'avoir un bon comportement dynamique vis à vis des sollicitations sismiques.

➤ La présence des voiles dans la structure a permis la réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux et des portiques. Ceci a donné lieu à des sections de poteaux soumises à des moments relativement faibles, donc un ferrailage avec le minimum du RPA s'est imposé.

➤ Pour que les efforts de la superstructure soient transmis au sol de façon à : assurer une stabilité et une résistance de l'ouvrage; d'éviter les tassements différentiels, un radié nervuré avec débord devrait être opté pour l'infrastructure.

Enfin, Nous souhaitons que ce modeste travail soit bénéfique pour les prochaines promotions.

# **Bibliographie**

## Bibliographie

---

- ❖ [1] **RPA99** « Règles parasismiques Algériennes 1999/ver 2003 ».
- ❖ [2] **CBA 93** « Code du béton armé, 1993 ».
- ❖ [3] **BAEL91/99**« Béton armé aux états limites, 1997/ver1999».
- ❖ [4] **DTR BC 2.2**« Charges permanentes ET surcharges d'exploitation; édition 1989 ».
- ❖ [5] **DTR BC 2.33.1** « Règles de calcul des fondations superficielles ; édition 1992 ».
- ❖ Cahier de cours béton du cursus, Université de Bejaia, 2015-2019.
- ❖ Ancien mémoires de fin d'étude
- ❖ Logiciels utilisés :
  - ETABS V.16
  - Socotec.

# **Annexes**

## Annexe(I)

Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074

0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.4065	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 (II)

### 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  $L_x < L_y$ .

$$\rho = 0.9$$

u/lx v/ly		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 <sub>1</sub>	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
	0.2	0.260	0.214	0.175	0.148	0.128	0.112	0.099	0.088	0.079	0.072	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
	0.4	0.202	0.178	0.153	0.134	0.118	0.105	0.093	0.083	0.075	0.068	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
	0.6	0.161	0.146	0.130	0.118	0.106	0.095	0.085	0.077	0.069	0.063	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
	0.8	0.132	0.123	0.113	0.102	0.092	0.083	0.074	0.067	0.061	0.055	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
	1.0	0.112	0.102	0.093	0.084	0.075	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	0.042
Valeur de M <sub>2</sub>	0.0	/	0.310	0.200	0.167	0.149	0.134	0.122	0.110	0.098	0.088	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
	0.2	0.202	0.175	0.152	0.137	0.123	0.110	0.100	0.089	0.082	0.074	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
	0.4	0.143	0.132	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	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
	0.6	0.114	0.106	0.096	0.087	0.079	0.073	0.067	0.062	0.056	0.052	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
	0.8	0.09	0.083	0.077	0.072	0.066	0.062	0.056	0.052	0.047	0.043	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
	1.0	0.073	0.069	0.065	0.060	0.055	0.050	0.047	0.043	0.038	0.035	0.032

### Annexe (III)

*Sections en (cm<sup>2</sup>) de N armatures de diamètre  $\phi$  en (mm)*

$\phi$ :	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.42	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.8
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.5
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.2
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

# Les plans

