

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

# Mémoire de fin d'études

*En Vue d'Obtention du Diplôme Master en génie civil*  
*Option : Matériaux et structure*

## Thème :

**Etude d'un bâtiment (R+7) à usage d'habitation contreventé par  
un système mixte  
(Voiles – Portiques)**

### Présenté par :

**M<sup>er</sup> KOUCHE RABAH**

**M<sup>er</sup> GHOUT HAMZA**

### Promoteur :

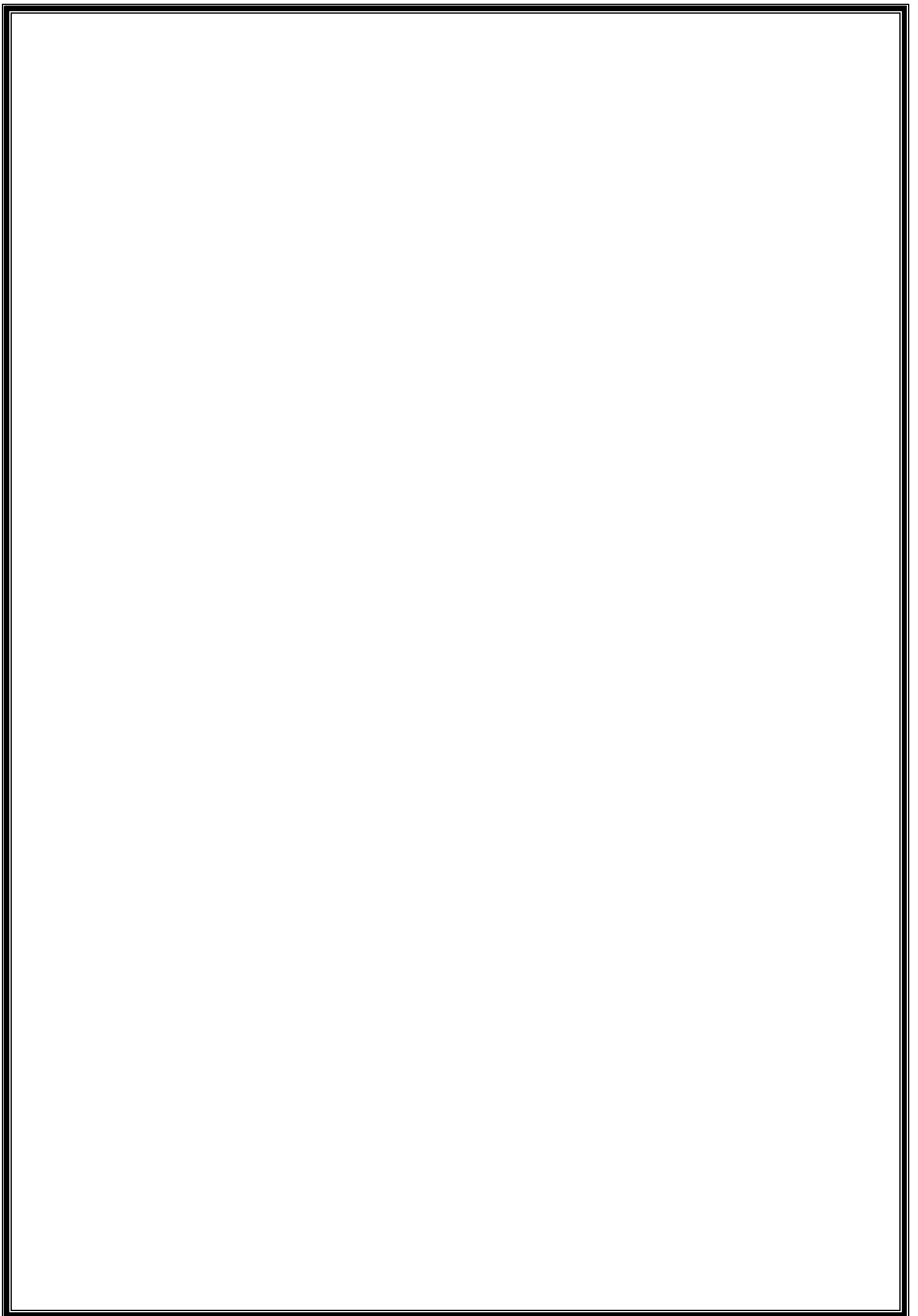
**M<sup>ME</sup> BOUCHE L**

### Examineurs :

**M<sup>r</sup> CHELLOUAH**

**M<sup>r</sup> HADI**

*Promotion 2015-2016*



# Remerciements

**En premier lieu nous tenons à remercier nos familles pour leurs sacrifices et encouragements durant tous le parcours des études. Nous tenons à remercier également l'ensemble des enseignants de département GENIE CIVIL pour leurs rôles importants dans notre formation.**

**En fin, tous nos amis, amies et ceux qui ont contribué de près ou de loin pour achever ce modeste travail.**

# *Dédicaces*

*Je dédie ce travail*

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

*À mes chères Grand-Mère.*

*À mes chers frères Azzedine et Sofiane, Massi, Moumouh, Rayane*

*À Mes Sœurs Zouina, Rania, Nadia et Celina.*

*À toute la famille Kouche sans exception.*

*À tous mes amis*

*Billal, hamza, Ahmed, sofiane, salim, yaya, nassim, samir, Fateh, EL V et tout les autres qui ont contribué de pré ou de loin qui mon aidé à faire ce modeste travail et le club scientifique génie civil.*

*En fin, je remercie mon ami, mon binôme Ghout Hamza qui a contribué à la réalisation de ce travail.*

*KOUCHE RABAH*

# *Dédicaces*

*Je dédie ce travail*

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

*À Mes Sœurs et toute la famille GHOUI sans exception.*

*À tous mes amis et tout les autres qui ont contribué de pré ou de loin qui mon aidé à faire ce modeste travail et le club scientifique génie civil.*

*GHOUI HAMZA*

# TABLE DES FIGURES

<i>Fig.I.1</i> : Diagramme contraint - déformations instantanées du béton.....	4
<i>Fig.I.2</i> : Diagramme contraintes- déformations.....	5
<i>Fig.II.1</i> : Les planchers à corps creux (16+4).....	8
<i>Fig.II.2</i> . Dalle sur 1 appui.....	9
<i>Fig.II.3</i> . Dalle sur 2 appuis.....	9
<i>Fig.II.4</i> . Dalle sur 3 appuis.....	9
<i>Fig.II.5</i> . Hauteur libre d'étage.....	11
<i>Fig.II.6</i> . Coupe verticale d'un voile.....	12
<i>Fig.II.7</i> . Dimension de l'acrotère.....	12
<i>Fig.II.8</i> . Schéma statique de la 1 <sup>ère</sup> volée.....	13
<i>Fig.II.9</i> . Schéma statique de la 2 <sup>ème</sup> volée.....	15
<i>Fig.II.10</i> : Schéma statique de la décente de charge.....	19
<i>Fig.II.11</i> : Schéma de la disposition des poutrelles.....	19
<i>Fig.III.1</i> . Diagramme des moments des appuis pour une poutre à 2 travées.....	27
<i>Fig.III.2</i> . Diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus de 2 travées.....	27
<i>Fig.III.3</i> . Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées.....	27
<i>Fig.III.4</i> . Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de 2 travées.....	28
<i>Fig.III.5</i> . Les différents Types de poutrelles.....	29
<i>Fig.III.6</i> . Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	50
<i>Fig.III.7</i> . Dalle en consol.....	51
<i>Fig.III.8</i> . Schéma statique de la dalle sur un seul appui.....	51
<i>Fig.III.9</i> . Schéma de ferrailage d'une dalle à 1 seul appui.....	54
<i>Fig.III.10</i> . Dalle sur 2 appuis.....	54
<i>Fig.III.11</i> . schéma de ferrailage consol .....	56
<i>Fig.III.12</i> . Dalle sur 2 appuis.....	57
<i>Fig.III.13</i> . Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur deux appuis.....	60
<i>Fig.III.14</i> . Dalle sur 2 appuis.....	60
<i>Fig.III.15</i> . schéma de ferrailage consol .....	63
<i>Fig.III.16</i> . Dalle sur 3 appuis.....	63
<i>Fig.III.17</i> . schéma de ferrailage consol .....	65
<i>Fig.III.18(a)</i> : schéma statique de la volée 1.....	66
<i>Fig.III.18(b)</i> : schéma statique de la volée 1.....	66
<i>Fig.III.19</i> . Schéma ferrailage de la volée.....	68
<i>Fig.III.20</i> . Schéma statique du palier de repos .....	69
<i>Fig.III. 21</i> : Schéma de ferrailage de palier du repos .....	70
<i>Fig.III.22</i> . Schéma statique de la poutre palière.....	71
<i>Fig.III.23</i> : Section creuse équivalente.....	72
<i>Fig.III.24</i> . Ferrailage de la Poutre palière.....	75
<i>Fig.III.25</i> : Schéma de ferrailage de la poutre de chainage.....	78
<i>Fig.III. 26</i> : Acrotère.....	79
<i>Fig.III. 27</i> : Les Sollicitations sur l'acrotère.....	80
<i>Fig.III.28</i> . Schéma de ferrailage de l'acrotère (Terrasse inaccessible).....	84
<i>Fig.III.29</i> . cage de l'ascenseur.....	84
<i>Fig.III.30</i> . Schéma représentant la surface d'impact .....	88
<i>Fig.III.31</i> . Schéma de ferrailage pour la dalle pleine de l'ascenseur.....	92
<i>Fig.IV.1</i> : disposition des voiles.....	96
<i>Fig.IV.2</i> : premier mode de déformation (translation suivant y)(T=0.704 sec).....	97

<b>Fig.IV.3:</b> deuxième mode de déformation (translation suivant x) ( $T=0.580$ sec).....	97
<b>Fig. IV.4 :</b> troisième mode de déformation (rotation suivant z) ( $T=0.531$ sec).....	98
<b>Fig. IV.5 :</b> Spectre de réponse de la structure.....	99
<b>Fig. V.1 :</b> Zone nodale.....	107
<b>Fig. V.2 :</b> Section d'un poteau.....	112
<b>Fig. V.5 :</b> La zone nodale.....	120
<b>Fig. V.7 :</b> Schéma d'un voile pleine.....	125
<b>Fig. V.8 :</b> disposition des voiles.....	126
<b>Fig. V.9 :</b> Schéma de ferrailage du voile étage 2 et 3 $L=1.4m$ .....	130
<b>Fig. VI.1 :</b> Semelle isolée.....	131
<b>Fig. VI.2.</b> Schéma de la semelle filante.....	133
<b>Fig. VI-3:</b> Présentation de zone d'impact de la charge concentrée.....	134
<b>Fig. VI.4 :</b> Dalle sur quatre appuis.....	137
<b>Fig. VI. 5 :</b> schéma de ferrailage du radier.....	141
<b>Fig. VI. 6:</b> Charges transmises aux nervures principales du radier.....	142
<b>Fig. VI. 7:</b> Charges transmises aux nervures transversales du radier.....	143
<b>Fig. VI. 8:</b> Section à ferrailer.....	144

# TABLE DES tableau

<b>Tableau.II.1.</b> <i>évaluation des charges de Plancher terrasse (inaccessible)</i> .....	15
<b>Tableau.II.2.</b> <i>évaluation des charges de Terrasse accessible à corps creux</i> .....	16
<b>Tableau.II.3.</b> <i>évaluation des charges des étages courant</i> .....	16
<b>Tableau.II.4.</b> <i>évaluation des charges des Dalles pleine</i> .....	16
<b>Tableau.II.5.</b> <i>évaluation des charges des Murs extérieurs et séparation entre appartements</i> .....	16
<b>Tableau.II.6.</b> <i>évaluation des charges des Murs intérieurs</i> .....	17
<b>Tableau.II.7.</b> <i>évaluation des charges de Palier</i> .....	17
<b>Tableau.II.8.</b> <i>évaluation des charges de Volée</i> .....	17
<b>Tableau.II.9.</b> <i>les charges revenant au poteau 1</i> .....	20
<b>Tableau.II.10.</b> <i>les charges revenant au poteau 2</i> .....	22
<b>Tableau.II.11.</b> <i>vérification a la compression de tous les poteaux</i> .....	23
<b>Tableau.II.12.</b> <i>vérification aux flambements de tous les poteaux</i> .....	24
<b>Tableau III.1.</b> <i>Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles</i> .....	30
<b>Tableau III.2.</b> <i>Les moments isostatiques max en travées</i> .....	31
<b>Tableau III.3.</b> <i>Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher courant (type 1)</i> .....	33
<b>Tableau III.4.</b> <i>Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher courant (type1)</i> .....	33
<b>Tableau III.5.</b> <i>Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher courant (type 2)</i> .....	33
<b>Tableau III.6.</b> <i>Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher courant (type 2)</i> .....	34
<b>Tableau III.7.</b> <i>Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher courant (type 3)</i> .....	34
<b>Tableau III.8.</b> <i>Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher courant (type 3)</i> .....	34
<b>Tableau III.9.</b> <i>Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher courant (type 5)</i> .....	35
<b>Tableau III.10.</b> <i>Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher courant (type 5)</i> .....	35
<b>Tableau III.11.</b> <i>Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher courant (type 6)</i> .....	35
<b>Tableau III.12.</b> <i>Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher courant (type 6)</i> .....	35
<b>Tableau III.13.</b> <i>Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse (type 1)</i> .....	36
<b>Tableau III.14.</b> <i>Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse (type1)</i> .....	36
<b>Tableau III.15.</b> <i>Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse (type 2)</i> .....	36
<b>Tableau III.16.</b> <i>Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse (type 2)</i> .....	36
<b>Tableau III.17.</b> <i>Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse (type 4)</i> .....	37
<b>Tableau III.18.</b> <i>Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse (type 4)</i> .....	37
<b>Tableau III.19.</b> <i>Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse (type 6)</i> .....	37
<b>Tableau III.20.</b> <i>Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse (type 6)</i> .....	37
<b>Tableau III.21.</b> <i>Evaluation de la flèche dans le plancher étage courant</i> .....	48
<b>Tableau III.22.</b> <i>Le calcul du ferrailage à l'ELU dans le plancher terrasse inaccessible</i> ...	48
<b>Tableau III.23.</b> <i>Evaluation de la flèche dans le plancher terrasse inaccessible</i> .....	49
<b>Tableau III.24.</b> <i>Le ferrailage des différentes poutrelles</i> .....	49
<b>Tableau.III.26.</b> <i>Calcul du ferrailage de la dalle sur un seul appui</i> .....	52
<b>Tableau.III.27.</b> <i>Calcul du ferrailage de la dalle a deux appuis</i> .....	55
<b>Tableau.III.28.</b> <i>Calcul du ferrailage de la dalle de l'ascenseur</i> .....	58
<b>Tableau.III.29.</b> <i>Calcul du ferrailage du balcon sur deux appuis</i> .....	61
<b>Tableau.III.30.</b> <i>Calcul du ferrailage du balcon sur 3 appuis</i> .....	64
<b>Tableau.III.31.</b> <i>Calcul des charges à l'ELU et à l'ELS</i> .....	66
<b>Tableau.III.32.</b> <i>Calcul du ferrailage</i> .....	67
<b>Tableau III.33.</b> <i>Vérification de la contrainte dans le béton</i> .....	68
<b>Tableau III.34.</b> <i>Evaluation de la flèche de la volée</i> .....	68



<b>Tableau III.35.</b>	<i>Vérification des contraintes du béton à l'E.L.S.</i>	74
<b>Tableau III.36.</b>	<i>Vérification de la flèche</i>	74
<b>Tableau III.37.</b>	<i>ferraillage de la poutre chaînage.</i>	76
<b>Tableau III.38:</b>	<i>vérification des contraintes.</i>	77
<b>Tableau III.39.</b>	<i>Différentes combinaisons à utiliser.</i>	80.
<b>Tableau.III.40.</b>	<i>Calcul de la section de ferraillage de la dalle d'ascenseur.</i>	86
<b>Tableau.III.41.</b>	<i>ferraillage de la dalle d'ascenseur.</i>	87
<b>Tableau III.42.</b>	<i>ferraillage de la dalle de la salle des machines.</i>	90
<b>Tableau IV.1.</b>	<i>facteur de qualité q</i>	91
<b>Tableau IV.2 :</b>	<i>Période de vibration et taux de participation des masses modales.</i>	98
<b>Tableau IV.3 :</b>	<i>Interaction sous charges verticales.</i>	100
<b>Tableau IV.4 :</b>	<i>Interaction sous charges horizontales.</i>	101
<b>Tableau IV.5:</b>	<i>Vérification de l'effort tranchant à la base.</i>	101
<b>Tableau IV.5:</b>	<i>Vérification de l'effort normal réduit.</i>	102
<b>Tableau. IV. 6:</b>	<i>Vérification des déplacements relatifs (sens x-x).</i>	103
<b>Tableau. IV. 7:</b>	<i>Vérification des déplacements relatifs (sens y-y).</i>	103
<b>Tableau. IV.8:</b>	<i>Vérification des effets P-Δ (sens x-x)</i>	104
<b>Tableau. IV.9:</b>	<i>Vérification des effets P-Δ (sens y-y)</i>	104
<b>Tableau V.1:</b>	<i>Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.</i>	107
<b>Tableau V.2</b>	<i>Les sollicitations dans les poteaux.</i>	108
<b>Tableau V.3.</b>	<i>Ferraillage des poteaux</i>	109
<b>Tableau V.4 :</b>	<i>Calcul des armatures transversales.</i>	110
<b>Tableau V.5.</b>	<i>Vérification du flambement pour les poteaux</i>	111
<b>Tableau V.6.</b>	<i>Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux</i>	112
<b>Tableau V.7 :</b>	<i>Vérification des sollicitations tangentes.</i>	113
<b>Tableau V.8 :</b>	<i>Schémas de ferraillage des poteaux.</i>	114
<b>Tableau V.9:</b>	<i>Les sollicitations les plus défavorables dans les poutres principales et secondaires.</i>	116
<b>Tableau V.10 :</b>	<i>Les armatures longitudinales dans les poutres principales.</i>	117
<b>Tableau V.11 :</b>	<i>Vérification des contraintes tangentielles.</i>	118
<b>Tableau V.12 :</b>	<i>Vérification au cisaillement.</i>	119.
<b>Tableau V.13 :</b>	<i>Vérification de la contrainte limite de béton.</i>	119
<b>Tableau V.15 :</b>	<i>Moments résistant dans les poutres.</i>	121
<b>Tableau V.14 :</b>	<i>Moments résistant dans les poteaux.</i>	121
<b>Tableau V.16 :</b>	<i>Vérification des zones nodales.</i>	122
<b>Tableau V.17 :</b>	<i>Ferraillages des différentes poutres.</i>	122
<b>Tableau V.18 :</b>	<i>ferraillage des voiles <math>V_x=2.3m</math>.</i>	127
<b>Tableau V.19 :</b>	<i>ferraillage des voiles <math>V_x=1.5A</math>.</i>	127
<b>Tableau V.20 :</b>	<i>ferraillage des voiles <math>V_x=1.5B</math>.</i>	128
<b>Tableau V.21 :</b>	<i>ferraillage des voiles <math>V_y=1.6</math>.</i>	128
<b>Tableau V.22 :</b>	<i>ferraillage des voiles <math>V_y=1.4</math>.</i>	129
<b>Tableau VI.1.</b>	<i>Résumé des résultats de ferraillage de radier.</i>	138
<b>Tableau VI. 2:</b>	<i>Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier.</i>	139
<b>Tableau VI. 3:</b>	<i>résumé des résultats de ferraillage à l'ELS du radier.</i>	140
<b>Tableau VI. 4:</b>	<i>Vérification des contraintes du radier.</i>	140
<b>Tableau VI. 5:</b>	<i>Sollicitations de la nervure principale.</i>	143
<b>Tableau VI. 6:</b>	<i>Sollicitations de la nervure transversale.</i>	144
<b>Tableau VI. 7:</b>	<i>Résumé des résultats du ferraillage.</i>	145
<b>Tableau VI. 8:</b>	<i>Vérification de l'effort tranchant.</i>	145
<b>Tableau VI. 9:</b>	<i>Vérification des contraintes.</i>	146

<b>Tableau VI. 10:</b> <i>résumé des résultats de ferrailage à l'ELS de la nervure.....</i>	<i>146</i>
<b>Tableau VI. 11:</b> <i>vérification des contraintes à l'ELS de la nervure.....</i>	<i>147</i>
<b>Tableau VI. 12:</b> <i>schéma de ferrailage des nervures.....</i>	<i>149</i>

# Sommaire

## Introduction

### Chapitre I : Généralités

I.1. Description de l'ouvrage	1
I.2. Rapport du sol	2
I.3. Caractéristiques des matériaux	2
I.4. Notion des états limites	6
I.5. Combinaison d'action	6

### Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

II.1 Introduction	8
II.2 Pré dimensionnement des éléments	8
II.3 Evaluation des déférentes charges	15
II.4 Descente de charges	17
II.5 Conclusion	25

### Chapitre III : Etude des éléments secondaires

III.1 Introduction	26
III.2 Calcul des planchers	26
III.3 Etude des escaliers	65
III.4 Etude de la poutre de chaînage	75
III.5 Etude de l'acrotère	78
III.6 Etude de l'ascenseur	84
III.8 Conclusion	92

### Chapitre IV : Etude du séisme

IV Introduction	93
IV.1 Méthode de calcul	93
IV.2 Justification de l'interaction voile-portique	100
IV.3. Vérification de la résultante de la force sismique	101
IV.3 Vérification de l'effort normal réduit	101
IV.5. Justification vis-à-vis du déplacement	102
IV.6. Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$	103
IV.7. Conclusion	105

### Chapitre V : Etude de la superstructure

V Introduction	106
V.1. Étude des poteaux	106
V.2. Etude des poutres	114
V.3. Etude des voiles	123
V.4. Conclusion	130

### Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

VI.1 Introduction	131
VI.2 Choix du type de fondation	131
VI.3. Etude des nervures	141
VI.4. Conclusion	148

## Conclusion

## Bibliographie

## NOTATIONS

$A'$ ,  $A_{ser}$  : Section d'aciers comprimés et section d'aciers à l'ELS respectivement.

$A_t$  : Section d'un cours d'armature transversal.

$A$  : Coefficient d'accélération de zone.

$a$  : Epaisseur.

$\alpha$  : Coefficient de la fibre neutre

$B$  : Aire d'une section de béton.

$B_r$  : Section réduite.

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

$C_T$  : coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage

$C_u$  : La cohésion du sol (KN/m<sup>2</sup>).

$D$  : Diamètre, dalle

$D$  : Facteur d'amplification dynamique moyen.

**ELS** : Etat limite de service.

**ELU**: Etat limite ultime.

$E$  : Module d'élasticité longitudinale, séisme.

$E_i$  : Module d'élasticité instantanée.

$E_s$  : Module d'élasticité de l'acier.

$E_d$ ,  $E_c$  : Sont les modules de déformation.

$e_v$  : épaisseur du voile.

$F$  : Force ou action générale.

$f_{c28}$  : Résistance caractéristique à la compression donnée en (MPa).

$f_{t28}$  : Résistance caractéristique à la traction donnée en (MPa).

$f_{ji}$  : la flèche correspondant à j.

$f_{gi}$  : la flèche correspondant à g.

$f_{qi}$  : la flèche correspondant à  $q$ .

$f_{gv}$  : la flèche correspondant à  $v$ .

$f_t$  : la flèche totale.

$f_{t adm}$  : la flèche admissible.

$F$  : Coefficient de sécurité = 1.5

$G$  : Action permanente.

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

$ht$  : hauteur totale du plancher.

$h_0$  : épaisseur de la dalle de compression.

$he$  : hauteur libre d'étage.

$I$  : Moment d'inertie ( $m^4$ ).

$I_{ji}$  : Moment d'inertie correspondant à  $j$ .

$I_{gi}$  : Moment d'inertie correspondant à  $g$ .

$I_{qi}$  : Moment d'inertie correspondant à  $q$ .

$I_{gv}$  : Moment d'inertie correspondant à  $v$ .

$Q$  : Charge variable.

$Q$  : Facteur de qualité.

$q_u$  : charge ultime.

$q_s$  : charge de service.

$L$  : Longueur ou portée.

$L_{max}$  : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs (m).

$L_x$  = distance entre nus de poutrelles.

$L_y$  = distance entre axes d'appuis des poutrelles principales.

$l'$  : longueur fictive.

$l'_g$  et  $l'_d$  : Longueurs fictives à gauche et à droite respectivement.

$M$  : Moment en général.

**Ma** : Moment sur appui.

**Mu** : Moment de calcul ultime.

**M<sub>ser</sub>** : 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.

**n** : est le nombre de marches sur la volée, Coefficient d'équivalence.

**N<sub>Tot</sub>** : Poids total transmis par la superstructure (KN).

**P** : Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).

**P<sub>g</sub> et P<sub>d</sub>** : Charges uniformes à gauche et à droite respectivement.

**R** : coefficient de comportement global.

**S** : Section, surface

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

**St** : Espacement des armatures.

**T** : Effort tranchant.

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

**V** : Effort tranchant.

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

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

$W_{ci}$  : poids du aux charges permanentes et à celles d'équipement fixes éventuels.

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

$Y$  : Ordonnée de la fibre neutre.

$Z$  : Coordonnée, bras de levier

$Z$  : profondeur au-dessous de la fondation (m).

$b_0$  : Epaisseur brute de l'arme d'une section, largeur de la nervure

$d$  : Hauteur utile.

$e$  : Excentricité, épaisseur.

$f$  : Flèche.

$f_{bu}$  : Contrainte de compression du béton à l'E.L.U.R

$f_e$  : Limite d'élasticité.

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

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

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

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

$b$  : Contrainte de compression du béton.

$s$  : Contrainte de compression dans l'acier

: Coefficient de poison

: Contrainte normale.

$j$  : Contrainte correspondant à j.

$g$  : Contrainte correspondant à g.

$q$  : Contrainte correspondant à q.

$w$  : Poids volumique de l'eau ( $t/m^3$ ).

$b$  : coefficient de sécurité.

$s$  : coefficient de sécurité.

$\{\$  : 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).

$\gamma$  : Facteur d'amortissement.

$S$  : 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.

$i$  : Coefficient instantané.

$v$  : Coefficient différé.



# CHAPITRE I

GENERALITE

# CHAPITRE II

## PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

# CHAPITRE III

ETUDE DES ELEMENTS  
SECONDAIRES

# CHAPITRE IV

ANALYSE SISMIQUE

# CHAPITRE V

## ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

# CHAPITRE VI

## ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE



**INTRODUCTION**  
**GENERAL**

## Introduction générale

Nous autant que futur ingénieurs en génie civil, serons appelés à nous occuper de la conception, la réalisation, l'exploitation et la réhabilitation des ouvrages de constructions, tout en assurant la sécurité des occupants, car comme nous le savons le séisme est une menace à grande échelle qui fait des dégâts matériels et des pertes humaines considérables, quasiment impossible à prédire, on a une seule option c'est de construire parasismique.

L'étude des structures est une étape clef et un passage obligatoire dans l'acte de bâtir. Cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises tout le long de notre parcours universitaire.

Le présent travail consiste en une étude d'un bâtiment en R+7 implanté à Sidi-Aich qui est à usage d'habitation, contreventé par un système mixte (voiles-portiques) avec justification de l'interaction vis-à-vis des efforts verticaux et horizontaux, sur le comportement de la structure.

Pour cela, nous allons suivre les démarches décrites sur le plan de travail qui est le suivant :

- Le premier chapitre, qui est consacré pour les généralités.
- Le deuxième chapitre, pour le pré dimensionnement des éléments structuraux de la structure.
- Le troisième chapitre, pour le calcul des éléments non structuraux.
- Le quatrième chapitre, pour l'étude dynamique.
- Le cinquième chapitre, pour le calcul des éléments structuraux.
- Le dernier chapitre, pour l'étude de l'infrastructure, et on termine par une conclusion générale qui synthétise notre travail.



## I. Introduction :

Dans le premier chapitre on va présenter l'ouvrage à étudier et donner sa description structurale et architecturale.

On va donner les caractéristiques des matériaux à savoir le béton et l'acier, une définition des états limites et les combinaisons d'action.

### I.1) Description de l'ouvrage

#### I.1.1) situation :

Le projet qui fait l'objet de notre étude est un bâtiment R+7 destiné à l'usage d'habitation. Le projet est situé à SIDI\_AICH.

#### I.1.2) Description architecturale :

Les dimensions du bâtiment sont :

- La hauteur totale ..... **25.08m**
- LE RDC et les étages 1.2.3.4 et 5 :
- La largeur ..... **13.60 m**
- La longueur ..... **24.40 m**
- La hauteur des étages... ..... **3.06 m**
- La hauteur du rez-de-chaussée.....**3.06 m**
- Pour les étages 6 et 7 on a :
- La largeur..... **13.60 m**
- La longueur.....**25.60 m**
- La hauteur..... **3.06 m**

#### I.1.3) Description structurale

##### Ossature :

Vu la hauteur de notre ouvrage, et d'après le **RPA99/V2003 (article 3.4.A.1.a)**, tout ouvrage dépassant les 14m de hauteur doit être constitué de portiques et voiles en béton armé (contreventement mixte) avec justification d'interaction voiles –portiques, ou avec voiles porteurs (entièrement contreventé par voiles).

##### Les planchers :

Les planchers utilisés sont de type corps creux (hourdis) avec une dalle de compression en béton armé, transmettant les charges horizontales aux éléments verticaux, tout en assurant la compatibilité des déformations.

##### L'acrotère :

C'est un élément en béton armé ; contournant le bâtiment encastré au niveau du plancher terrasse.

##### Les escaliers :

Les escaliers sont des éléments secondaires permettant le passage d'un niveau à un autre, ils seront réalisés en béton armé coulé sur place avec deux volées.

##### La maçonnerie :

– Les murs extérieurs et les murs de séparation entre les appartements sont en doubles parois de briques creuses, avec une lame d'air de 5 cm.

– Les murs de séparation intérieure seront en une seule paroi en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

##### Enduit :

Protéger les surfaces des intempéries, les rendre planes.

La composition générale des enduits est :

- ✓ Le gobetis : première couche de mortier, Se fait quand la maçonnerie est bien sèche.
- ✓ Le corps d'enduit.
- ✓ la couche de finition.

**L'ascenseur :**

C'est un élément mécanique, il sert à faire monter et descendre les usagers à travers les différents étages du bâtiment sans utiliser les escaliers

## **I.2) Rapport du sol :**

- ❖ Le sol de notre site est constitué de limons très graveleux.
- ❖ Les tassements sont négligeables.
- ❖ L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2 en vertu du RPA 99 version 2003.
- ❖ La contrainte admissible du sol  $\bar{\sigma} = 1,8 \text{ bars}$ . (**Annexe IV**)
- ❖ L'emploi de fondations superficielles, semelles ou radier général.

## **I. 3) Caractéristiques des matériaux**

### **I.3.1) Béton :**

Le béton est un matériau qui offre les particularités suivantes :

- il est composé de matériaux abondants dans la nature et facilement disponibles directement, comme les graviers et les sables ou indirectement comme le ciment.
- il est facile à mettre en œuvre dans un moule de forme quelconque ; où on dispose pour cela d'un temps suffisant.
- il a des caractéristiques mécaniques intéressantes.
- il est compatible avec d'autres matériaux, spécialement l'acier.
- il a une bonne durabilité.

#### **I.3.1.1) Composition du béton :**

Il est composé de ciment, sable, gravier, eau et éventuellement des adjuvants.

Les qualités recherchées sont en général :

- la résistance mécanique à la compression simple et pour certains cas, la résistance à la traction, la résistance aux chocs.
- la résistance aux agents agressifs tels que l'eau de mer, les eaux séléniteuses, les eaux acides, les produits industriels.
- la maniabilité, c'est à dire la facilité de mise en œuvre.
- la déformation instantanée et différée, le retrait....
- les qualités particulières telles que la masse pour les bétons lourds, béton de protection contre les radiations, la légèreté (bétons légers pour ouvrage d'art ou bâtiment), la faible conductivité thermique.
- l'aspect de surface finie, la couleur (béton blanc, coloré)
- la dimension des granulations : micro-béton poutres de très petits ouvrages (maquettes) ou bétons cyclopéens avec des cailloux de 5 à 20 cm pour les gros ouvrages (barrages).

### I.3.1.2) Dosage en ciment :

Le dosage en ciment varie suivant les caractéristiques exigées ; résistance mécanique, résistance aux agents chimiques (eau de mer, eaux séléniteuses) compacité.

Les valeurs usuelles pour des bétons maigres ou non armé varient de 150 à 300 kg de ciment par mètre cube de béton mis en œuvre.

Pour le béton armé, ces valeurs sont de 350 à 400 kg/m<sup>3</sup> et pour le béton précontraint, elles peuvent atteindre 500 kg/m<sup>3</sup>.

La résistance d'un béton armé est sensiblement proportionnelle au dosage en ciment ; différentes formules permettent de la calculer.

### I.3.1.3) Dosage en granulat :

Le dosage en granulat est représenté par les dimensions et proportions des différentes catégories de granulation allant du sable au gravier.

### I.3.1.4) Mise en œuvre du béton :

La mise en œuvre du béton intervient de façon importante dans les qualités attendues du béton, telles la résistance mécanique.

Cette mise en place est favorisée par :

- une bonne vibration.
- une granulométrie continue.
- des adjuvants.

Inversement la mise en œuvre est gênée par :

- une densité importante de ferrailage, surtout si la distance entre aciers est faible.
- les faibles températures.
- les importantes épaisseurs de coulage.

Il est recommandé, lors du coulage du béton, de ne pas le laisser tomber d'une hauteur importante (plus d'un mètre) sans prendre des précautions spéciales, pour éviter la ségrégation ; c'est à dire l'accumulation des granulations lourds au fond du moule et la montée de l'eau et de laitance en partie supérieure, ce qui nuirait à sa compacité et à sa résistance.

### I.3.1.5) Résistances du béton

#### a) Résistances caractéristiques à la compression :

Un béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours  $f_{c28}$  exprimée en MPa.

Pour un nombre de jours  $j < 28$ , la résistance  $f_{cj}$  des bétons suit les lois suivantes :

- Bétons de résistance courante :  $f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28}$  pour  $f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$
- Bétons de haute résistance :  $f_{cj} = \frac{j}{1.4 + 0.95j} f_{c28}$  pour  $f_{c28} > 40 \text{ MPa}$

Pour un nombre de jours  $j \geq 28$  :  $f_{cj} = 1,1 f_{c28}$

On constate que les bétons à haute résistance atteignent plus rapidement leurs valeurs maximales que les normaux et ont moins de ressource. Au-delà de 28 jours, les résistances sont mesurées par écrasement d'éprouvettes normalisées.

#### b) Résistances caractéristiques à la traction :

La résistance caractéristique à la traction  $f_{tj}$  du béton à  $j$  jours est définie par :

$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$  avec  $f_{cj}$  : résistance caractéristique à la compression à «  $j$  » jours exprimée en (MPa).

La formule est valable jusqu'à des valeurs de  $f_{cj} < 60$  MPa.

Cependant, cette loi linéaire pourrait conduire à surestimer la résistance à la traction des bétons dont la résistance en compression est supérieure à 80 MPa. La loi est donnée par :

$$f_{ij} = f_{cj}^{2/3} \text{ serait plus adaptée.}$$

Ces résistances sont tirées à partir de certains nombres d'essai :

➤ **Essais de rupture**

– **Essai de rupture par compression sous charge «instantanée» :**

La résistance à la compression est mesurée par écrasement de cylindres droits de révolution de 16 cm de diamètre et de 32 cm de hauteur, dont l'aire de la section droite est :

$$B = 200 \text{ cm}^2$$

Ainsi si P est la charge de rupture de l'éprouvette (MN) on a pour une éprouvette âgée de « j » jours

$$f_{cj} = P/B = P/0,02 \text{ (MPa)} .$$

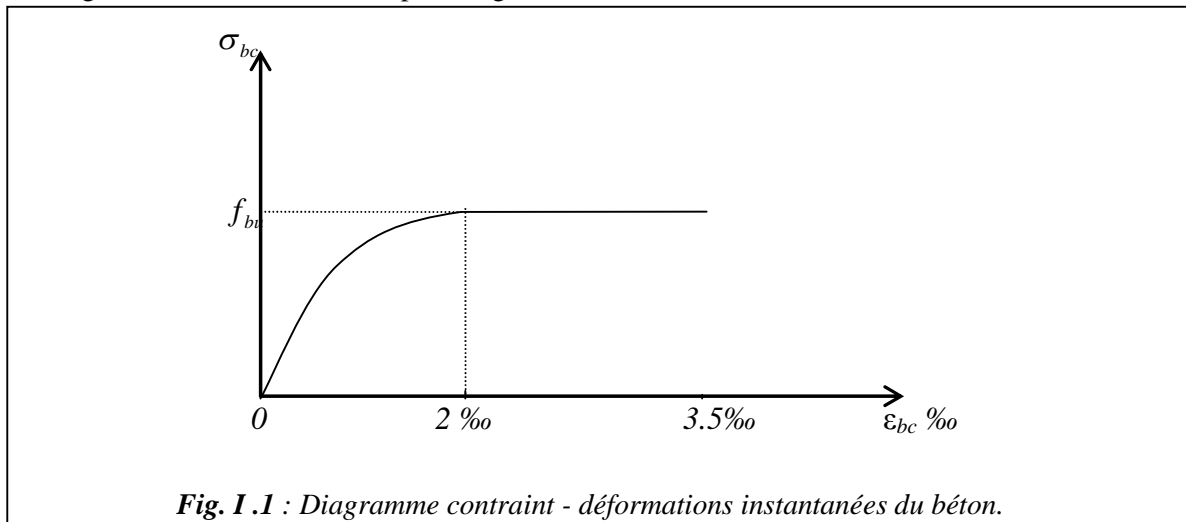
– **Essais de rupture par traction :**

La résistance à la traction est déduite d'essais effectués selon deux modes opératoires :

- ✓ flexion d'éprouvettes prismatiques non armées de côté 7,07 cm et de section 50 cm<sup>2</sup>.
- ✓ fendage diamétral d'une éprouvette cylindrique (essai dit «brésilien»).

**I.3.1.6) Diagramme contraint - déformations instantanées du béton :**

Le diagramme idéalisé est donné par la figure suivante:



Avec :

$$\begin{cases} \varepsilon_b < 2 \times 10^{-3} & \sigma_{bc} = f_{cj} (-0.25 \times 10^3 \cdot \varepsilon_b + 1) \varepsilon_b 10^3 \\ \varepsilon_b > 2 \times 10^{-3} & \sigma_{bc} = f_{cj} \end{cases}$$

Le diagramme de calcul donné par « **Fig. I.1** » comporte un arc de parabole du second degré depuis l'origine des coordonnées et jusqu'à son sommet de coordonnées  $\varepsilon_b = 2\%$  et d'une contrainte de compression de béton donnée par :

$$f_{bu} = \sigma_{bc} = 0.85 f_{cj} / \theta \gamma_b$$

Le coefficient de minoration de 0,85 de la résistance du béton, et le coefficient  $\theta$ , tiennent compte de l'influence défavorable de la durée d'application de la charge, des conditions de bétonnage, et d'hygrométrie.

$\theta = 1$  : Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée est supérieure à 24 heures.

$\theta = 0.9$  : Lorsque cette durée est comprise entre 1 h et 24 h.

$\theta = 0.85$  : Lorsqu'elle est inférieure à 1 h.

### I.3.1.7) Coefficient de poisson :

Si  $\varepsilon_l$  est la déformation relative longitudinale et  $\varepsilon_t$  la déformation relative transversale

$$\nu = \frac{\frac{\Delta t}{t}}{\frac{\Delta l}{l}} = \frac{\varepsilon_t}{\varepsilon_l}$$

Il est pris égal à :

$\nu = 0$  : Pour le calcul des sollicitations ultimes (béton fissuré).

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

### I.3.1.8) Modules d'élasticité :

C'est le rapport entre la contrainte appliquée et la déformation relative il n'est définissable que dans la phase élastique où il y a proportionnalité des contraintes et déformations.

## I.3.2) Aciers pour béton armé :

Les aciers sont nécessaires généralement pour reprendre les efforts de traction, pour limiter la fissuration...

### I.3.2.1) Description des différents types d'aciers :

Ces aciers généralement utilisés pour le béton armé sont classés en trois catégories :

- Barres rondes lisses.
- Barres à haute adhérence.
- Fils (Fils à Haute adhérence et fils lisses.)
- Treillis soudés.

### I.3.2.2) Diagramme contraintes- déformations :

Le diagramme contraintes- déformations à considérer pour les justifications aux états limites ultimes de résistance est conventionnellement défini par :

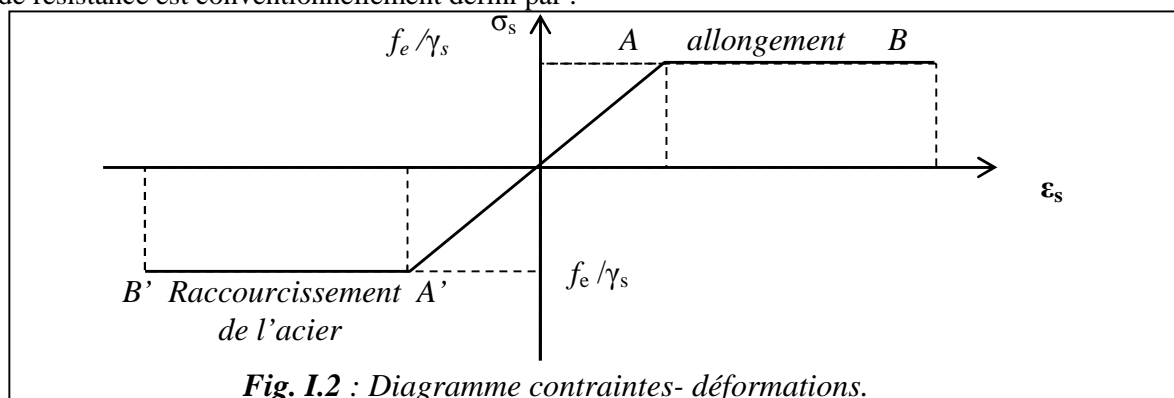


Fig. I.2 : Diagramme contraintes- déformations.

Le diagramme contraintes- déformations se compose : d'une droite de pente  $E_s = 200 \text{ GPa}$  (module d'élasticité), indépendante de la nuance de l'acier ; d'un palier horizontal d'ordonnée  $f_e$  .

#### I.4) Notion des états limites:

On distingue deux états limite de calcul ;

- état limite ultime de résistance.
- état limite de service.

##### 1.4 .1) à E.L.U:

Il consiste à l'équilibre entre les sollicitations d'action majorées et les sollicitations résistantes calculées en supposant que les matériaux atteignant les limites de ruptures minorées.

##### a) Hypothèses de calcul :

- les sections planes avant déformation restent planes et conservent leurs dimensions (Navier .B).
- la résistance du béton tendu est considérée comme nulle.
- il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- Le raccourcissement relatif  $\varepsilon_{bc}$  du béton est limité à 3,5 % en flexion, 2 % en compression simple.
- L'allongement relatif  $\varepsilon_s$  de l'acier tendu est limité conventionnellement à 10 %

##### 1.4.2) à E.L.S :

Il consiste à l'équilibre de sollicitations d'action réelles (non majorée) et les sollicitations résistantes calculées sans dépassement des contraintes limites.

##### a) Hypothèses de calcul :

- les sections planes avant déformation restent planes et conservent leurs dimensions (Navier.B).
- la résistance du béton tendu est considérée comme nulle.
- il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques c'est-à-dire que la contrainte est proportionnelle à la déformation :

$$\sigma_b = E_b \cdot \varepsilon_b \text{ Et } \sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_s .$$

- on définit un coefficient d'équivalence entre l'acier et le béton par la relation :  $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$  .

#### I.5) Combinaison d'action

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation.

W : surcharges climatiques dû au vent.

S : surcharges accidentelles dues aux séismes aux chocs.

Les différentes combinaisons a utilisés sont les suivants :

- vis-à-vis des états limites ultimes et de services :

$$\text{E.L.U} \dots\dots\dots 1.35G + 1.5Q.$$

$$\text{E.L.S} \dots\dots\dots G + Q.$$

- Situation accidentelle : dans ce cas les combinaisons sont données par le RPA 99/V2003 à savoir :

$$G+Q \pm E$$

$$0.8G \pm Q$$

$$G+Q \pm 1.2E \text{ (pour les poteaux seulement).}$$

Étant donné que notre structure est contreventée par un système mixte alors la combinaison  $G+Q \pm 1.2E$  sera négligée.

### **1.6.Conclusion :**

On peut conclure dans ce chapitre que la présentation de notre ouvrage, donner les caractéristiques des matériaux et donner les états limites et les combinaisons de charges sont indispensable pour continuer l'étude de notre structure.

## II.1) Introduction :

Afin d'assurer une bonne résistance de l'ensemble de la construction, Le pré-dimensionnement des éléments de notre bâtiment se fait en respectant les recommandations en vigueur à savoir :

- Le RPA 99
- Le CBA 93
- Le BAEL 91 REVISE 99
- DTR BC 2.2

Les éléments doivent avoir une section minimale pour reprendre les efforts sollicitant et pour cela nous nous référons aux recommandations précédentes.

## II.2) Pré-dimensionnement des éléments :

### II.2.1) Les planchers :

#### ➤ CORP CREUX

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de la flèche :

$$h_t \geq \frac{L}{22.5} \quad \text{CBA (article B.6.8.4.2.4)}$$

Avec L : La portée maximale entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.

$h_t$  : Hauteur totale du plancher.

$$h_t \geq \frac{440 - 30}{22.5} \Rightarrow h_t \geq 18.22 \text{ cm}$$

On adopte un plancher d'une épaisseur de  $h_t = 20 \text{ cm}$  :  $\begin{cases} 16 \text{ cm} : \text{l'épaisseur de corps creux} \\ 4 \text{ cm} : \text{ dalle de compression} \end{cases}$

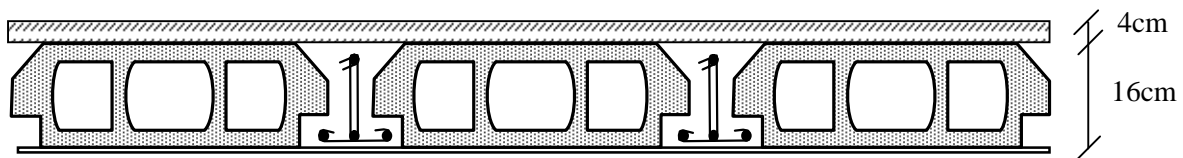


Fig. II.1 : Les planchers à corps creux (16+4)

#### ➤ les dalles pleines :

##### a. Résistance au feu

$e = 7 \text{ cm}$  pour une heure de coupe-feu.

$e = 11 \text{ cm}$  pour deux heures de coupe-feu.

##### b. Résistance a la flexion

Les conditions que doivent vérifier les dalles pleines selon le nombre des appuis sont les suivantes :



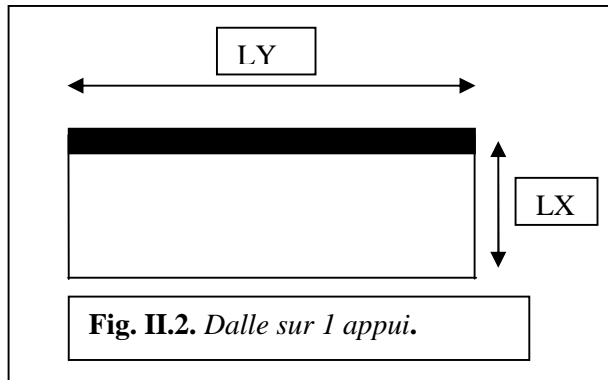
- Dalle sur un seul appui :  $e \geq \frac{L_x}{20}$
- Dalle reposant sur deux appuis :  $\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$
- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis :  $\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$

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

Notre cas présente 3 types de dalle pleine :

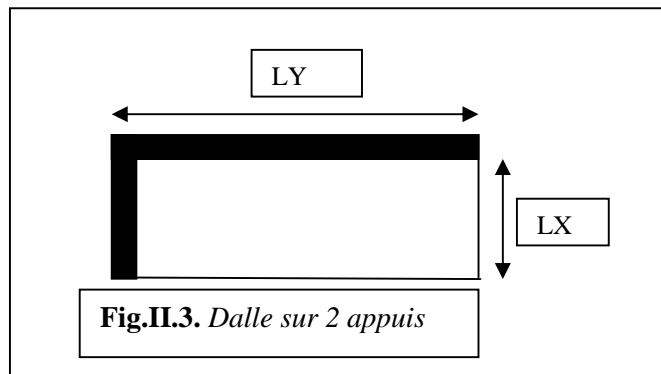
▪ **Dalle sur 1 appui**

$e \geq \frac{l_x}{20}$  avec  $l_x = 1.20m$   
 $e \geq 6cm$   
 $e \geq 11cm$



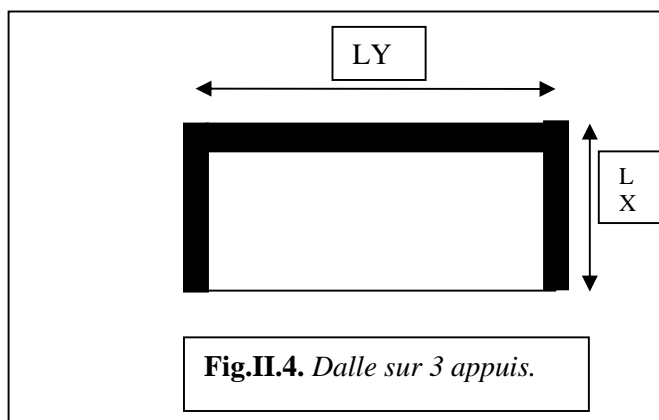
▪ **Dalle sur 2 appuis**

$\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30}$  avec  $l_x = 1.30m$   
 $3.71 \leq e \leq 4.33cm$   
 $e \geq 11cm$



▪ **Dalle sur 3 appuis**

$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40}$  avec  $l_x = 1.30m$ .  
 $2.88 \leq e \leq 3.25cm$   
 $e \geq 11cm$



Les épaisseurs obtenus par la condition de résistance à la flexion sont très faibles, alors le pré dimensionnement se fera suivant la condition coupe-feu, d'où on opte pour une épaisseur : **e= 14 cm**

### II.2.2. Les poutrelles

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- La plus petite portée.
- Critère de continuité.

Elles se calculent comme une section en T. La largeur de la dalle de compression à Prendre est définie par :

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min \left( \frac{l_x}{2}, \frac{l_y}{10} \right)$$

Avec :  $L_x$  : représente la distance entre poutrelles ( $l_x = 55 \text{ cm}$ ).

$L_y$  : représente la distance entre nus d'appuis des poutres secondaires ( $l_y = 320 \text{ cm}$ ).

$$b_0 = (0.4 \text{ à } 0.6) \times h_t \Rightarrow b_0 = (8 \text{ à } 12) \text{ cm} \Rightarrow b_0 = 10 \text{ cm}$$

$$b = 2 \times b_1 + b_0 \Rightarrow b = 2 \times 27.5 + 10 \Rightarrow b = 65 \text{ cm}$$

#### II.2.2.1 pré-dimensionnement des poutres

Ce sont des éléments porteurs en béton armé à ligne moyenne rectiligne, dont la portée est prise entre nus d'appuis on à deux types (poutres principales, poutres secondaires)

➤ **Les poutres principales**

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

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

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

$$L_{\max} = 535 - 30 \Rightarrow L_{\max} = 505 \text{ cm} \Rightarrow 33.66 \text{ cm} \leq h \leq 50.5 \text{ cm}.$$

On adopte pour une section rectangulaire ( $b \times h$ ) = (30×40) cm<sup>2</sup>

On doit vérifier les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du RPA qui sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifie} \\ h = 40 \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifie} \\ \frac{h}{b} \leq 4 = 1.33 \leq 4 \dots\dots\dots \text{Vérifie} \end{array} \right. \quad \text{(RPA 99 version 2003 Art .7.5.1)}$$

➤ **les poutres secondaires :**

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, leurs hauteurs est donnée par le critère de flèche qui est

$$L/15 \leq h \leq L/10$$

L: portée maximale entre nu d'appuis (L= 440-30=410 cm)

$$L=410 \text{ cm} \Rightarrow 27.33 \text{ cm} \leq h \leq 41 \text{ cm}.$$

On adopte pour une section rectangulaire ( $b \times h$ ) = (30×35) cm<sup>2</sup>

On doit vérifier les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du RPA qui sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérifie} \\ h = 35 \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérifie} \\ \frac{h}{b} \leq 4 = 1.16 \leq 4 \dots\dots\dots \text{Vérifie} \end{array} \right. \quad (\text{RPA 99 version 2003 Art .7.5.1})$$

### II.2.3 La poutre de chaînage :

D'après le RPA99 version 2003 art 9.3.3 la largeur de la poutre de chaînage doit être supérieure ou égale  $2/3$  de l'épaisseur de l'élément supporte. Dans notre cas la poutre sert d'appui pour la double cloison, alors on prend  $b=30\text{cm}$  et  $h=30\text{cm}$ .

### II.2.4 Les poteaux:

Le pré dimensionnement des poteaux se fait en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU. Il ressort ainsi que la vérification vis-à-vis du flambement sera la plus déterminante.

Les dimensions de la section transversale des poteaux selon le RPA99 (Art 7.4.1), doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone IIa :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(b_1; h_1) \geq 25\text{cm} \\ \min(b_1; h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ 0,25 < \frac{b_1}{h_1} < 4 \end{array} \right.$$

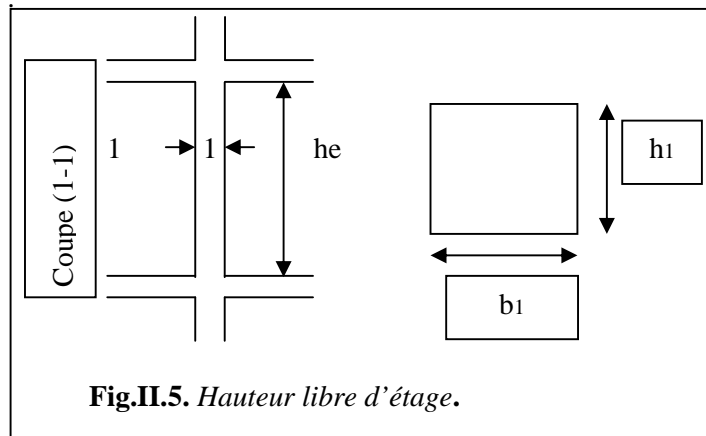


Fig.II.5. Hauteur libre d'étage.

$h_e$  : Hauteur libre d'étage, elle est égale à

3.06m pour tous les étages.

On adopte préalablement la section  $b_1 \times h_1$  des poteaux comme suit :

- $50 \times 50 \text{ cm}^2$  pour (rez de chaussée et 1<sup>er</sup> étage)
- $45 \times 45 \text{ cm}^2$  pour (2<sup>ème</sup> et 3<sup>ème</sup> étage)
- $40 \times 40 \text{ cm}^2$  pour (4<sup>ème</sup> et 5<sup>ème</sup> étage)
- $35 \times 35 \text{ cm}^2$  pour (6<sup>ème</sup> et 7<sup>ème</sup> étage)

### II.2.5 Les voiles :

Ce sont des éléments de contreventement vertical mince et continu, généralement en béton armé, servant de couverture ou d'enveloppe ayant une dimension plus petite que les deux autres qui est l'épaisseur. L'épaisseur est donnée par les conditions du RPA99 (art 7.7.1) suivantes :

- $a \geq \frac{h_e}{20} \rightarrow$  pour les voiles simples
- $a \geq 15\text{cm}$
- $L \geq 4a$

$h_e$  : hauteur libre d'étage.

L : largeur du voile.

a : épaisseur du voile.

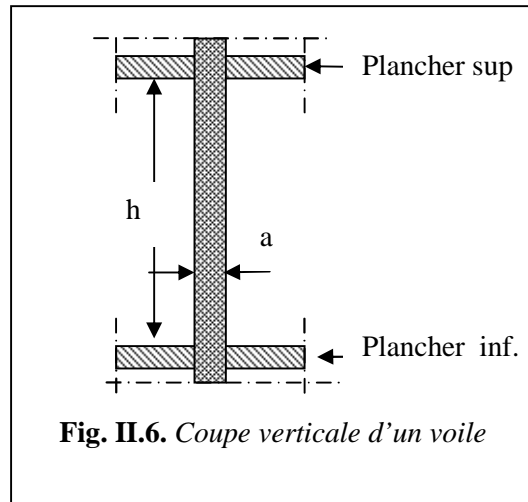
Dans notre cas on a la même hauteur d'étages

**Donc :**

-  $h_e = 306 - 20 = 286 \text{ cm}$

$$a \geq \frac{286}{20} \Rightarrow a \geq 14.3\text{cm}$$

On opte pour des voiles d'épaisseur :  $a = 15 \text{ cm}$ .



**Fig. II.6.** Coupe verticale d'un voile

**Voile de la cage d'ascenseur :** Comme ce voile n'intervient pas dans le contreventement, son épaisseur sera égale à **15cm** qui est l'épaisseur minimale exigée par le RPA 99/2003.

### II.2.6 L'acrotère :

C'est un élément en béton armé, encasté au niveau du plancher terrasse et ayant pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse. Ses dimensions sont mentionnées sur les plans d'architecture à savoir : sa hauteur  $H = 60\text{cm}$ .

• **Evaluation des charges :**

$$S = 10 \times 60 + \frac{3 \times 10}{2} + 7 \times 10 = 0.0685\text{m}$$

▪ **Charge Permanente**

- Poids propre

$$G = \gamma_b \times S$$

$$G = 1.713\text{KN/ml}$$

- Enduit de ciment

Enduit extérieur : (e=1.5cm)

$$G_1 = \gamma_c \times h \times e$$

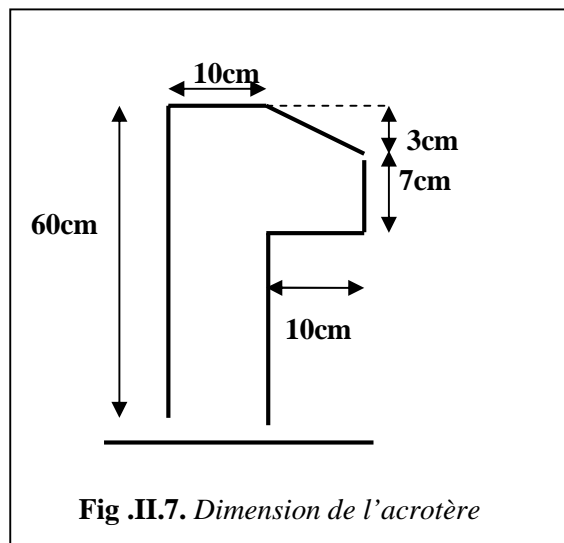
$$G_1 = 0.18\text{KN/ml}$$

Enduit intérieur : (e=2cm)

$$G_2 = \gamma_c \times h \times e$$

$$G_2 = 0.24\text{KN/ml}$$

$$G_T = 2.13\text{KN/ml}$$



**Fig. II.7.** Dimension de l'acrotère

- La surcharge d'exploitation

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

## II.2.7 Les escaliers

### II.2.7.1 Terminologie :

- La **marche** est la partie horizontale, là où l'on marche.
- La **contremarche** est la partie verticale, contre la marche.
- L'**emmarchement** est la longueur utile de chaque marche.
- Le **giron** est la largeur de la marche prise sur la ligne de foulée, cette dernière est tracée à 0.5m de la ligne de jour.
- La **paillasse** supporte les marches et contremarches.
- $\alpha$  est l'inclinaison de la paillasse par rapport à l'horizontale.
- Un ensemble de marches de palier à palier est une **volée**.

### II.2.7.2.Type d'escaliers :

On distingue dans notre projet un seul type d'escalier :  
Escaliers à deux volées et au quart tournant du RDC jusqu'au dernier étage.

- **Pré dimensionnement des escaliers :**

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

- la hauteur « h » des contremarches se situe entre 14 et 18 cm ;
- la largeur « g » se situe entre 25 et 32 cm.
- La formule empirique de BLONDEL :  $60 \leq 2h + g \leq 65 \text{ cm}$

$$g = \frac{L_0}{n-1}, h = \frac{H}{n}$$

H: hauteur du vole

$L_0$ : longueur projeté de la volée

$n-1$ : Nombre de marche

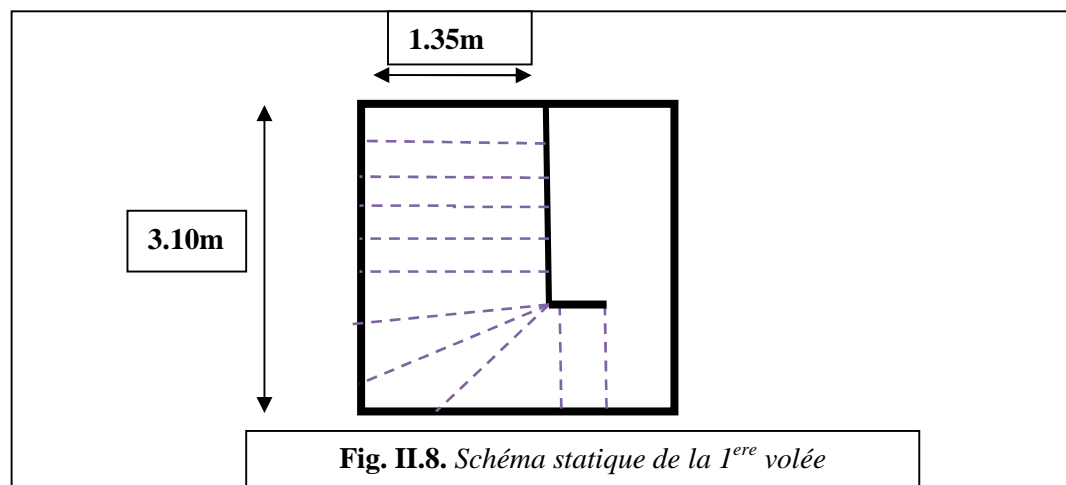
L : longueur de la volée

n : nombre de contre marche.

Pour pouvoir étudier ce type d'escalier on le partage en 2 volées :

- **Première volée :**

Elle se calcule comme une console encastree dans la poutre brisée comme l'indique la figure suivante :



- **Epaisseur de la paillasse**

$$e \geq (lx/20) = (135/20) = 6.75 \text{ cm}$$

$$e \geq 11 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{ Pour deux heures de coupe-feu.}$$

On prend  $e = 14 \text{ cm}$ .

- **Calcul de nombre de marche et de contre marche**

On a  $L_0 = 3.1 \text{ m}$ ;  $H = 1.87 \text{ m}$ .

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0 \Rightarrow 64n^2 - (64 + 2 \times 1.87 + 3.1)n + 2 \times 1.87 = 0$$

$$64n^2 - 7.48n + 3.74 = 0$$

En résolvant la dernière équation on obtient : Le nombre de contre marche est :  $n = 11$

Le nombre de marche est :  $n - 1 = 10$

- **Calcul de giron(g) et la hauteur de contre marche(g)**

$$g = \frac{L_0}{n - 1}$$

$$h = \frac{H_0}{n}$$

$$h = \frac{1.87}{11} = 17 \text{ cm}$$

$$g = \frac{3.10}{10} = 31 \text{ cm}$$

- **Vérification de la loi de BLONDEL :**

$$60 \leq 2h + g \leq 65 \text{ cm} \Rightarrow 60 \leq 2 * 17 + 31 \leq 65 \Rightarrow \dots\dots\dots \text{ (Vérfifié).}$$

➤ **Deuxième volée :**

**Calcul du nombre de marche et de contre marche :**

$L_0 = 1.8 \text{ m}$ ;  $H = 1.19 \text{ m}$ .

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0 \Rightarrow 64n^2 - (64 + 2 \times 1.19 + 1.8)n + 2 \times 1.19 = 0$$

$$64n^2 - 4.40n + 2.38 = 0$$

En résolvant la dernière équation on obtient : Le nombre de contre marche est :  $n = 7$

Le nombre de marche est :  $n - 1 = 6$

• Calcul de giron(g) et la hauteur d'une contre marche

$$\left\{ \begin{aligned} g &= \frac{L_0}{n-1} \Rightarrow g = \frac{180}{6} \Rightarrow g = 30cm \\ h &= \frac{H}{n} \Rightarrow h = \frac{119}{7} \Rightarrow h = 17cm \end{aligned} \right.$$

$\Rightarrow g = 30cm$  et  $h = 17cm$

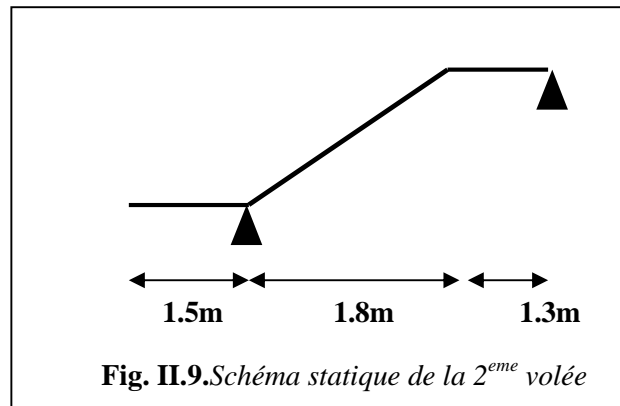
• Epaisseur de la pailleasse

La longueur développée est :  $L = L_v + L_p$

Avec :

$L_v$  : Longueur de la volée

$L_p$  : Longueur du palier



$$L = L_p + \sqrt{L_0^2 + H_0^2}$$

$$L = 2.6 + \sqrt{1.8^2 + 1.19^2} = 3.75m$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{375}{30} \leq e \leq \frac{375}{20} \Rightarrow 12.5cm \leq e \leq 18.75cm$$

$e \geq 11cm$  ..... Pour deux heures de coupe-feu.

On prend  $e = 14cm$

• Vérification de la loi de BLONDEL

$$60 \leq 2h + g \leq 65cm \Rightarrow 60 \leq 2 * 17 + 30 \leq 65 \Rightarrow 60 cm \leq 64 \leq 65 cm \dots \text{vérifiée}$$

**II.3. Evaluation des différentes charges**

Dans le but d'avoir une estimation des charges que notre structure est amenée à reprendre ; une évaluation de ces charges et surcharges est faite en se référant au DTR B.C. 2.2.

**II.3.1 Evaluation des charges et surcharges sur les planchers**

Tableau. II.1.évaluation des charges de Plancher terrasse (inaccessible) :

Désignations	poids (KN/m2)
Gravillons d'étanchéité (4 cm)	0.8
Étanchéité multicouches (2cm)	0.12
Forme de pente (10cm)	2.2
Isolation thermique (4cm)	0.16
Plancher à corps creux (16+4)	2.85
Enduit de ciment (1.5cm)	0.27
Charges permanente totale	$\Sigma G_{pt} = 6.40$

La charge d'exploitation à prendre dans le cas d'une terrasse inaccessible est estimée à :  $Q=1.00KN/m^2$ (DTRB.C.2.2)

**Tableau. II.2.évaluation des charges de Terrasse accessible à corps creux :**

<i>Désignations</i>	<i>poids (KN/m<sup>2</sup>)</i>
Revêtement en carrelage (2cm)	0.40
Mortier de pose (2cm)	0.44
Lit de sable	0.36
Étanchéité multicouches (2cm)	0.12
Forme de pente	2.2
Isolation thermique	0.16
Poids du plancher	2.85
Enduit de ciment (1,5cm)	0.27
Charges permanents totale	$\Sigma G_{pt} = 6.80$

La charge d'exploitation à prendre dans le cas d'une terrasse accessible est estimée à :  
 $Q=1.5\text{KN/m}^2$  (DTRB.C.2.2)

**Tableau. II.3.évaluation des charges des étages courant :**

<i>Désignations</i>	<i>poids (KN/m<sup>2</sup>)</i>
Plancher à corps creux (16+4)	2.85
Sable fin (2 cm)	0.36
Mortier de pose (2 cm)	0.40
Carrelage (2cm)	0.44
Enduit de ciment (1.5 cm)	0.27
Cloison de répartition (10cm)	0.90
Charges permanents totale	$\Sigma G_{pt} = 5.22$

La charge d'exploitation à prendre :  $Q=1.5\text{KN/m}^2$

**Tableau. II.4.évaluation des charges des Dalles pleine :**

<i>Désignation</i>	<i>poids (KN/m<sup>2</sup>)</i>
Dalle pleine (14cm)	3.5
Sable fin (2 cm)	0.36
Carrelage (2 cm)	0.44
Mortier de pose	0.40
Enduit de ciment (1.5 cm)	0.27
Charges permanents totale	$\Sigma G_d = 4.97$

La charge d'exploitation à prendre :  $Q=3.5\text{KN/m}^2$  (balcons)

**Tableau. II.5.évaluation des charges des Murs extérieurs et séparation entre appartements :**

<i>Désignation</i>	<i>poids (KN/m<sup>2</sup>)</i>
Enduit en ciment (1.5cm)	0.27
Brique creuses (15)	1.3
Brique creuses (10)	0.9
Enduit de plâtre (2cm)	0.2
Charges permanents totale	$\Sigma G_d = 2.67$



**Tableau. II.6.évaluation des charges des Murs intérieurs :**

<i>Désignation</i>	<i>poids (KN/m<sup>2</sup>)</i>
Enduit en ciment (1.5cm)	0.27
Brique creuses (10)	0.9
Enduit de plâtre (2cm)	0.2
Charges permanents totale	$\Sigma Gd = 1.37$

**Les escaliers :**

**Tableau. II.7.évaluation des charges de Palier :**

<i>Désignation</i>	<i>poids (KN/ml)</i>
Dalle BA (14 cm)	3.5
Sable fin (2 cm)	0.36
Carrelage (2 cm)	0.44
Mortier de pose	0.40
Enduit de ciment (1.5 cm)	0.27
Charges permanents totale	$\Sigma Gd = 4.97$

$$Q = 2.5 \text{ kn/m}^2$$

**Tableau. II.8.évaluation des charges de Volée :**

<i>Désignations</i>	<i>poids (KN/ml)</i>
Poids propre de la paillasse (14cm)	4.08
Poids propre du contre marche (17cm)	2.12
Mortier de pose horizontal (2cm)	0.44
Carrelage horizontal (2cm)	0.40
Carrelage vertical (2cm)	0.22
Mortier de pose vertical (2cm)	0.24
Poids de Gard corps	0.10
Enduit de ciment (1,5cm)	0.27
Charges permanents totale	$\Sigma Gpt = 7.91$

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2 \text{ (DTRB.C.2.2)}$$

#### **II.4 Descente de charges :**

La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions (charges et Surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu'au niveau le plus bas avant sa Transmission au sol, on effectuera la descente de charges pour le poteau le plus sollicité et qui a souvent la plus grande surface afférente.

- **Calcul des charges revenantes au poteau (p1)**

- ❖ **Plancher terrasse inaccessible**

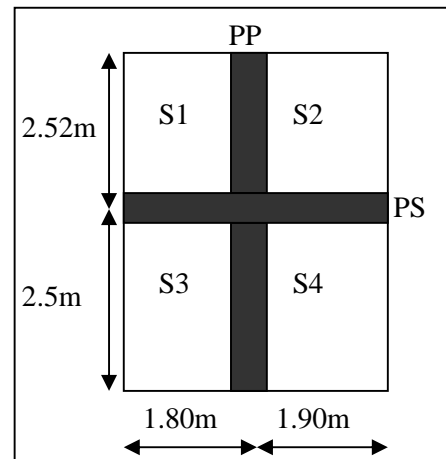
La surface afférente:

$$S=S_1+ S_2+ S_3+ S_4=18.83\text{m}^2$$

$$G_{ti}=6.40\text{KN/ m}^2; Q_{ti}=1 \text{ KN/ m}^2$$

$$G_{ti}=6.40*18.43=120.51 \text{ KN}$$

$$Q_{ti}=1*18.83=18.83\text{KN}$$



- ❖ **Plancher étage courant**

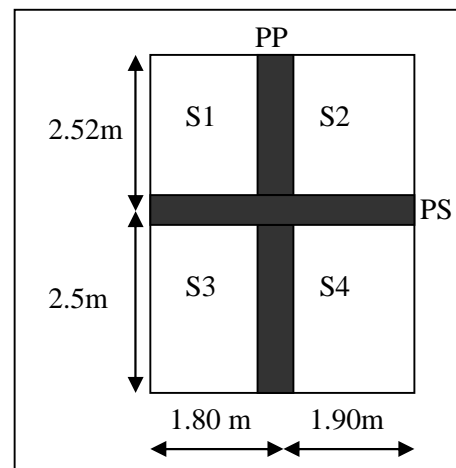
La surface afférente :

$$S=S_1+ S_2+ S_3+ S_4=18.83 \text{ m}^2$$

$$G_{ec}=5.22\text{KN/ m}^2; Q_{ec}=1.5 \text{ KN/ m}^2$$

$$G_{ec}=5.22*18.83=98.29 \text{ KN}$$

$$Q_{ec}=1.5*18.83=28.24 \text{ KN}$$



- ❖ **Poids des poutres**

$$P_{pp}=0.30*0.4*5.02*25=15.06 \text{ KN}$$

$$P_{ps}=0.3*0.35*3.75*25=9.84 \text{ KN}$$

- ❖ **Poids des poteaux**

R.D.C, 1<sup>er</sup> étage : section des poteaux (50×50) cm<sup>2</sup>

$$P_1=0.5*0.5*3.06*25=19.12 \text{ KN}$$

2<sup>eme</sup>, 3<sup>eme</sup> étage : section des poteaux (45×45) cm<sup>2</sup>

$$P=0.45*0.45*3.06*25=15.49 \text{ KN}$$

4<sup>eme</sup>, 5<sup>eme</sup> étage : section des poteaux (40×40) cm<sup>2</sup>

$$P=0.4*0.4*3.06*25=12.24 \text{ KN}$$

6<sup>eme</sup>, 7<sup>eme</sup> étage: section des poteaux (35×35) cm<sup>2</sup>

$$P=0.35*0.35*3.06*25=9.37 \text{ KN}$$

• **La loi de dégression (DTR)**

Etant donné que nous avons plus de 5 niveaux ; nous appliquons la loi de dégression des charges.

La loi de dégression ne s'applique pas pour les planchers à usage commercial et bureau les charges vont se sommer avec leurs valeurs réelles (sans coefficients).

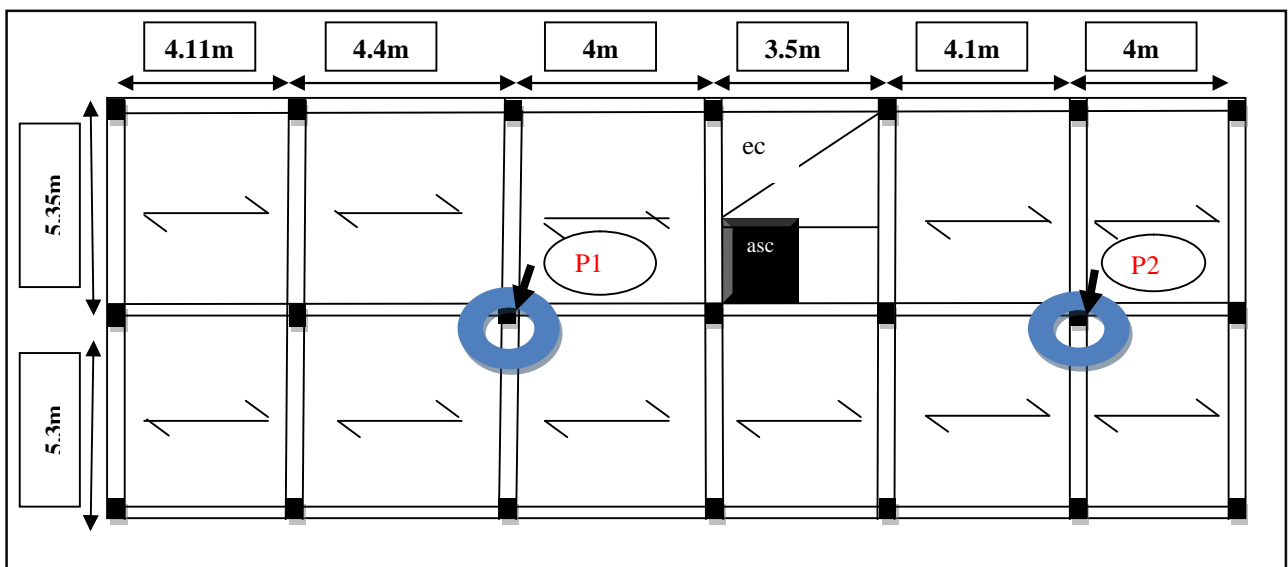
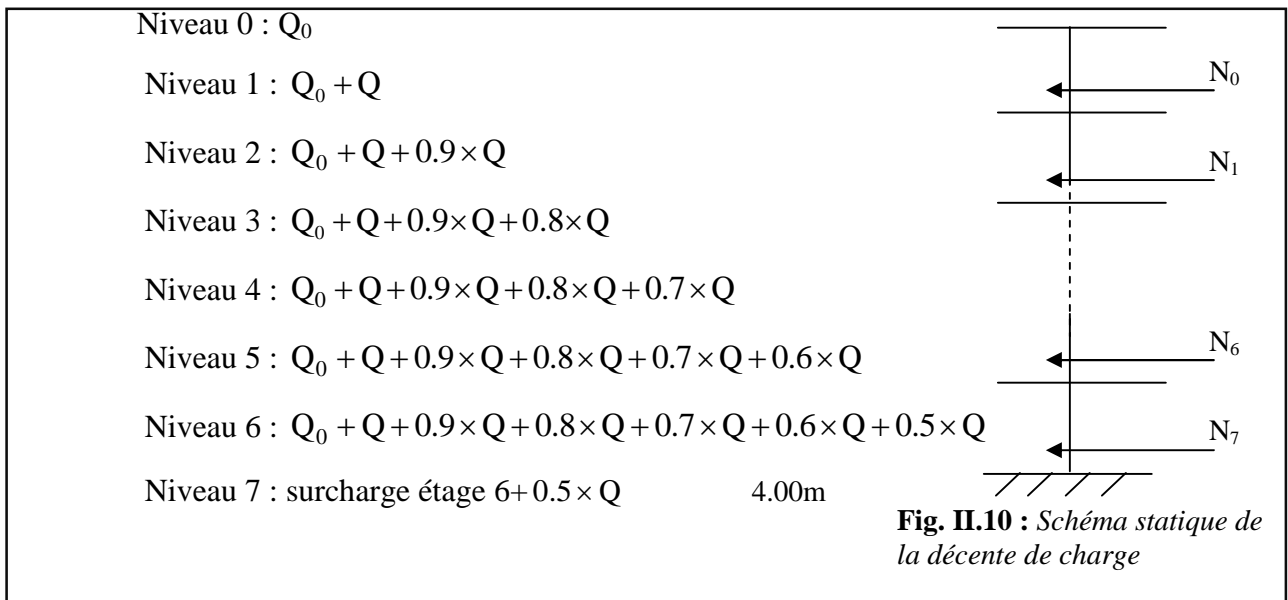
**Enoncé de la loi de dégression**

Dans notre cas les surcharges d'exploitation sont égales.

$Q_1 = Q_2 = \dots = Q_7 = Q$  (Étages à usage d'habitation), et soit

$Q_0$  la surcharge d'exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment.

Donc la loi de dégression sera comme suit : **DTR B.C 2.2 (6.3)**



**Fig. II.11 : Schéma de la disposition des poutrelles**

Tableau. II.9 : les charges revenant au poteau 1

Niveaux	Eléments	G (KN)	G <sub>t</sub> (KN)	Q <sub>t</sub> (KN)
<i>N</i> <sub>0</sub>	Plancher terrasse inaccessible Poteau Poutres	120.51 9.37 24.90	<b>154.78</b>	<b>18.83</b>
<i>N</i> <sub>1</sub>	<i>N</i> <sub>0</sub> Plancher étage courant Poutres Poteau	154.78 98.29 24.90 9.37	<b>287.34</b>	<b>47.07</b>
<i>N</i> <sub>2</sub>	<i>N</i> <sub>1</sub> Plancher courant Poutres Poteau	287.34 98.29 24.90 12.24	<b>422.77</b>	<b>72.48</b>
<i>N</i> <sub>3</sub>	<i>N</i> <sub>2</sub> Plancher courant Poutres Poteau	422.77 98.29 24.90 12.24	<b>558.2</b>	<b>95.07</b>
<i>N</i> <sub>4</sub>	<i>N</i> <sub>3</sub> Plancher courant Poutres Poteau	558.2 98.29 24.90 15.49	<b>696.88</b>	<b>114.84</b>
<i>N</i> <sub>5</sub>	<i>N</i> <sub>4</sub> Plancher courant Poutres Poteau	696.88 98.29 24.90 15.49	<b>835.56</b>	<b>131.79</b>
<i>N</i> <sub>6</sub>	<i>N</i> <sub>5</sub> Plancher courant Poutres Poteau	835.56 98.29 24.90 19.12	<b>977.87</b>	<b>145.91</b>
<i>N</i> <sub>7</sub>	<i>N</i> <sub>6</sub> Plancher courant Poutres Poteau	977.87 98.29 24.90 19.12	<b>1120.76</b>	<b>160.03</b>

• **Calcul des charges revenantes au poteau (p2) :**

❖ **Plancher terrasse inaccessible**

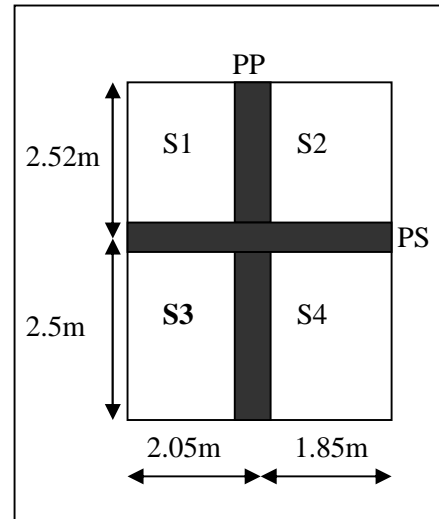
La surface afférente :

$$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 = 19.56 \text{ m}^2$$

$$G_{ti} = 6.40 \text{ KN/m}^2; Q_{ti} = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{ti} = 6.40 * 19.56 = 125.18 \text{ KN}$$

$$Q_{ti} = 1 * 19.56 = 19.56 \text{ KN}$$



❖ **Plancher étage courant**

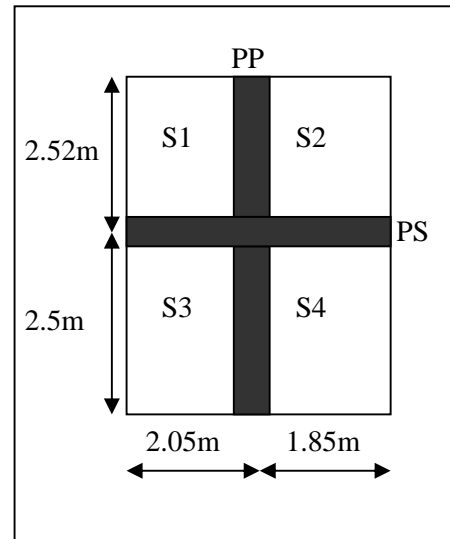
La surface afférente :

$$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 = 19.56 \text{ m}^2$$

$$G_{ec} = 5.22 \text{ KN/m}^2; Q_{ec} = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{ec} = 5.22 * 19.56 = 102.12 \text{ KN}$$

$$Q_{ec} = 1.5 * 19.56 = 29.34 \text{ KN}$$



❖ **Plancher 1<sup>er</sup> étage :**

La surface afférente

$$S = S_1 + S_2 = 9.28 \text{ m}^2$$

$$G_{ec} = 5.22 \text{ KN/m}^2; Q_{ec} = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{ec} = 5.22 * 9.28 = 48.44 \text{ KN}$$

$$Q_{ec} = 1.5 * 9.28 = 13.92 \text{ KN}$$

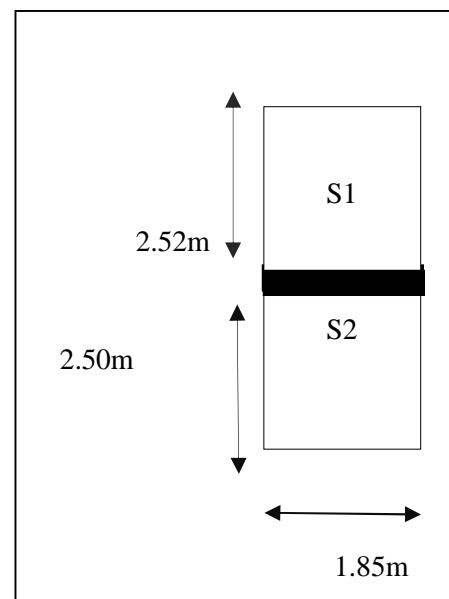


Tableau II.10 : les charges revenant au poteau 2

Niveaux	Eléments	G (KN)	G <sub>t</sub> (KN)	Q <sub>t</sub> (KN)
$N_0$	Plancher terrasse inaccessible Poteau Poutres	137.72 9.37 25.42	<b>172.51</b>	<b>21.52</b>
$N_1$	$N_0$ Plancher étage courant Poutres Poteau	172.51 102.12 25.42 9.37	<b>309.42</b>	<b>50.86</b>
$N_2$	$N_1$ Plancher courant Poutres Poteau	309.42 102.12 25.42 12.24	<b>449.2</b>	<b>77.26</b>
$N_3$	$N_2$ Plancher courant Poutres Poteau	449.2 102.12 25.42 12.24	<b>588.98</b>	<b>100.73</b>
$N_4$	$N_3$ Plancher courant Poutres Poteau	588.98 102.12 25.42 15.49	<b>732.01</b>	<b>121.26</b>
$N_5$	$N_4$ Plancher courant Poutres Poteau	732.01 102.12 25.42 15.49	<b>875.04</b>	<b>138.87</b>
$N_6$	$N_5$ Plancher courant Poutres Poteau	875.04 102.12 25.42 19.12	<b>1021.7</b>	<b>153.54</b>
$N_7$	$N_6$ Plancher courant Poutres Poteau	1021.7 48.44 20.24 19.12	<b>1109.5</b>	<b>160.50</b>

## II.4 Vérification à la compression simple du poteau le plus sollicité (BAEL)

➤ **Calcul de l'effort normal ultime**

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 1120.76 + 1.5 \times 160.03 = 1753.07 \text{ KN}$$

Selon le CBA93 (article B.8.1.1) on doit majorer l'effort normal de compression ultime  $N_u$  de 15% tel que :  $N_u = 1.15 \times (1.35G + 1.5Q)$

Donc  $N_u = 1.15 \times 1753.07 = 2016.03 \text{ KN}$

• **Compression simple :**

$$\frac{N_u}{B} \leq \sigma_{bu}$$

$B$  : section de poteau tel que :

$$B = (0.5 \text{ } 0.5) \text{ m}^2 \Rightarrow B = 0.25 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_s} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.16 \text{ MPa}$$

$$B \geq \frac{N_u}{\sigma_{bu}} = \frac{2016.03}{14.16} = 0.143 \text{ m}^2$$

$$B = 0.25 \geq 0.143 \text{ m}^2 \text{ vérifié}$$

Ce tableau résume les vérifications à la compression à tous les niveaux :

**Tableau II.11 : vérification a la compression de tous les poteaux.**

Niveaux	Nu	sections	Condition B > B calcule		observation
			B	B calculé	
RDC et 1 <sup>er</sup>	2016.03	50*50	0.25	0.143	vérifiée
2 <sup>eme</sup> et 3 <sup>eme</sup>	1524.54	45*45	0.202	0.107	vérifiée
4 <sup>eme</sup> et 5 <sup>eme</sup>	1030.60	40*40	0.16	0.072	vérifiée
6 <sup>eme</sup> et 7 <sup>eme</sup>	527.29	35*35	0.122	0.037	vérifiée

• **Vérification vis-à-vis le flambement :**

Les poteaux doivent être vérifiés aux états limites de déformation (flambement).

$$\alpha \left[ B_r \frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A \times f_{sc} \right] \geq N_u \quad (\text{BAEL 91 Art.B.8.4, 1}).$$

$B_r$  : Aire de la section réduite.

Calcul de l'élanement :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \quad ; \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

Avec :

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = 0.0052 \text{m}^4 \quad ; \quad i = \sqrt{\frac{0.0052}{0.25}} = 0.144 \text{m}$$

$$L_f = 0.7 \times L_0 = 0.7 \times 2.66 = 1.862 \text{m}.$$

$$\lambda = \frac{1.862}{0.144} = 12.93 \quad ; \quad \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{12.93}{35} \right)^2} = 0.827$$

$$B_r \geq \frac{N_u}{\left[ \left( \frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_s} \right) + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right] \alpha}$$

$$B_r \geq \frac{2.016}{\left[ \left( \frac{25}{0.9 \times 1.5_s} \right) + \frac{400}{100 \times 1.15} \right] 0.827} = 0.110 \text{m}^2$$

$$B_r = (b-0.02) (h-0.02) = 0.230 \text{m}^2$$

$$B_r = 0.230 > 0.110$$

Pas de risque de flambement.

**Tableau II.12 : vérification aux flambements de tous les poteaux.**

Niveaux	Nu	sections	Condition $B_r > B_{r, \text{calculé}}$		observation
			$B_r$	$B_r$ calculé	
RDC et 1 <sup>er</sup>	2016.03	50*50	0.230	0.110	vérifiée
2 <sup>eme</sup> et 3 <sup>eme</sup>	1524.54	45*45	0.184	0.084	vérifiée
4 <sup>eme</sup> et 5 <sup>eme</sup>	1030.60	40*40	0.144	0.057	vérifiée
6 <sup>eme</sup> et 7 <sup>eme</sup>	527.29	35*35	0.108	0.029	vérifiée



## II.5. Conclusion

Le pré dimensionnement se fait dans le but d'avoir une estimation des dimensions des éléments structuraux et non structuraux tout en satisfaisant les exigences des différents règlements en vigueur.

Ainsi ; nous avons procédé au pré dimensionnement des poutres en satisfaisant le critère de flèche ainsi que les minimums RPA. Les dimensions des poutres ont alors été fixées à :

- ❖ Poutres principales :  $(h \times b) = (40 \times 30) \text{ cm}^2$
- ❖ Poutres secondaires :  $(h \times b) = (35 \times 30) \text{ cm}^2$

Le pré dimensionnement des poteaux se fait à la compression centrée selon les règles du BAEL91 (art B.8.4.1). Une fois la résistance à la compression vérifiée ; ces poteaux doivent répondre au critère de stabilité de forme exigé par le RPA. Les dimensions des poteaux ont alors été fixées à :

- ❖ Poteaux du RDC et 1<sup>er</sup> étage :  $(h \times b) = (50 \times 50) \text{ cm}^2$
- ❖ Poteaux des étages 2 et 3 :  $(h \times b) = (45 \times 45) \text{ cm}^2$
- ❖ Poteaux des étages 4 et 5 :  $(h \times b) = (40 \times 40) \text{ cm}^2$
- ❖ Poteaux des étages 6 et 7 :  $(h \times b) = (35 \times 35) \text{ cm}^2$

### III.1. Introduction:

Les planchers sont des aires, généralement planes qui servent à séparer les différents étages, ses différents rôles sont :

- ✓ Rôle de résistance, supporter les charges appliquées.
- ✓ Rôle d'isolation thermique et phonique.
- ✓ transmission des charges et surcharges aux éléments porteurs.

Il existe plusieurs types de plancher en béton armé :

- ✓ plancher à corps creux
- ✓ Plancher à dalle pleine
- ✓ Plancher champignons et /ou plancher dalle.

Le plancher à corps creux est plus utilisé dans les bâtiments courants (habitations, administratifs,...).il est constitué de corps creux qui ne sont des éléments de remplissage (aucun rôle de résistance) et des nervures en béton armé qui constituent l'élément résistant de plancher.

L'ensemble est surmonté par une dalle mince (4 à 6 cm) qu'on appelle dalle de compression. Donc on opte pour des planchers à corps creux.

### III.2.Calcul des planchers

#### III.2.1. Etude des poutrelles :

Les poutrelles sont calculées en flexion simple, comme des poutres sur plusieurs appuis.

##### ❖ Méthode de calcul :

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

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

##### a)Méthode Forfaitaire (Annexe E.1 du BAEL 91) :

###### 1. Domaine d'application (B.6.210) :

Pour déterminer les moments aux appuis et en travées, il est possible d'utiliser 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 :  $0.8 \leq l_i/l_{i+1} \leq 1.25$ .
- le moment d'inertie constant sur toutes les travées.
- fissuration peu nuisible (F.P.N).

###### 2. Application de la méthode :

###### • Valeurs des moments :

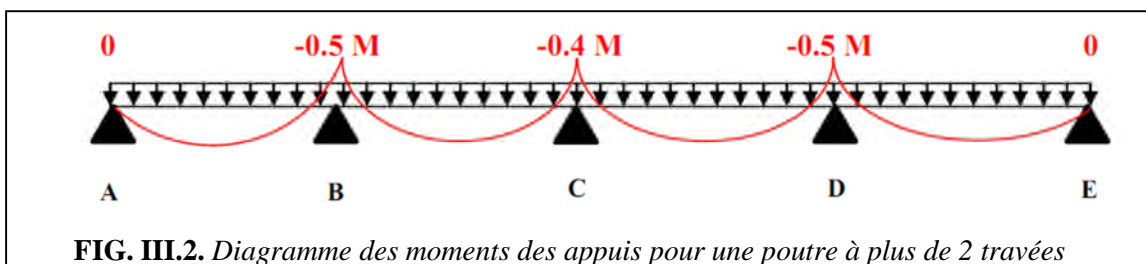
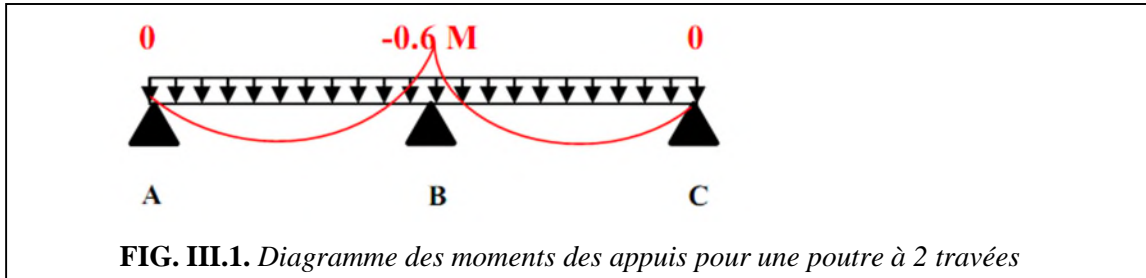
Les valeurs des moments en travée  $M_t$  et aux appuis  $M_g$  et  $M_d$  doivent vérifier :

- a.  $M_t + (M_d + M_g) / 2 \geq \text{Max} (1.05M_0, (1+0.3\alpha)M_0)$
- b.  $M_t \geq (1+0.3\alpha) M_0 / 2$  dans une travée intermédiaire.

$M_t \geq (1.2 + 0.3 \square) M_0 / 2$  dans une travée de rive.

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

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



Avec  $M_0$  la valeur maximale du moment fléchissant dans les travées de référence (travée isostatique) à gauche et à droite de l'appui considéré, et  $\alpha = Q / (G+Q)$  le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges non pondérées.

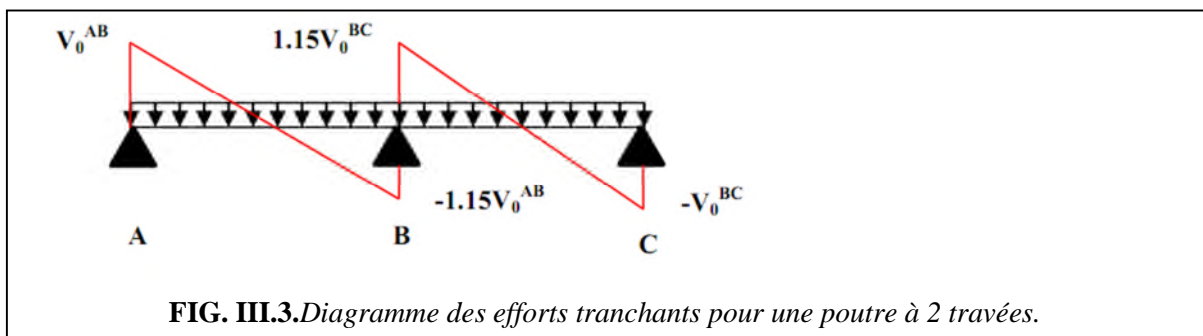
**Remarque :** Les moments sur les appuis de rive sont nuls (pas de ferrailage) seulement le BAEL91 préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égale à :

$-0.15M_0$ . tel que  $M_0 = \text{Max}(M_0^1, M_0^n)$

• **Evaluation de l'effort tranchant :**

On évalue l'effort tranchant en supposant une discontinuité entre les travées c'est-à-dire l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique sauf pour le premier appui intermédiaire (voisin de rive) où l'on tient compte des moments de continuité en majorant l'effort tranchant isostatique  $V_0$  de :

- 15% si c'est une poutre à deux travées.
- 10% si c'est une poutre à plus de deux travées.



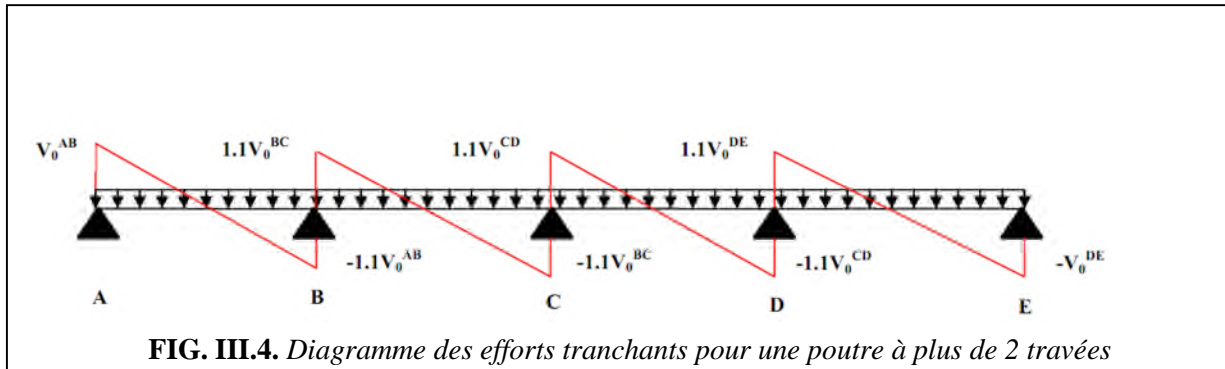


FIG. III.4. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de 2 travées

**b) Méthode de Caquot (Annexe E.2 du BAEL 91) :**

Si le plancher à surcharge élevée ( $Q \geq \text{Min}(2G, 5\text{KN/m}^2)$ ), on applique la méthode de Caquot. Le principe repose sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée pour tenir compte de :

- ✓ La variation des moments d’inerties des sections transversales le long de la ligne moyenne de la poutre.
- ✓ L’amortissement des effets de chargement des travées sur les poutres.

• **Calcul des moments :**

**a).Moment en travée :**

$$M(x) = M_0(x) + M_g \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \times \frac{x}{l}; \quad M_0(x) = \frac{Pu \times x}{2} \times (l - x); \quad x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{Pu \times l_i}$$

**b).En appuis :**

$$M_a = -\frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g + l_d)} \text{ (BAEL. Art. L.III,3)}$$

Tel que :

- ✓  $L'_g$  et  $L'_d$  : longueurs fictives.
- ✓  $q_g$  et  $q_d$  : charge réparties sur les 2 travées encadrant l’appui considéré.

$$L = \begin{cases} 0.8L : \text{Travée intermédiaire} \\ L : \text{Travée de rive} \end{cases}$$

• **L’effort tranchant :**

$$V = \frac{Pu \times l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i} \dots\dots\dots \text{BAEL(ArtL.III.3)}$$

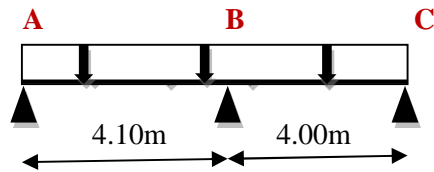
**NB :** Si l’une des 3 autres conditions n’est pas vérifiée, on applique la méthode de Caquot minorée.

• **Les Différents types de poutrelles :**

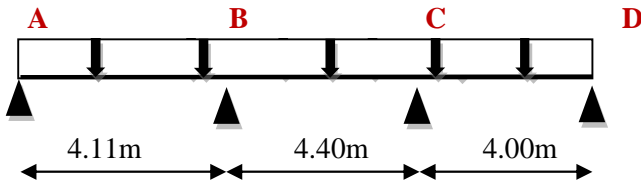
On a 4 types de poutrelles.

Les Différents types de poutrelles

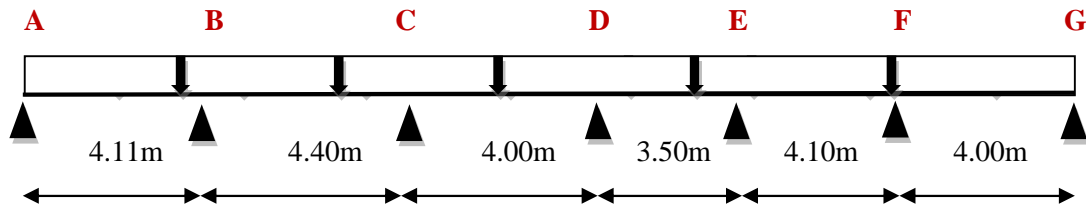
➤ Type : 1



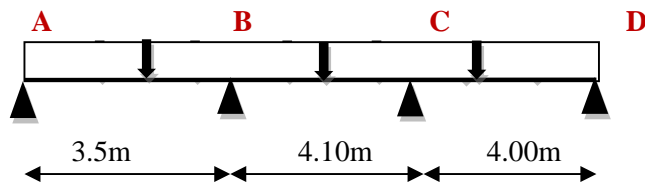
➤ Type : 2



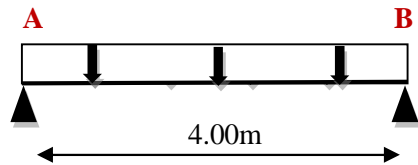
➤ Type : 3 (PLANCHER COURANT)



➤ Type 4 : (TERRASSE)



➤ Type : 5 (ETAGE 1)



➤ Type : 6 (ETAGE 1 ET TERRASSE)

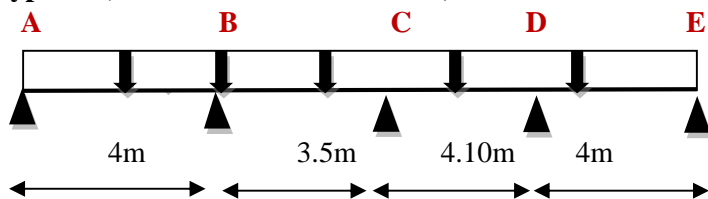


Fig. III.5. Les différents Types de poutrelles

• **Calcul des charges et surcharges revenants aux poutrelles**

À l'ELU :  $q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$  et  $P_u = 0.65 \times q_u$

À l'ELS :  $q_s = G + Q$  et  $P_s = 0.65 \times q_s$

La poutrelle reprend la charge sur une distance  $b=0.65m$ .

**Tableau III.1.Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles**

Désignation	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	ELU	ELS
			P <sub>u</sub> (KN/m)	P <sub>s</sub> (KN/m)
<b>Plancher étage courant</b>	5.22	1.5	6.04	4.37
<b>Terrasse inaccessible</b>	6.40	1	6.59	4.81

**NB** : On prendra comme exemple les poutrelles **type1** du plancher étage courant, les résultats obtenus pour les autres types de poutrelles sont résumés sur des tableaux.

• **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire**

$$Q \leq \text{Min}(2 \times G, 5\text{KN}/\text{M}^2) \Rightarrow Q \leq \text{Min}\left(\frac{10.44\text{KN}}{\text{m}^2}, \frac{5\text{KN}}{\text{m}^2}\right) \Rightarrow Q \leq 5\text{KN}/\text{m}^2$$

$Q \leq \text{Min}(2 \times 5.22, 5\text{KN}/\text{m}^2) = 5\text{KN}/\text{m}^2 \dots\dots$  vérifié

I = constant.....vérifié

$$\frac{l_i}{l_{i+1}} = 4.10/4.00 = 1.025 \text{ est compris entre } 0.8 \text{ et } 1.25 \dots\dots$$
verifie

F.P.N.....vérifié

- Les quatre conditions d'application de la méthode forfaitaire étant vérifiées pour tout les types de poutrelles qu'on à, on utilise cette dernière pour le **Calcul des moments isostatiques**

• **Calcul des moments isostatique :**

À l'ELU :

$M_0$  : Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{P_u l^2}{8}$$

Tableau III.2 : Les moments isostatiques max en travées :

	ELU	ELS
TRAVEE	$M_0$ KN.m	$M_0$ KN.m
A-B	<b>12.69</b>	<b>9.18</b>
B-C	<b>12.08</b>	<b>8.74</b>

$$\text{Travée A-B : } M_0 = \frac{6.04 \times (4.1)^2}{8} = 12.69 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée B-C : } M_0 = \frac{6.04 \times (4.00)^2}{8} = 12.08 \text{ KN.m}$$

À l'ELS :

$$\text{Travée A-B : } M_0 = \frac{4.37 \times (4.1)^2}{8} = 9.18 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée B-C : } M_0 = \frac{4.37 \times (4.00)^2}{8} = 8.74 \text{ KN.m}$$

• Moments aux appuis :

$$M_A = M_C = 0$$

Sur les appuis de rive, le moment est nul, mais le **BAEL** exige de mettre des aciers de fissuration équivalent à un moment (moment isostatique) =  $-0.15 \times M_0$

À l'LEU :

$$M_A = M_C = -0.15 \times 12.69 = -7.61 \text{ KNm}$$

À l'ELS :

$$M_A = M_C = -0.15 \times 9.18 = -5.50 \text{ KNm}$$

À l'LEU :

$$M_B = -0.6 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.6 \times \max(12.69; 12.08) = -7.61 \text{ KNm}.$$

À l'ELS :

$$M_B = -0.6 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.6 \times \max(9.18; 8.74) = -5.50 \text{ KNm}$$

• **Les moments en travées :**

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1.5}{1.5 + 5.22} = 0.223$$

$$(1+0.3 \alpha) = 1 + 0.3 \times 0.223 = 1.067$$

$$\frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2} = \frac{1.2 + 0.3 \times 0.223}{2} = 0.633$$

**A l'ELU :**

**Travée AB :**

$$M_t + \frac{0 + 7.61}{2} \geq 1.067 \times 12.69 \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times 0.223}{2} \times 12.69 \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t \geq 9.73KN.m \dots\dots\dots(1)$$

$$M_t \geq 8.03KN.m \dots\dots\dots(2)$$

$$M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) = \max(9.73, 8.03)KN.m$$

$$M_t = 9.73KN.m$$

**Travée BC :**

$$M_t + \frac{6.69 + 0}{2} \geq 1.067 \times 12.08 \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times 0.223}{2} \times 12.08 \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t \geq 9.08KN.m \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq 7.65KN.m \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) = \max(9.08, 7.65)KN.m$$

$$M_t = 9.08KN.m$$

• **Calcul des efforts tranchants :**

L'effort tranchant isostatique a l'ELU :

$$V_0 = \frac{P \times l}{2}$$



On calcul  $V_0$  pour chaque travée :

**Travée AB :**

$$V_A = \frac{P_u \times l}{2} = \frac{6.04 \times 4.1}{2} = 12.38 \text{ KN}$$

$$V_B = -1.15 \frac{P_u \times l}{2} = -14.24 \text{ KN}$$

**Travée BC :**

$$V_B = 1.15 \frac{P_u \times l}{2} = 1.15 \frac{6.04 \times 4.0}{2} = 13.89 \text{ KN}$$

$$V_C = -\frac{P_u \times l}{2} = -12.08 \text{ KN}$$

Les résultats des calculs à l'ELU et à l'ELS sont résumés dans les tableaux suivants :

**Tableau III.3. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher courant (type 1) :**

Type de poutrelle	Travée	L (m)	$P_u$ (KN/m)	$M_0$ (KN.m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$V_g$ (KN)	$V_d$ (KN)
Type 1	AB	4.10	6.043	12,70	0	7.61	9,74	12,39	14,25
	BC	4.00	6.043	12,09	7.61	0	9,09	13.89	12,09

**Tableau III.4. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher courant (type1) :**

Type de poutrelle	Travée	L (m)	$P_s$ (KN/m)	$M_0$ (KN.m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)
Type 1	AB	4.10	4.368	9,178	0	5.50	7,039
	BC	4.00	4.368	8,736	5.50	0	6,567

**Tableau III.5. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher courant (type 2) :**

Type de poutrelle	Travée	L (m)	$P_u$ (KN/m)	$M_0$ (KN.m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$V_g$ (KN)	$V_d$ (KN)
	AB	4.11	6,043	12,76	0	7.31	9,96	12.41	13.65

<b>Type 2</b>	<b>BC</b>	4.40	6,043	14,62	7.31	7.31	8,29	<b>14.61</b>	<b>14.61</b>
	<b>CD</b>	4.00	6,043	12,09	7.31	0	9,24	<b>13.28</b>	<b>12.08</b>

Tableau III.6.Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher courant (type 2) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P <sub>s</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
<b>Type 2</b>	<b>AB</b>	4.11	4,368	9,22	0	5.29	7,20
	<b>BC</b>	4.40	4,368	10,57	5.29	5.29	5,99
	<b>CD</b>	4.00	4,368	8,74	5.29	0	6,68

Tableau III.7.Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher courant (type 3) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P <sub>u</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
<b>Type 3</b>	<b>AB</b>	4.11	6,043	12,76	0	7.31	9,96	<b>12.42</b>	<b>13.66</b>
	<b>BC</b>	4.40	6,043	14,62	7.31	7.31	9,02	<b>14.62</b>	<b>13.29</b>
	<b>CD</b>	4.00	6,043	12,09	7.31	4.84	7,55	<b>12.09</b>	<b>12.09</b>
	<b>DE</b>	3.50	6,043	9,25	4.84	6.35	4,94	<b>10.57</b>	<b>10.57</b>
	<b>EF</b>	4.10	6,043	12,70	6.35	6.35	7,83	<b>12.39</b>	<b>13.63</b>
	<b>FG</b>	4.00	6,043	12,09	6.35	0	9,72	<b>13.30</b>	<b>12.09</b>

Tableau III.8.Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher courant (type 3) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P <sub>s</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
<b>Type 3</b>	<b>AB</b>	4.11	4,368	9,22	0	5.29	7,20
	<b>BC</b>	4.40	4,368	10,57	5.29	5.29	6,52
	<b>CD</b>	4.00	4,368	8,74	5.29	3.50	5,46
	<b>DE</b>	3.50	4,368	6,69	3.50	4.59	3,57

	<b>EF</b>	4.10	4,368	9,18	4.59	4.59	5,66
	<b>FG</b>	4.00	4,368	8,74	4.59	0	7,03

Tableau III.9.Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher courant (type 5) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P <sub>u</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
<b>Type 5</b>	<b>AB</b>	4	6.043	12.09	0	0	12.09	<b>12.09</b>	<b>12.09</b>

Tableau III.10.Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher courant (type 5) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P <sub>s</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
<b>Type 5</b>	<b>AB</b>	4	4.368	8.74	0	0	8.74

Tableau III.11.Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher courant (type 6) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P <sub>u</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
<b>Type 6</b>	<b>AB</b>	4.00	6,043	12,09	0	-6,043	9,87	12,09	13,29
	<b>BC</b>	3.50	6,043	9,25	-6,043	-5,079	4,94	11,63	10,58
	<b>CD</b>	4.10	6,043	12,70	-5,079	-6,349	7,83	12,39	13,63
	<b>DE</b>	4.00	6,043	12,09	-6,349	0	9,72	13,29	12,09

Tableau III.12.Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher courant (type 6) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P <sub>s</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
<b>Type 6</b>	<b>AB</b>	4.00	4,37	8,74	0	-4,37	7,14
	<b>BC</b>	3.50	4,37	6,69	-4,37	-3,67	3,57
	<b>CD</b>	4.10	4,37	9,18	-3,67	-4,59	5,66
	<b>DE</b>	4.00	4,37	8,74	-4,59	0	7,03

**Tableau III.13.Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse (type 1) :**

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P <sub>u</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
Type 1	AB	4.10	6.59	13,85	0	8.31	10,39	13.51	15.53
	BC	4.00	6.59	13,18	8.31	0	9,69	15.16	13.18

**Tableau III.14.Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse (type1) :**

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P <sub>s</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
Type 1	AB	4.10	4,81	10,11	0	6.06	7,58
	BC	4.00	4,81	9,62	6.06	0	7,07

**Tableau III.15.Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse (type 2) :**

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P <sub>u</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
Type 2	AB	4.11	6,59	13,917	0	-7,975	10,63	13.55	14.90
	BC	4.40	6,59	15,95	-7,975	-7,975	8,77	15.95	15.95
	CD	4.00	6,59	13,182	-7,975	0	9,85	14.44	13.18

**Tableau III.16.Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse (type 2) :**

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P <sub>s</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
Type 2	AB	4.11	4,81	10,16	0	-5,82	7,75
	BC	4.40	4,81	11,64	-5,82	-5,82	6,40
	CD	4.00	4,81	9,62	-5,82	0	7,19

**Tableau III.17.Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse (type 4) :**

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P <sub>u</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
Type 4	AB	3.50	6,591	10,09	0	-6,93	7,13	11,53	12,69
	BC	4.10	6,591	13,85	-6,93	-6,93	7,62	14,86	14,86
	CD	4.00	6,591	13,18	-6,93	0	10,38	14,50	13,18

**Tableau III.18.Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse (type 4) :**

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P <sub>s</sub> (KN/ m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
Type 4	AB	3.50	4,81	7,37	0	-5,05	5,21
	BC	4.10	4,81	10,11	-5,05	-5,05	5,56
	CD	4.00	4,81	9,62	-5,05	0	7,57

**Tableau III.19.Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse (type 6) :**

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P <sub>u</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
Type 6	AB	4.00	6,59	13,18	0	-6,591	10,55	13,18	14,50
	BC	3.50	6,59	10,09	-6,591	-5,54	5,25	12,69	11,53
	CD	4.10	6,59	13,85	-5,54	-6,925	8,31	13,51	14,86
	DE	4.00	6,59	13,18	-6,925	0	10,38	14,50	13,18

**Tableau III.20.Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse (type 6) :**

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P <sub>s</sub> (KN/ m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
Type 6	AB	4.00	4,81	9,62	0	-4,81	7,70
	BC	3.50	4,81	7,37	-4,81	-4,04	3,83
	CD	4.10	4,81	10,11	-4,043	-5,05	6,06
	DE	4.00	4,81	9,62	-5,054	0	7,57

- **Ferraillage des poutrelles:**

**Exemple de calcul étage courant:**

$$M_t = 12.09 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{int} = -7.61 \text{ KN.m}$$

$$M_a^r = -0.15 \max(M_0^1, M_0^2) = -2.20 \text{ KN.m}$$

$$V = 14.62 \text{ KN}$$

**En travée :**

Le calcul se fera pour une section en T soumise à la flexion simple.

$$M_{tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

- ✓ Si  $M_u \leq M_{tu}$  la table n'est pas entièrement comprimée, l'axe neutre est dans la table de compression. On calcule une section rectangulaire ( $b \times h$ ).
- ✓ Si  $M_u > M_{tu}$  On calcule une section en T.

**Remarque :**

Pour le calcul de ferraillage et la vérification de la flèche, on prend **b=65cm** au lieu de **b=45cm** (b=45cm est dimensionnée par rapport à la petite travée), dans notre cas le calcul de ferraillage et la vérification flèche sont vérifiés pour la grande portée (la plus défavorable) qui égale **4.40 m**

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \times (d - h_0/2) = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times 10^3 \times (0.18 - 0.02)$$

$$M_{tu} = 59.807 \text{ KN.m}$$

$M_t < M_{tu} \Rightarrow$  Le calcul sera mené pour une section rectangulaire ( $b \times h$ )

$$\mu_{bu} = \frac{M^t}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{12.09 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.04 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A : } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.052$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.052) = 0.176 \text{ m.}$$

$$A_t = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{10.63 \times 10^{-3}}{0.176 \times 348} = 1.97 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{min} = (0.23 \times b \times d \times f_{t28}) / f_e \leq A_{calculer} \text{ (ArtA.4.2.1 [1]).}$$

$$A_{min} = 0.23 \times 0.65 \times 0.18 \times 2.1 / 400 = 1.41 \text{ cm}^2$$

$A_t > A_{min}$  ..... Condition vérifiée.

Soit  $A = 3HA10 = 2.36\text{cm}^2$  .

- **Calcul de l'armature aux appuis intermédiaires :**

La table de compression est tendue, un béton tendue n'intervient pas dans la résistance donc le calcul se ramène à une section rectangulaire ( $b_0 \times h$ ).

$M_u = 7.98\text{KN.m}$ .

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b_0 \times d^2 \times f_{bU}} = \frac{7.61 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.138$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A : } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348\text{Mpa}$$

- $\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.186$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.186) = 0.166\text{ m.}$$

$$A = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{7.61 \times 10^{-3}}{0.166 \times 348} = 1.31\text{ cm}^2$$

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

$$A_{min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.12 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} = 0.26\text{cm}^2$$

$A_{min} = 0.26\text{cm}^2 < A_a$  ..... Condition vérifiée.

On opte pour 2HA10 avec  $A = 1.57\text{cm}^2$ .

- **Calcul de l'armature aux appuis de rive:**

$M_u = 2.20\text{KN.m}$ .

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b_0 \times d^2 \times f_{bU}} = \frac{2.20 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.04$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A : } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348\text{Mpa}$$

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

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha)$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.04}) = 0.051$$

$$z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.051) = 0.176\text{ m}$$

$$A_a = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{2.2 \times 10^{-3}}{0.176 \times 348} = 0.36\text{ cm}^2$$

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

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.12 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} = 0.26 \text{cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.26 \text{cm}^2 < A_a \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**On opte pour 1HA8 avec A=0.5cm<sup>2</sup>.**

**Vérifications à L'ELU :**

- **Vérification au cisaillement : (pour plancher terrasse inaccessible)**

On doit vérifier que :

$$\tau_U = \frac{V_U}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u \text{ (Art A.5.1.2.1.1 [1]).}$$

$$\bar{\tau}_u = \min [0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa}] = 3.33 \text{MPa}$$

$$V^{\max} = 15.95 \text{KN}$$

$$\tau_U = \frac{V_U}{b_0 \times d} = \frac{15.95 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.18} = 0.738 \text{Mpa}$$

$\tau_U < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée. (Il n'y'a pas de risque de rupture par cisaillement).}$

**On opte pour 1HA8 avec A=0.5cm<sup>2</sup>.**

**Vérifications à L'ELU :**

- **Vérification au cisaillement : (pour plancher courant)**

On doit vérifier que :

$$\tau_U = \frac{V_U}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u \text{ (Art A.5.1.2.1.1 [1]).}$$

$$\bar{\tau}_u = \min [0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa}] = 3.33 \text{MPa}$$

$$V^{\max} = 14.62 \text{KN}$$

$$\tau_U = \frac{V_U}{b_0 \times d} = \frac{14.62 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.18} = 0.677 \text{Mpa}$$

$\tau_U < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée. (Il n'y'a pas de risque de rupture par cisaillement).}$

- **Ferraillage transversal :**

Le diamètre  $\Phi_t$  des armatures transversales est donne par :

$$\Phi_t \leq \min \{h_t / 35, b_0 / 10, \Phi_L\}$$

$\Phi_L$  : diamètre minimale des armatures longitudinale ( $\Phi_L = 8\text{mm}$ ).

$$\Phi_t \leq \min \{200 / 35, 12 / 10, 8\} = 5.71 \text{mm}$$

On adopte pour un étrier  $\Phi_6$ .



Donc la section d'armatures transversales sera :  $A_t = 2\Phi 6 = 0.57 \text{ cm}^2$ .

• **Espacement  $S_t$  :**

L'espacement des cours successifs d'armatures transversales doit satisfaire les conditions Suivantes:

1).  $S_t \leq \min (0.9d, 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 16.2\text{cm}$

2).  $S_t \leq A_t \frac{0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3 f_{tj} K)} \quad \text{(III-9) (Art A.5.1.2.2) [4]}$

- Flexion simple
- Fissuration peut nuisible  $\Rightarrow K=1$
- Pas de reprise de bétonnage

$\alpha = 90^\circ$  (Armatures droites.)

$S_t \leq A_t \frac{0.8 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow S_t = 0.57 \times \frac{0.8 \times 400}{12 \times (0.738 - 0.3 \times 2.1)} = 140.74\text{cm}$

$S_t \leq 140.74\text{cm}$

3).  $S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_t \leq \frac{0.57 \times 10^{-4} \times 400}{0.12 \times 0.4} = 0.47\text{m} = 47\text{cm}$

$S_t = \min (1; 2; 3)$

**On opte pour un espacement  $S_t = 15\text{cm}$ .**

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

On doit vérifier que :  $\tau_u = \frac{b_1 \times V_u}{0.9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{(Art A.5.3.2 [1])}$

$\bar{\tau}_u = \min \left( 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \right) \text{MPa}$

$\tau_u = \frac{0.265 \times 15.95 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18 \times 0.65 \times 0.04} = 1.004 \leq \bar{\tau}_u = 3.33\text{Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$

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

• **Vérification des armatures longitudinales aux voisinages des appuis :**

➤ **Appuis de rive :**

On doit vérifier que :  $A_s \geq 1.15 \times V_u / f_e \quad \text{(Art A.5.1.3.1.2 [1]).}$

$A_s = 2.36 + 0.5 = 2.86\text{cm}^2$ .

$1.15 \times 15.95 \times 10^{-3} / 400 = 0.46\text{cm}^2$

$A_s > 1.15 \times V_u / f_e \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$

➤ **Appuis intermédiaire :**

On doit vérifier que :

$A_s \geq 1.15 / f_e (V_u + M_u / 0.9d). \quad \text{(Art A.5.1.3.2.1 [1]).}$

$A_s = 2.36 + 1.51 = 3.87\text{cm}^2$ .

$$1.15/400((15.95-7.61)\times 10^{-3}/0.9\times 0.18)=1.24\text{cm}^2$$

$$A_s \geq 1.15/f_e(Vu+M_u/0.9d) \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Vérification de l'effort tranchant dans le béton :**

On doit vérifier que :  $V_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$  (Art A.6.1.3 [1]).

Avec :  $a_{max} = 0.9 \times d = 0.9 \times 18 = 16.2\text{cm}$

$$V_u = 14.62 \times 10^{-3} \text{MN} < 0.267 \times 0.162 \times 0.12 \times 25 = 0.129 \text{MN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**Vérifications à l'ELS :** les vérifications à faire sont :

- ✓ état limite d'ouverture des fissures.
- ✓ état limite de déformation.

Remarque :

Dans les calculs à L'ELU, on a trouvé  $A' = 0$  sauf que dans notre cas nous avons des aciers de montage ou bien de forme (une barre de 8) donc pendant les calculs on prend  $A' = 0.50 \text{cm}^2$ .

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

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \text{ (Art A.4.5.2 [1]).}$$

**En travée :**

Position de l'axe neutre

$$H = b \frac{h_0^2}{2} - 15A(d - h_0)$$

$$H = 0.65 \times \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 2.36 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.04) = 2.24 \times 10^{-5}$$

$H > 0$  (alors l'axe neutre passe par la table de compression)  $\Rightarrow$  calcule comme une section rectangulaire  $b \times h$ .

**Calcul de y :**  $\frac{b}{2} y^2 + 15A_{sc} (y - d') - 15A_{st} (d - y) = 0.$

$$65y^2 + 70.8y - 1274.4 = 0 \dots \dots \dots (1)$$

Après résolution de l'équation (1) :  $y = 3.92\text{cm}$

**Calcul de I:**

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

$$I=7267.46 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{8.74 \times 10^{-3}}{7.267 \times 10^{-5}} \times 0.0392 = 4.72 \text{ MPa}$$

Donc :  $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$  .....Condition vérifiée.

• **En appuis intermédiaires :**

$$M_{ser} = 5.50 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre :

$$H = b \frac{h_0^2}{2} - 15A \times (d - h_0)$$

$$H = 0.65 \times \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 1.57 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.04) = 1.9 \times 10^{-4}$$

H>0 (alors l'axe neutre passe par la table de compression)

Position de l'axe neutre :

$$\text{Calcul de } y : \frac{b_0}{2} y^2 - 15A_{st} (d - y) = 0.$$

$$6y^2 + 22.65y - 407.7 = 0 \text{ ..... (2)}$$

$$y = 6.57 \text{ cm}$$

**Calcul de I:**

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15A_{st} (d - y)^2$$

$$I=9104.14 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = 4.2 \text{ MPa}$$

Donc :  $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$  .....Condition vérifiée.

• **Etat limite de déformation : BAEL91/Modifiées99 (Article B.6.5) [2].**

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

• **Evaluation de la flèche :**

Si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\checkmark \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$\checkmark \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$$

$$\checkmark \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

h : Hauteur de la poutrelle

L : Longueur de la travée

$M_t$  : Moment en travée

$M_0$  : Moment isostatique de cette travée

A : Section des armatures choisies

On a :  $\frac{h}{l} = \frac{20}{440} = 0.04 < \frac{1}{16}$  la condition n'est pas satisfaite donc on doit faire une vérification de la flèche.

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

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

$$f_{adm} = \left(\frac{l}{500}\right) = \frac{440}{500} = 0.88cm$$

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

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

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

- **Evaluation des moments en travée :**

$q_{jser} = 0.65 \times G$  : La charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement.

$q_{gser} = 0.65 \times G$  : La charge permanente qui revient à la poutrelle.

$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q)$  : La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$M_{jser} = 0.75 \frac{q_{jser} \times l^2}{8}$$

$$M_{gser} = 0.75 \frac{q_{gser} \times l^2}{8}$$

$$M_{pser} = 0.75 \frac{q_{pser} \times l^2}{8}$$

Propriété de la section :

Position de l'axe neutre :

$$y = 3.92cm.$$

• **Moment d'inertie :**

$$B_0 = b \times h + 15A_s = (65 \times 20) + (15 \times 2.36) = 1335.4cm^2$$

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \left( \frac{b \times h^2}{2} + 15A_s \times d \right)$$

$$V_1 = 10.21cm$$

$$V_2 = h - V_1 = 9.79cm$$

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15A_s (V_2 + e) \quad (e = 2 \text{ cm enrobage})$$

$$I_0 = 44985.55 \text{ cm}^4 \quad (\text{Moment d'inertie de la section totale (acier + béton) (m}^4))$$

$$A_s = 2.36cm^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{2.36}{12 \times 18} = 0.011$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \rho} \quad \dots\dots\dots \text{Déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \quad \dots\dots\dots \text{Déformation différée.}$$

• **Calcul des déformations E<sub>i</sub> et E<sub>v</sub> :**

$$E_i = 11000 \times (f_{c28})^{1/3} \dots\dots\dots \text{Module de déformation longitudinale instantanée du béton.}$$

$$E_i = 32164.20MPa.$$

$$E_v = 1/3 \times E_i \dots\dots\dots \text{Module de déformation longitudinale différée du béton.}$$

$$E_v = 10721.40MPa.$$

• **Contraintes**

(σ<sub>s</sub>) : Contrainte effective de l'acier sous l'effet de chargement considéré (Mpa).

$$\sigma_{sj} = 15 \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I}; \sigma_{sg} = 15 \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I}; \sigma_{sp} = 15 \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I}$$

- Inerties fictives ( $I_f$ ) :

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}}; \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}}; \mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}}$$

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

$$If_{ij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j}; If_{ig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g}; If_{ip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p}; If_{vg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$$

- Evaluation des flèches :

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot If_{ij}}; f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot If_{ig}}; f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot If_{ip}}; f_{gv} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot If_{gv}}$$

$$q_{jser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 2.85 = 1.853 \text{ KN/m}$$

$$q_{gser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 5.22 = 3.39 \text{ KN/m}$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) = 0.65 \times (5.22 + 1.5) = 4.368 \text{ KN/m}$$

$$M_{jser} = 0.75 \frac{q_{jser} \times l^2}{8} = 0.75 \frac{1.853 \times 4.4^2}{8} = 3.36 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = 0.75 \frac{q_{gser} \times l^2}{8} = 0.75 \frac{3.39 \times 4.4^2}{8} = 6.15 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.75 \frac{q_{pser} \times l^2}{8} = 0.75 \frac{4.368 \times 4.4^2}{8} = 8.49 \text{ KN.m}$$

$$y = 3.92 \text{ cm}$$

$$I_0 = 44985.55 \text{ cm}^4$$

$$I = 7267.46 \text{ m}^4$$

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

$$\rho = 0.011$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{(2 + 3 \times \frac{0.12}{0.65}) \times 0.011} = 3.74$$

$$\lambda_v = 0.4 \times 3.74 = 1.49$$

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{3.36 \times (0.18 - 0.0392) \times 10^{-3}}{7267.46 \times 10^{-8}} = 97.64 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{6.15 \times 10^{-3} \times (0.18 - 0.0392)}{7267.46 \times 10^{-8}} = 178.72 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{8.49 \times 10^{-3} (0.18 - 0.0392)}{7267.46 \times 10^{-8}} = 246.72 \text{ Mpa}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.011 \times 97.64 + 2.1} = 0.43$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.011 \times 178.72 + 2.1} = 0.63$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.011 \times 246.72 + 2.1} = 0.72$$

- **Calcul des inerties fictives (  $I_f$  ) .**

$$I_{fij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} \Rightarrow I_{fij} = \frac{1.1 \times 44985.55}{1 + 3.74 \times 0.43} = 18972.51 \text{ cm}^4$$

$$I_{fig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} \Rightarrow I_{fig} = \frac{1.1 \times 44985.55}{1 + 3.74 \times 0.63} = 14744.08 \text{ cm}^4$$

$$I_{fip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} \Rightarrow I_{fip} = \frac{1.1 \times 44985.55}{1 + 3.74 \times 0.72} = 13400 \text{ cm}^4$$

$$I_{fvg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} \Rightarrow I_{fvg} = \frac{1.1 \times 44985.55}{1 + 1.495 \times 0.63} = 25482.97 \text{ cm}^4$$

- **Evaluation des flèches**

$$f_{ijser} = \frac{M_{jser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fij}} \Rightarrow f_{ijser} = \frac{3.36 \times 4.4^2}{10 \times 32164.2 \times 18972.51} \times 10^7 = 0.106 \text{ cm}$$

$$f_{igser} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fig}} \Rightarrow f_{igser} = \frac{6.15 \times 4.4^2}{10 \times 32164.2 \times 14744.08} \times 10^7 = 0.251 \text{ cm}$$

$$f_{vgser} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fvig}} \Rightarrow f_{vgser} = \frac{6.15 \times 4.4^2}{10 \times 10721.4 \times 25482.97} \times 10^7 = 0.436 \text{ cm}$$

$$f_{ipser} = \frac{M_{pser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fip}} \Rightarrow f_{ipser} = \frac{8.49 \times 4.4^2}{10 \times 32164.2 \times 13400} \times 10^7 = 0.381 \text{ cm}$$

**La flèche totale  $\Delta f$**

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij} = 0.436 + 0.381 - 0.251 - 0.106 = 0.46 \text{ cm} < f_{adm} = 0.88 \text{ cm}$$

Donc la condition de flèche est vérifiée.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III.21. Evaluation de la flèche dans le plancher étage courant :**

Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fji</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fgi</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fpi</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fgv</sub> (cm <sup>4</sup> )	$\Delta f$ (cm)	f <sub>adm</sub> (cm)
3.92	7267.46	44985.55	18972.51	14744.08	13400	25482.97	<b>0.46</b>	<b>0.88</b>

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

**Tableau III.22. Le calcul du ferrailage à l'ELU dans le plancher terrasse inaccessible :**

	M <sub>t</sub> (KN.m)	$\mu_{bu}$	A	Z (m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>choisit</sub> (cm <sup>2</sup> )
<b>En travée</b>	10.63	0.035	0.045	0.176	1.73	1.41	<b>2HA8+1HA10</b> <b>2.36</b>
<b>En appui intermédiaire</b>	7.98	0.144	0.196	0.166	1.38	0.26	<b>2HA10</b> <b>1.57</b>
<b>En appui de rive</b>	2.39	0.043	0.055	0.176	0.39	0.26	<b>1HA8</b> <b>0.5</b>



**Tableau III.23.Evaluation de la flèche dans le plancher terrasse inaccessible :**

L (m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	M <sub>jser</sub> (KN.m)	M <sub>gser</sub> (KN.m)	M <sub>pser</sub> (KN.m)	I (cm <sup>4</sup> )	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )
4.4	1.8	3.36	7.55	8.73	6605.5	43686.29
Y (cm)	I <sub>fji</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fgi</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fpi</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fgv</sub> (cm <sup>4</sup> )	Δf (cm)	f <sub>adm</sub> (cm)
3.47	15448.36	10574.29	10157.4	19886.56	<b>0.642</b>	<b>0.88</b>

Le ferrailage des poutrelles est donné comme suit :

**Tableau III.24.Le ferrailage des différentes poutrelles :**

POUTRELLE		ARMATURES LONGITUDINALES		ARMATURES TRASVRSALES  (cm <sup>2</sup> )
		Section calculée  (cm <sup>2</sup> )	Section adoptée  (cm <sup>2</sup> )	
Terrasse inaccessible	Appuis de rive	0.39	1HA10 = <b>0.79</b>	2HA6= <b>0,57</b>
	Appuis intermédiaires	1,38	2HA10 <b>1.57</b>	2HA6 <b>0,57</b>
	Travée	1.41	3HA10 = <b>2.36</b>	2HA6 = <b>0,57</b>
Plancher étage courant	Appuis de rive	0.36	1HA10= <b>0.79</b>	2HA6 = <b>0,57</b>
	Appuis intermédiaires	1.31	2HA10= <b>1,57</b>	2HA6 <b>0,57</b>
	Travée	1.73	3HA10 <b>2.36</b>	2HA6 <b>0,57</b>

❖ **Ferrailage de la dalle de compression :**

On utilise des ronds lisses de nuance  $f_e = 235\text{MPa}$

- **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 0.65}{235} = 1.1(\text{cm}^2/\text{ml}) \quad \text{Selon le CBA93 (B.6.8.4.2.3)}$$

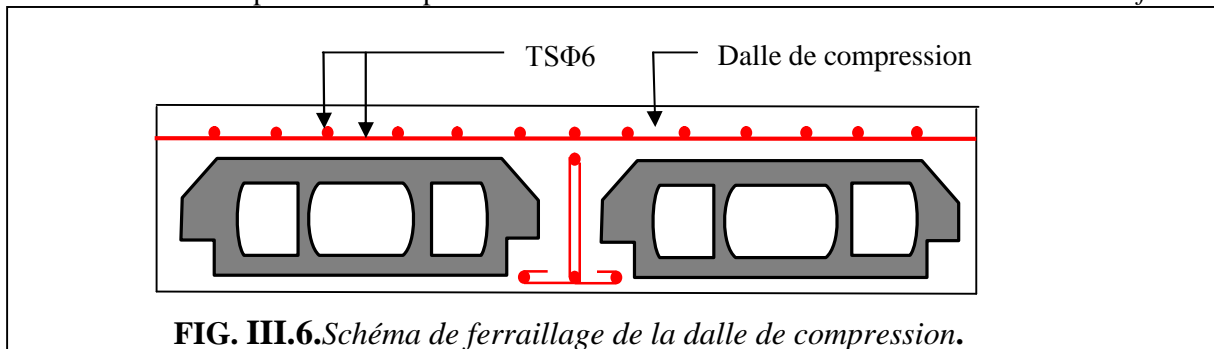
- **Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{\parallel} = A_{\perp} / 2 = 0.55\text{cm}^2/\text{ml}$$

5TS6/ml=1.41cm<sup>2</sup> perpendiculaires aux poutrelles → St=20cm ≤ 20cm..... condition vérifiée.

On choisit :

3TS6/ml=0.85cm<sup>2</sup> parallèles aux poutrelles → St=30cm < 30cm.....condition vérifiée.



**FIG. III.6.** Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

**Tableau III.25.** Schémas de ferrailage des différentes poutrelles :

Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
<b>Plancher étage courant</b>	1HA10 $\phi 6etS_t = 15\text{cm}$ 3HA10	2HA10 $\phi 6etS_t = 15\text{cm}$ 3HA10	1HA10 $\phi 6etS_t = 15\text{cm}$ 3HA10
	1HA10 $\phi 6etS_t = 15\text{cm}$ 2HA8 1HA10	2HA10 $\phi 6etS_t = 15\text{cm}$ 2HA8 1HA10	1HA10 $\phi 6etS_t = 15\text{cm}$ 2HA8 1HA10

### III.2.2. Dalles pleines :

Les dalles pleines sont classées selon le nombre d'appuis sur lesquels elles reposent a :

- Dalle sur quatre appuis.
- Dalle sur trois appuis.
- Dalle sur deux appuis.
- dalle sur un appui.

$L_x$  : la plus petite dimension du panneau.

$L_y$  : la plus grande dimension du panneau.

**On Appelle :**

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

Si :  $\rho \leq 0.4 \Rightarrow$  La dalle travail suivant un seul sens (flexion principale suivant  $l_x$ ).

Si :  $\rho > 0.4 \Rightarrow$  La dalle travail suivant les deux sens.

#### III.2.2.1. dalle sur un seul appui

- **Calcul du chargement :**

$$G=4.97\text{kn/m}^2$$

$$Q=1.5\text{kn/m}^2$$

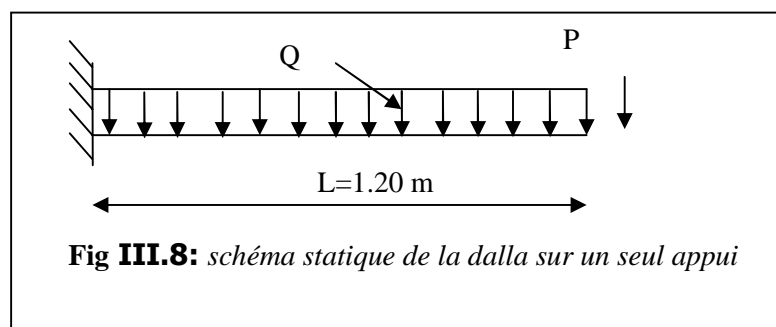
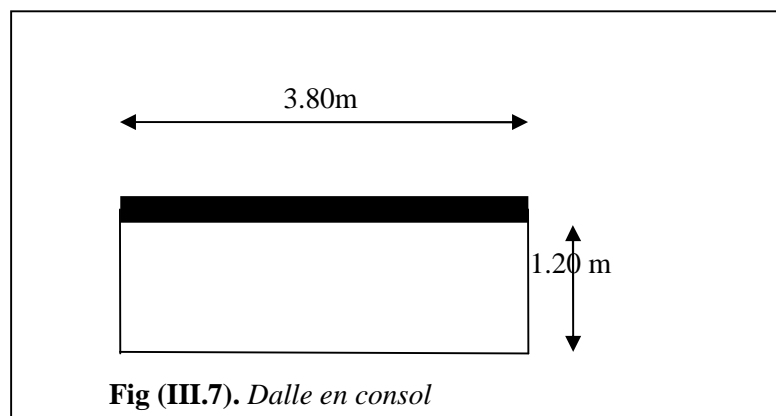
$$P=2.67\text{kn/m}^2$$

$$Q_u=1.35*4.97+1.5*1.5=8.95\text{kn/m}$$

$$P_u=1.35*2.67=3.60\text{kn}$$

$$Q_s=4.97+1.5=6.47\text{kn/m}$$

$$P_s=2.67\text{kn}$$



**Calcul à l'ELU : [BAEL91]**

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.20}{3.80} = 0.31 \Rightarrow \rho < 0.4 \Rightarrow$  La dalle travaille dans un seul sens, donc c'est une dalle en console.

- **Calcul des sollicitations :**

$$M_u = \frac{q_u \times L^2}{2} + P_u \times L \Rightarrow M_u = 10.764 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} \times L^2}{2} + P_{ser} \times L \Rightarrow M_{ser} = 7.862 \text{ KN.m}$$

$$V = q_u \times L + P_u \Rightarrow V = 14.34 \text{ KN}$$

- **Ferraillage :**

On fera le ferraillage de la dalle en flexion simple .pour 1 ml :

$$b = 100\text{cm}, h = 14\text{cm}, d = 11\text{cm}, f_{bu} = 14,2 \text{ Mpa.}$$

**Tab.III.26.Calcul du ferraillage de la dalle sur un seul appui**

	M(KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{cal}(\text{cm}^2 / \text{ml})$	$A_{adp}(\text{cm}^2 / \text{ml})$
Armatures principales	10.764	0.062	0.080	0.106	2.91	6HA8=3.02

- **Pour les armateurs secondaires**

$$A_s = A_{cal} / 3 = 0.88 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{min} = 1.12 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Donc le ferraillage se fait avec  $A_{min}$

$$A_s = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Calcul des espacements :**

$$S_{tx} \leq \min(33\text{cm}, 2 \times e) = \min(33, 2 \times 14) ; \text{ Soit: } S_t = 17\text{cm} .$$

$$S_{ty} \leq \min(45\text{cm}, 3 \times e) = \min(45, 3 \times e) ; \text{ Soit: } S_t = 25\text{cm} .$$

• **Vérifications: à l'ELU**

[BAEL91]

✓ **l'effort tranchant**

b=100 cm, d = 11cm, Vu = 14.34KN.

$$\tau_u = \frac{Vu}{b * d} = \frac{14.34 \times 10^{-3}}{1 \times 0.11} = 0.130 \text{ MPA} < \tau_{uadm} = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

✓ **condition de non fragilité**

➤  $A_{\min} = \rho_0 * b * e = 1.12 < A_s \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$

• **Vérifications: à l'ELS**

• **la contrainte dans le béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

$$M_{ser} = 7.862 \text{ kn.m}$$

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$\frac{y^2}{2} + 15 \times 3.02 \times 10^{-4} \times y - 15 \times 3.02 \times 10^{-4} \times 0.11 = 0$$

$$\Rightarrow y = 1.67 \text{ cm}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 4.98 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = 2.63 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

➤ **La contrainte dans l'acier**

La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

➤ **La flèche**

On doit vérifier les conditions suivantes avec :

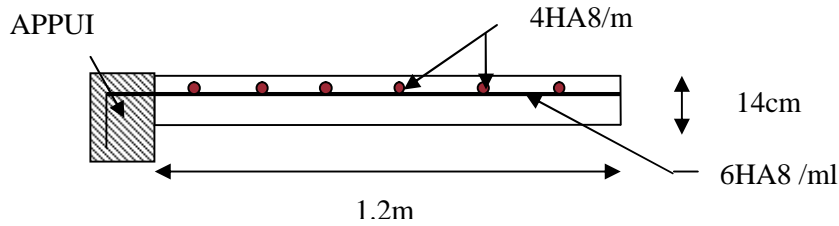
h=14cm, A=3.02cm<sup>2</sup>, l=1.20m.

1)  $\frac{h}{l} = 0.116 > \frac{1}{16} = 0.062 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$

2)  $\frac{A}{b \times d} = 0.00274 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots\dots \text{vérifiée.}$

Les conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

**Schémas de ferrailage**

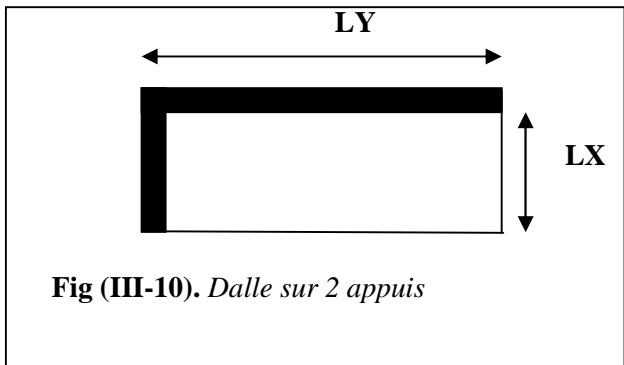


**Fig (II-9).** Schéma de ferrailage d'une dalle à 1 seul appui

**III.2.2.2. dalle sur 2 appuis :**

$L_x=1.20m$

$L_y=5.45m$



**Fig (III-10).** Dalle sur 2 appuis

$G=4.97kn/m^2$

$Q=1.5kn/m^2$

$P=2.67kn/m^2$

• **Calcul du chargement**

$$\left\{ \begin{array}{l} q_u = 1.35 \times 4.97 + 1.5 \times 1.5 = 8.95 \text{ KN/ml.} \\ q_s = 4.97 + 1.5 = 6.47 \text{ KN/ml.} \\ P_u = 1.35 \times 2.67 = 3.60 \text{ kn} \\ P_s = 2.67 \text{ kn} \end{array} \right.$$

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.20}{5.45} = 0.22 \Rightarrow \rho < 0.4 \Rightarrow$  La dalle travail dans un seul sens, donc c'est une dalle en console.

• **Calcul à l'ELU : [BAEL91]**

▪ **Les sollicitations**

$M_u = \frac{q_u \times L^2}{2} + P_u \times L \Rightarrow M_u = 10.764 \text{ KN.m}$

$M_{ser} = \frac{q_{ser} \times L^2}{2} + P_{ser} \times L \Rightarrow M_{ser} = 7.862 \text{ KN.m}$

$V = q_u \times L + P_u \Rightarrow V = 14.34 \text{ KN}$

• **Ferraillage :**

on fera le ferraillage de la dalle en flexion simple .pour 1 ml :

$b = 100\text{cm}, h = 14\text{cm} , d = 11\text{cm}, f_{bu} = 14,2 \text{ Mpa}.$

**Tab.III.27.Calcul du ferraillage de la dalle a deux appuis**

	M(KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{cal}(\text{cm}^2 / \text{ml})$	$A_{adp}(\text{cm}^2 / \text{ml})$
Armatures principales	10.764	0.062	0.080	0.106	2.91	<b>6HA8=3.02</b>

➤ **Pour les armateurs secondaires**

$A_s = A_{cal} / 3 = 0.88 \text{cm}^2 / \text{ml}$

$A_{min} = 1.12 \text{cm}^2 / \text{ml}$

Donc le ferraillage se fait avec  $A_{min}$

$A_s = 4HA8 = 2.01 \text{cm}^2 / \text{ml}$

• **Calcul des espacements :**

$S_{tx} \leq \min(33\text{cm}, 2 \times e) = \min(33, 2 \times 14) ; \text{ Soit : } S_t = 17\text{cm} .$

$S_{ty} \leq \min(45\text{cm}, 3 \times e) = \min(45, 3 \times e) ; \text{ Soit: } S_t = 25\text{cm} .$

• **Vérifications: à l'ELU**

[BAEL91]

✓ **l'effort tranchant**

$b = 100 \text{ cm}, d = 11\text{cm}, V_u = 14.34\text{KN}.$

$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} = \frac{14.34 \times 10^{-3}}{1 \times 0.11} = 0.130 \text{ MPA} < \tau_{uadm} = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$

✓ **condition de non fragilité**

$A_{min} = \rho_0 * b * e = 1.12 < A_s \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$

➤ **à l'ELS**

• **la contrainte dans le béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

$$M_{ser} = 7.862 \text{ kn.m}$$

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$\frac{y^2}{2} + 15 \times 3.02 \times 10^{-4} \times y - 15 \times 3.02 \times 10^{-4} \times 0.11 = 0$$

$$\Rightarrow y = 1.67 \text{ cm}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 4.98 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = 2.63 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

➤ **La contrainte dans l'acier**

La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

➤ **La flèche**

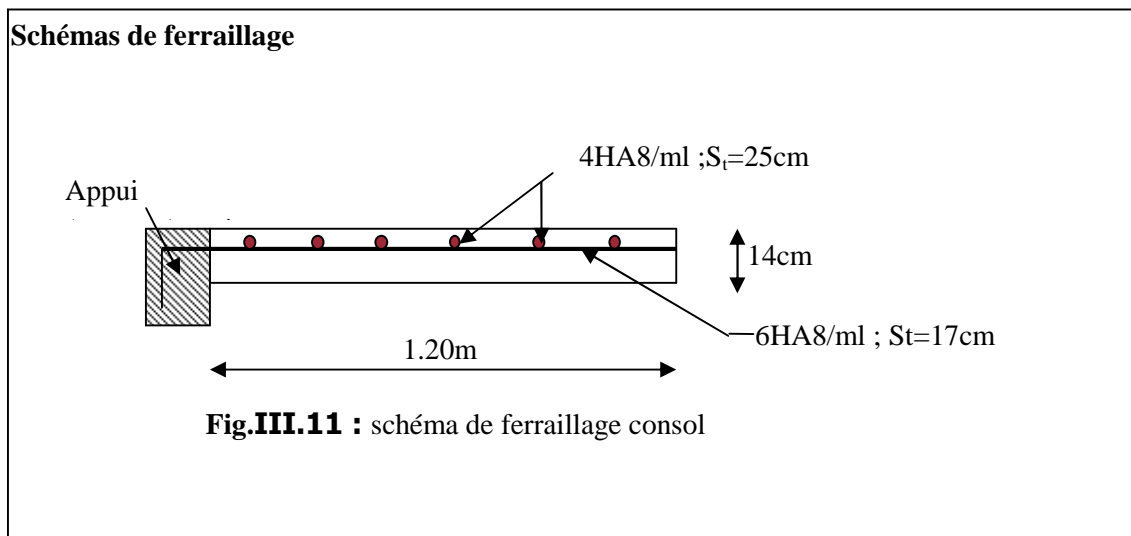
On doit vérifier les conditions suivantes avec :

$$h = 14 \text{ cm}, A = 3.02 \text{ cm}^2, l = 1.20 \text{ m}.$$

1)  $\frac{h}{l} = 0.116 > \frac{1}{16} = 0.062 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$

2)  $\frac{A}{b \times d} = 0.00274 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots\dots \text{vérifiée.}$

Les deux conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.





**III.2.2.3. dalle de l'ascenseur :**

C'est une dalle sur 2 appuis.

$$L_x = 1.40\text{m}$$

$$L_y = 1.95\text{m}$$

$$G = 4.97\text{kn/m}^2$$

$$Q = 1.5\text{kn/m}^2$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.40}{1.95} = 0.71 \Rightarrow \rho < 0.4$$

Donc : la dalle travaille selon les deux sens.

➤ **Calcul du chargement**

• **ELU**

$$Q_u = 1.35 \times 4.97 + 1.5 \times 1.5 = 8.95\text{KN/ml.}$$

$$\text{à l'ELU} \begin{cases} \mu_x = 0.0671 \\ \mu_y = 0.4471 \end{cases}$$

• **Calcul de  $M_{x_0}$  et  $M_{y_0}$  :**

$$M_{0_u}^x = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0671 \times 8.95 \times 1.40^2 = 1.176\text{KN.m}$$

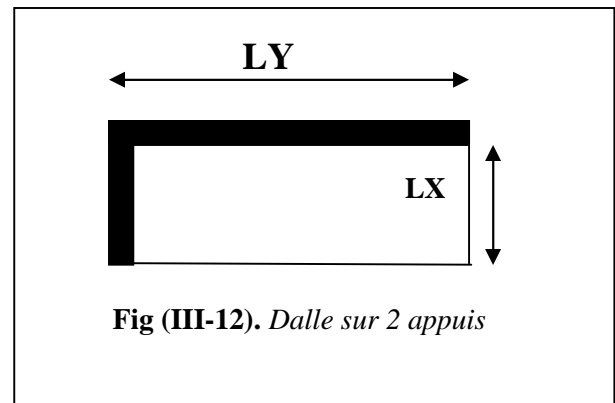
$$M_{0_u}^y = \mu_y \times M_0^x = 0.4471 \times 1.176 = 0.526\text{KN.m}$$

• **Calcul des moments réels**

- **En travée**

$$M_u^x = 0.85 M_{0_u}^x = 0.999\text{KN.m}$$

$$M_u^y = 0.85 M_{0_u}^y = 0.447\text{KN.m}$$



- En appuis

$$M_u^x = M_u^y = -0.5M_{0u}^x = -0.588KN.m$$

• Le ferrailage

Se fait à la flexion simple pour une bande de 1 m

**Tab.III.28.Calcul du ferrailage de la dalle de l'ascenseur**

Localisation	ELU				A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> /m)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /m)	A <sub>opt</sub> (cm <sup>2</sup> /m)	S <sub>t</sub> (cm)
	M	μ <sub>bu</sub>	α	Z(m)				
	<b>En travée</b>							
<b>Sens x</b>	0.999	0.0058	0.0072	0.109	0.26	1.28	4HA8=2.01	25
<b>Sens-y</b>	0.447	0.0026	0.0032	0.109	0.11	1.12	3HA8=1.51	33
	<b>En appui</b>							
	0.558	0.0032	0.0040	0.109	0.14	1.28	4HA8=2.01	25

• Condition de non fragilité :

$$\rho > 0.4 \text{ et } e > 12cm: \begin{cases} A_{xmin} = 0.0008 \times \frac{(3-\rho)}{2} b \times e \\ A_{ymin} = 0.0008 \times b \times e \end{cases}$$

• Vérification :

➤ A L'ELU

- Vérification de l'effort tranchant :

$$\rho > 0.4$$

$$V_u^x = \frac{P_u \times L_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4}$$

$$V_{ux} = \frac{8.95 \times 1.40}{2} \times \frac{1.95^4}{1.40^4 + 1.95^4} = 4.94KN$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{4.94 \times 10^{-3}}{1 \times 0.11} = 0.044MPa$$

$$\bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.25MPa$$

$$\tau_u = 0.044MPa \leq 1,25MPa \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

(Les armatures transversales ne sont pas nécessaires).

➤ **ELS**

$$P_s = 4.97 + 1.5 = 6.47 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{à l'ELS} \begin{cases} \mu_x = 0.0731 \\ \mu_y = 0.5940 \end{cases}$$

$$M_{0\text{ ser}}^x = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0731 \times 6.47 \times 1.40^2 = 0.926 \text{ KN.m}$$

$$M_{0\text{ ser}}^y = \mu_y \times M_0^x = 0.5940 \times 0.926 = 0.550 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{ ser}}^x = 0.85 M_{0\text{ ser}}^x = 0.787 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{ ser}}^y = 0.85 M_{0\text{ ser}}^y = 0.467 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{ ser}}^x = M_{\text{ ser}}^y = -0.5 M_{0\text{ ser}}^x = -0.463 \text{ KN.m}$$

• **Vérification des contraintes dans le béton :**

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

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

$$y = 2.29 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

$$I = 3017.70 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0.000787 \times 0.029}{0.3017} = 0.75 \leq \overline{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ mpa}$$

➤ **La flèche**

On doit vérifier les conditions suivantes avec :

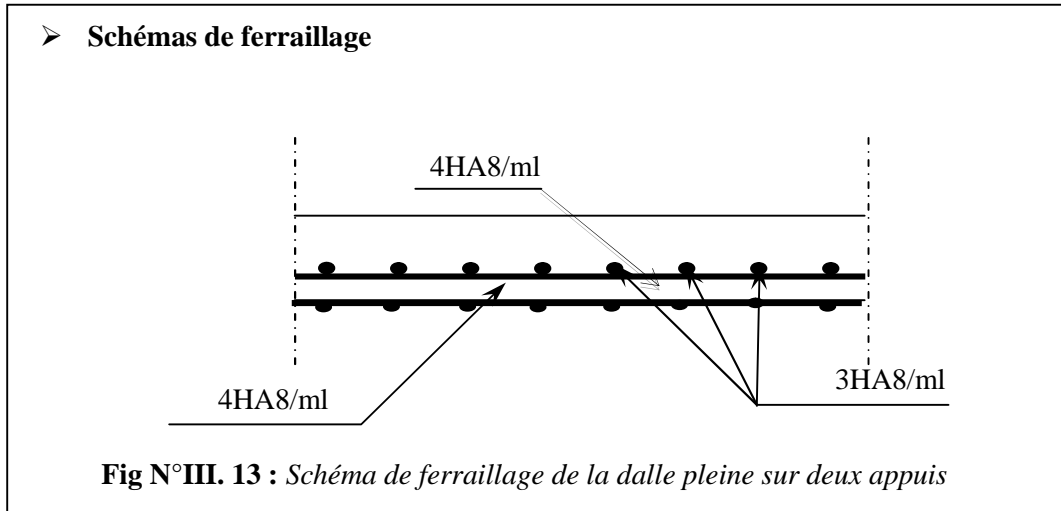
$$h = 14 \text{ cm, } A = 2.01 \text{ cm}^2, l = 1.40 \text{ m.}$$

$$1) \frac{h}{l} = 0.1 > \frac{3}{80} = 0.0375 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

$$2) \frac{h}{l} = 0.1 > \frac{M_t}{20 * M_0} = 0.042 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

$$3) \frac{A}{b \times d} = 0.00182 \leq \frac{2}{f_e} = 0.005 \dots \text{vérifiée}$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.



### III.2.3. calcul des balcons

#### III.2.3.1 balcon sur 2 appuis

$$L_x = 1.30\text{m}$$

$$L_y = 4.50\text{m}$$

$$G = 4.97\text{kn/m}^2$$

$$Q = 3.5\text{kn/m}^2$$

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.30}{4.20} = 0.30 \Rightarrow \rho < 0.4 \Rightarrow$  La dalle travaille dans un seul sens, donc c'est une dalle en console.

- **Calcul du chargement**

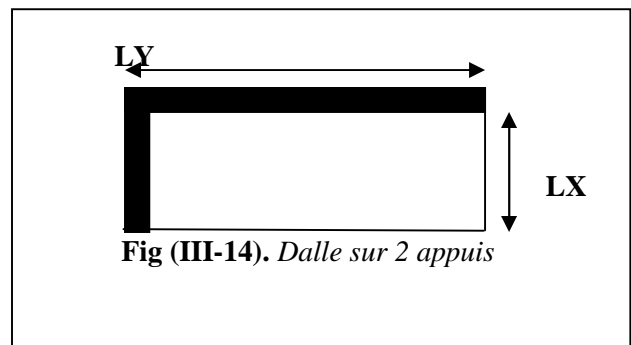
$$q_u = 1.35 \times 4.97 + 1.5 \times 3.5 = 11.95\text{KN/ml.}$$

$$q_s = 4.97 + 3.5 = 8.47\text{KN/ml.}$$

$p = 1\text{ KN/m}$  (la charge concentrée due au poids propre du garde-corps).

$$p_u = 1.35 \times 1 = 1,35\text{ KN}$$

$$p_s = 1\text{ KN}$$



- **Calcul des sollicitations :**

$$M_u = \frac{q_u \times L^2}{2} + P_u \times L \Rightarrow M_u = 11.85 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} \times L^2}{2} + P_{ser} \times L \Rightarrow M_{ser} = 8.45 \text{ KN.m}$$

$$V = q_u \times L + P_u \Rightarrow V = 16.88 \text{ KN}$$

- **Ferraillage :**

On fera le ferraillage de la dalle en flexion simple ,pour 1 ml :

b = 100cm, h = 14cm , d = 11cm, fbu =14,2 Mpa.

**Tab.III.29.Calcul du ferraillage du balcon sur deux appuis**

	M(KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{cal}(\text{cm}^2 / \text{ml})$	$A_{adp}(\text{cm}^2 / \text{ml})$
Armatures principales	11.85	0.068	0.089	0.106	3.124	5HA10=3.93

Pour les armateurs secondaires

$$A_s = A_{cal} / 3 = 1.04 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{min} = 1.12 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Donc le ferraillage se fait avec Amin

$$A_s = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Calcul des espacements :**

$$S_{tx} \leq \min(33 \text{ cm}, 2 \times e) = \min(33, 2 \times 14) ; \text{ Soit : } S_t = 20 \text{ cm} .$$

$$S_{ty} \leq \min(45 \text{ cm}, 3 \times e) = \min(45, 3 \times e) ; \text{ Soit : } S_t = 25 \text{ cm} .$$

- **Vérifications:[BAEL91]**

➤ à l'ELU

✓ l'effort tranchant

b = 100 cm, d = 11cm, Vu = 16.88KN.

$$\tau_u = \frac{Vu}{b * d} = \frac{16.88 \times 10^{-3}}{1 \times 0.11} = 0.153 \text{ MPA} < \tau_{uadm} = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{Vérfiée.}$$

- **condition de non fragilité**

$$A_{\min} = \rho_0 * b * e = 1.12 < A_s \dots\dots\dots \text{Vérfiée.}$$

➤ **à l'ELS**

- **la contrainte dans le béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

$$M_{ser} = 8.45 \text{kn.m}$$

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$\frac{y^2}{2} + 15 \times 3.93 \times 10^{-4} \times y - 15 \times 3.93 \times 10^{-4} \times 0.11 = 0$$

$$\Rightarrow y = 3.05 \text{cm}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 4680.57 \text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 2.63 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$$

➤ **La contrainte dans l'acier**

La fissuration est peu nuisible, donc aucun vérification à faire.

➤ **La flèche**

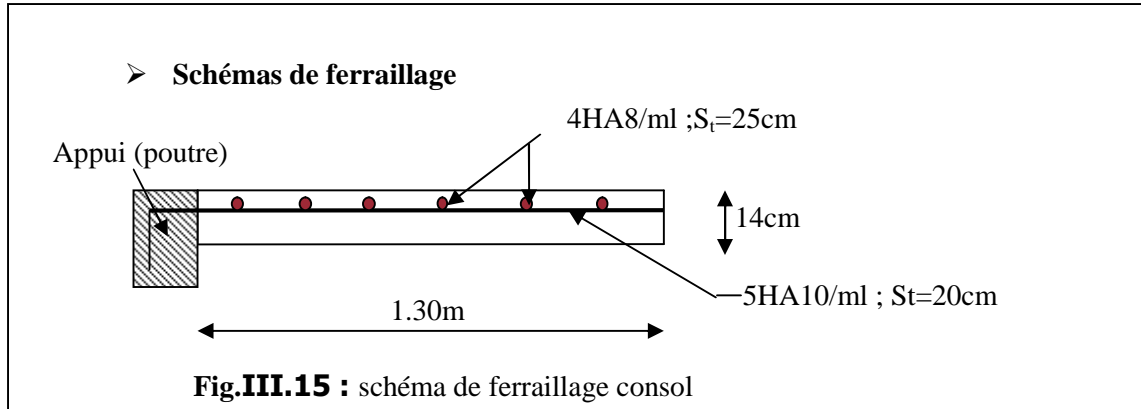
Les deux conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

On doit vérifier les conditions suivantes avec :

$$h = 14 \text{cm}, A = 3.93 \text{cm}^2, l = 1.30 \text{m.}$$

$$1) \frac{h}{l} = 0.107 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

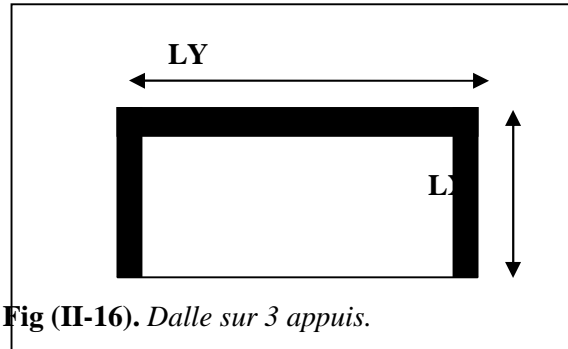
$$20.) \frac{A}{b \times d} = 0.0035 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots\dots \text{vérifiée}$$



**III.2.3.2 balcon sur 3 appuis**

$l_x=1.30m$

$l_y=3.70m$



$G=4.97kn/m^2$

$Q=3.5kn/m^2$

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.30}{3.70} = 0.35 \Rightarrow \rho < 0.4 \Rightarrow$  La dalle travail dans un seul sens.

• **Calcul du chargement**

$q_u = 1.35 \times 4.97 + 1.5 \times 3.5 = 11.95KN/ml.$

$q_s = 4.97 + 3.5 = 8.47KN/ml.$

$p = 1 KN / m$  (la charge concentrée due au poids propre du garde-corps).

$p_u = 1.35 \times 1 = 1,35 KN$

$p_s = 1 KN$

• **Calcul des sollicitations :**

$M_u = \frac{q_u \times L^2}{2} + P_u \times L \Rightarrow M_u = 11.85 KN.m$

$M_{ser} = \frac{q_{ser} \times L^2}{2} + P_{ser} \times L \Rightarrow M_{ser} = 8.45 KN.m$

$V = q_u \times L + P_u \Rightarrow V = 16.88KN$

• **Ferrailage :**

on fera le ferrailage de la dalle en flexion simple .pour 1 ml :

$b = 100cm, h = 14cm, d = 11cm, f_{bu} = 14,2 Mpa.$

**Tab.III.30.Calcul du ferrailage du balcon sur 3 appuis**

	M(KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{cal}(cm^2/ml)$	$A_{adp}(cm^2/ml)$
Armatures Principales	11.85	0.068	0.089	0.106	3.124	5HA10=3.93

**Pour les armateurs secondaires**

$$A_s = A_{cal}/3 = 1.04 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{min} = 1.12 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc le ferrailage se fait avec  $A_{min}$

$$A_s = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• **Calcul des espacements :**

$$S_{lx} \leq \min(33 \text{ cm}, 2 \times e) = \min(33, 2 \times 14) ; \text{ Soit : } S_l = 20 \text{ cm} .$$

$$S_{ly} \leq \min(45 \text{ cm}, 3 \times e) = \min(45, 3 \times e) ; \text{ Soit : } S_l = 25 \text{ cm} .$$

• **Vérifications:[BAEL91]**

➤ **à l'ELU**

✓ **l'effort tranchant**

$$b = 100 \text{ cm}, d = 11 \text{ cm}, V_u = 16.88 \text{ KN}.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} = \frac{16.88 \times 10^{-3}}{1 \times 0.11} = 0.153 \text{ MPA} < \tau_{uadm} = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{Vérfiée.}$$

• **condition de non fragilité**

$$A_{min} = \rho_0 * b * e = 1.12 < A_s \dots\dots\dots \text{Vérfiée.}$$

➤ **à l'ELS**

• **la contrainte dans le béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

$$M_{ser} = 8.45 \text{ kn.m}$$



$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$\frac{y^2}{2} + 15 \times 3.93 \times 10^{-4} \times y - 15 \times 3.93 \times 10^{-4} \times 0.11 = 0$$

$$\Rightarrow y = 3.05 \text{ cm}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 4680.57 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 2.63 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

➤ **La contrainte dans l'acier**

La fissuration est peu nuisible, donc aucun vérification à faire.

➤ **La flèche**

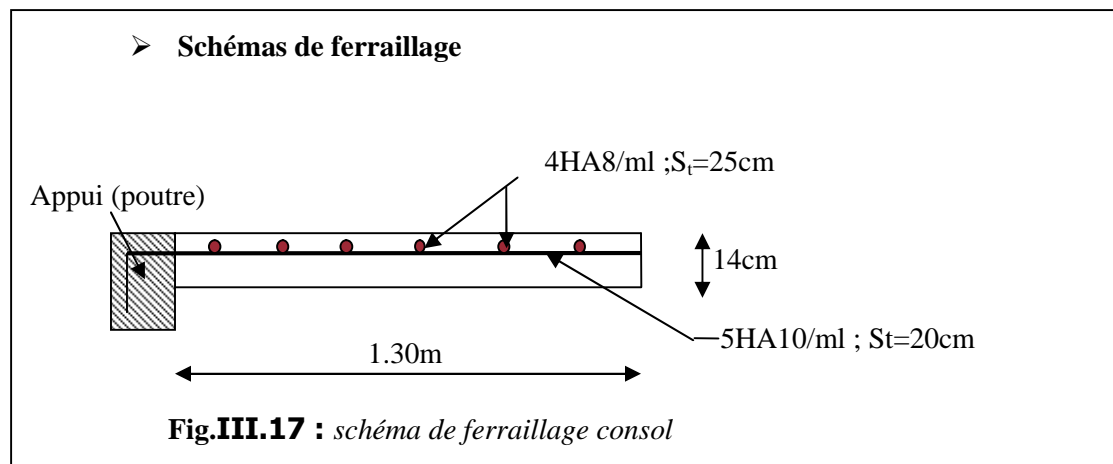
Les deux conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

On doit vérifier les conditions suivantes avec :

$h=14\text{cm}$ ,  $A=3.93\text{cm}^2$ ,  $l=1.30\text{m}$ .

1)  $\frac{h}{l} = 0.107 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$

20.)  $\frac{A}{b \times d} = 0.0035 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots\dots \text{vérifiée}$



**III.3. Etude des escaliers :**

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

Dans notre structure on a un seul type d'escalier et il est fait en béton armé.

**III.3.1 : escalier a deux volées :**

$G_v = 7.91 \text{ KN/m}^2$

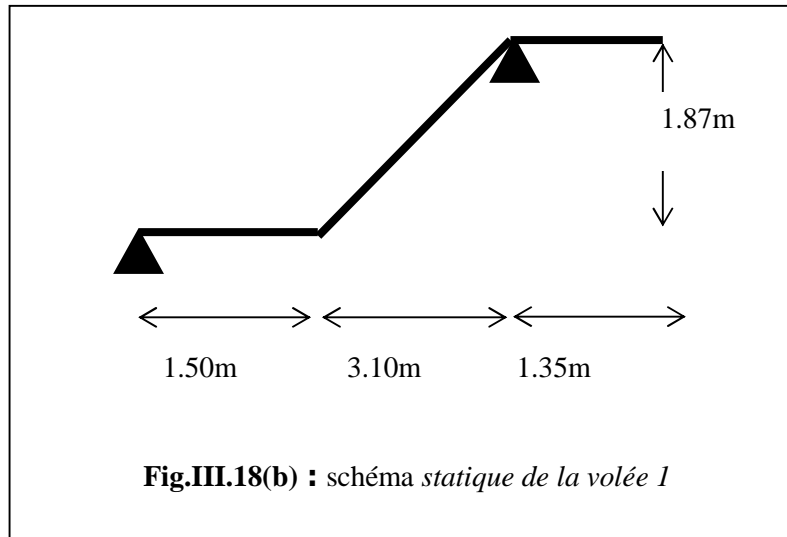
$G_p = 4.97 \text{ KN/m}^2$

$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

$P_{mur} = 2.67 * 3.06 = 8.17 \text{ KN/ml}$

À l'ELU :  $q = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$

À l'ELS :  $q = G + Q$



**Tab.III.31.Calcul des charges à l'ELU et à l'ELS**

	$P_{mur}(\text{KN/m})$	$q \text{ volée} (\text{KN/m})$	$q \text{ palier} (\text{KN/m})$
l'ELU	11.02	14.42	10.45
l'ELS	8.17	10.41	7.47

**- Les réactions :**

$R_A + R_B = 85.50 \text{ KN.}$

$R_A = 22.87\text{KN}, R_B = 62.63\text{KN.}$

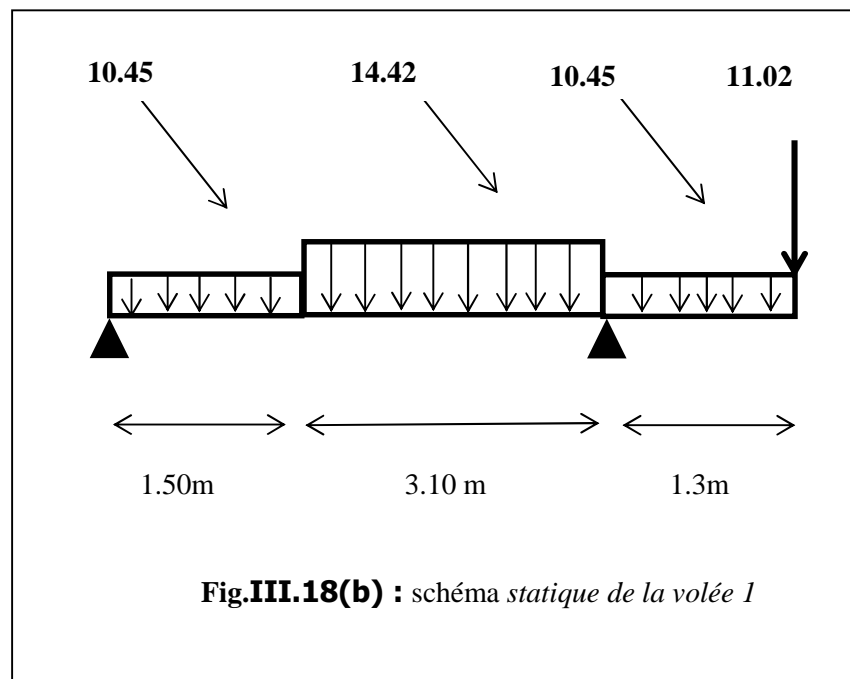
$\sum M/G = 0$

$M_t^{\max} = 24.48\text{kn.m}$

$V^{\max} = 62.63\text{KN}$

Moment en travée et appui :

$M' = 0,75 * 24.48 = 18.36 \text{ KN.m}$



$$M^a = -0.5 \cdot 24.48 = -12.24 \text{ KN.m}$$

**-Le Ferrailage de l'escalier :**

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 ml

**Tab.III.32.Calcul de ferrailage à l'ELU et à l'ELS**

Localisation	M ( KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	z (m)	A calculée (cm <sup>2</sup> )	A adoptée (cm <sup>2</sup> )
En travée	18.36	0.106	0.141	0.103	5.08	5T12 = 5.65
En appui	-12.24	0.071	0.092	0.105	3.32	5T10 = 3.93

• **Armatures de répartition :**

$$A_r = A_a / 4 = 1.41$$

Soit :  $A_r = 4HA8 = 2.01/ml$  et  $St = 25cm$ .

• **Vérification des espacements :**

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

– Armatures secondaires :  $St = \min(4.e, 45 \text{ cm}) = 45cm > 20cm \dots \dots \dots$  Condition vérifiée.

• **Vérifications :**

➤ **à l'ELU**

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

$$T = 63.36KN$$

$$\tau = \frac{T}{b \times d} = \frac{63.36 \times 10^{-3}}{1 \times 0.11} = 0.57Mpa$$

$$\bar{\tau} = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16MPa \Rightarrow \bar{\tau} > \tau \Rightarrow \text{Pas d'armatures transversales.}$$

➤ **à l'ELS :**

• **La contrainte du béton :**

Comme la fissuration est peu nuisible et A' est nulle, donc on vérifie que  $\sigma_{bc}$

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

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

**Tableau III.33.Vérification de la contrainte dans le béton**

M <sub>ser</sub> (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	Observation
<b>En travée</b>					
13.42	3.55	6198.75	<b>7.68</b>	15	Vérifiée

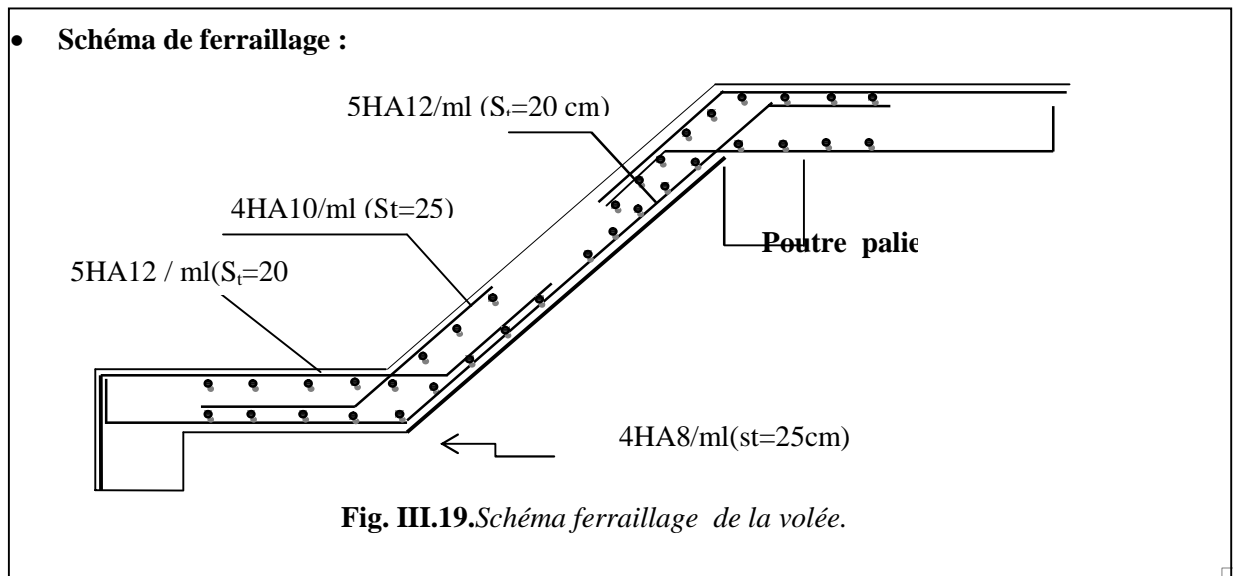
• **Etat de déformation :**

$$\frac{h}{L} = \frac{14}{350} = 0.040 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \text{La condition n'est pas vérifiée, on doit vérifier la flèche}$$

**Tableau III.34.Evaluation de la flèche de la volée**

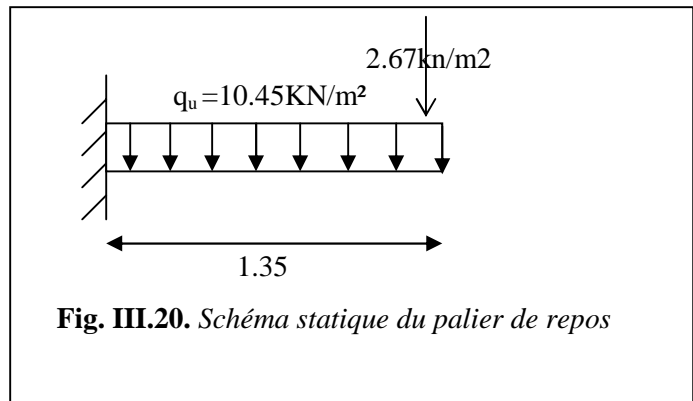
(m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	M <sub>jser</sub> (KN.m)	M <sub>gser</sub> (KN.m)	M <sub>pser</sub> (KN.m)	I (cm <sup>4</sup> )	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )
3.5	5.65	8.89	16.40	20.23	8390.89	165991.1
Y (cm)	I <sub>fji</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fgi</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fpi</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fgy</sub> (cm <sup>4</sup> )	Δf (cm)	f <sub>adm</sub> (cm)
3.85	94190	58610	52615	980400	<b>0.33</b>	<b>0.92</b>

La flèche et vérifie



### III.3.2. Ferrailage de palier de repos :

Il sera étudié comme un consol encasturé dans la poutre palière :



- **Les charges**

$$G = 4.97 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$Q = 2.5 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$P_u = 2.67 \text{ KN} / \text{m}^2$$

- **Calcul des sollicitations**

- **A l'ELU**

$$q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 10.45 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$M_u = \frac{q_u \cdot l^2}{2} + p_u \cdot l = 13.12 \text{ KN.m}$$

$$V_u = q_u \cdot l = 14.10 \text{ KN.m}$$

- **A l'ELS**

$$q_{ser} = G + Q = 4.97 + 2.5 = 7.47 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$M_s = \frac{q_s \cdot l^2}{2} = 10.41 \text{ KN.m}$$

$$V_s = 10.48 \text{ KN.}$$

- **Calcul du ferrailage**

Le ferrailage se fait pour une bande de 1m.

$$A_c = 3.73 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{on choisit } 5T10 = 3.93 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Les armatures transversales**

$$A_t = \frac{A}{4} = 0.98 \text{ cm}^2. \text{ On choisit des } 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

- ❖ **Vérification à l'ELU**

- a) **Condition de non fragilité**

On calcule  $A_{\min}$  :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \cdot f_{t28} / f_e = 0,23 \times 1 \times 0,11 \times 2,1 / 400 = 1,32 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

On a :  $A > A_{\min}$  Condition vérifiée.

### b) Calcul des espacements

$$S_t \leq \min(3e; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 33\text{cm} \quad \text{On adopte } S_t = 20\text{cm}$$

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{14.10 \times 10^{-3}}{1 \times 0.14} = 0.128\text{MPa} < 1.25\text{MPa} \quad \text{C'est vérifié.}$$

- **Vérification à l'ELS**

### a) Vérification des contraintes

$$A = 3.93\text{cm}^2$$

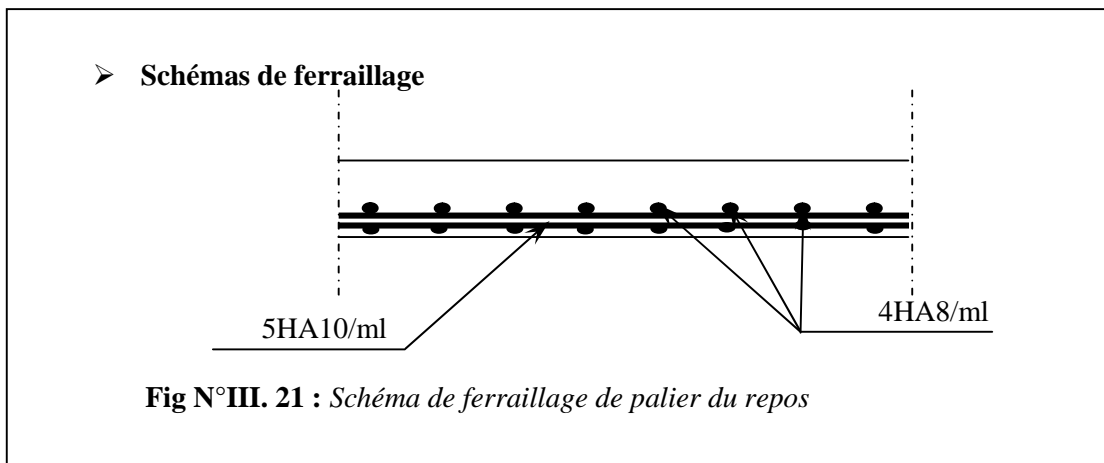
$$\sigma_{bc} = 5 < 15\text{Mpa} \rightarrow \text{vérifiée}$$

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

### b) Vérification de la flèche

- $\frac{h}{l} = 0.103 \geq \frac{1}{16}$  vérifiée.
- $\frac{A}{b \times d} = 0.0035 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105$  vérifiée.

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



### III.3.3. Etude de la poutre palière :

Cette poutre est soumise à son poids propre, aux charges transmises sous effort tranchants qu'on calcul à la flexion simple et aux moments de torsion qu'on calcul à la torsion.

➤ **Dimensionnement**

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

$$23.33 \text{ cm} \leq h \leq 35 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases} \quad (\text{RPA.VII.7.5})$$

On prend :  $h=35\text{cm}$  ;  $b=30\text{cm}$ .

➤ **Les sollicitations de la poutre palière**

• **Les charges sur la poutre**

$g_0$  : Poids propre de la poutre

$$g_0 = (0,30 \times 0,35) \times 25 = 2.625 \text{ KN} / m$$

La charge transmise par l'escalier : c'est la réaction d'appui au point B (Figure III-15)

$$\text{ELU} : R_B = 62.63 \text{ KN}$$

$$\text{ELS} : R_B = 45.35 \text{ KN}$$

• **Les sollicitations**

$$P_u = 1,35(g_0) + R_B$$

$$P_u = 66.17 \text{ KN/ml}$$

$$M_0 = \frac{P_u \times L^2}{8} = 101.32 \text{ KN.m}$$

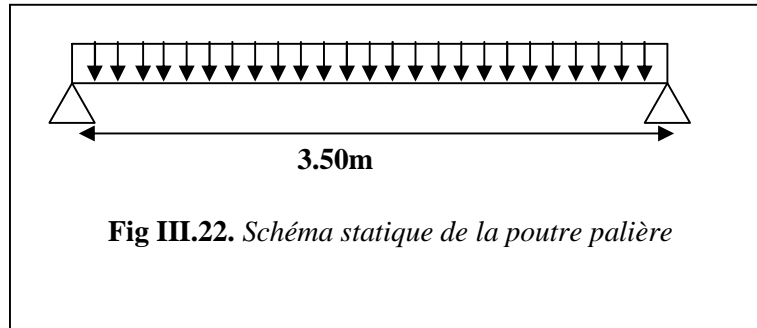
$$M^t = 0,85M_0 = 86.12 \text{ KN.m}$$

$$M^a = -0,5M_0 = -50.66 \text{ KN.m}$$

$$V_u = \frac{P_u \times L}{2} = 115.79 \text{ KN}$$

• **Ferraillage de la poutre palière en flexion simple**

$$b=30\text{cm} \quad h=35\text{cm} \quad d=32\text{cm} \quad f_{C28}=25\text{Mpa} \quad f_{bu}=14,2\text{Mpa} \quad f_{st}=348\text{Mpa}$$



$A_c=7.97\text{cm}^2$

- **Exigence du RPA Art7.5.2.1**  $A_{\min}=0,5\% b \times h \Rightarrow A_{\min}= 5.25\text{cm}^2$

Donc  $A > A_{\min}=3,75 \text{ cm}^2$

Soit  $A_{\text{adop}}=6\text{HA}14=9.24\text{cm}^2$

➤ **Vérification à l'ELU**

- **l'effort tranchant**

$$.V_u = 115.79 \Rightarrow \begin{cases} \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{115.79 \times 10^{-3}}{0,25 \times 0,28} = 1.20 \text{ Mpa} \\ \bar{\tau}_U = \min\left(\frac{0,15}{\gamma_b} f_{c28}; 4 \text{ Mpa}\right) = 3,25 \text{ Mpa} \end{cases} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \quad \text{C'est vérifié}$$

- **Calcul des armatures transversales à la flexion simple**

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{30}; \frac{b}{10}; \phi_i^{\min}\right) \Rightarrow \phi \leq 12 \text{ mm} ; \text{ On prend: } S_t=15 \text{ cm}$$

$$A_t \geq b \times S_t \times \frac{(\tau_u - 0,3 \times f_{tj})}{0,8 \times f_e} = \frac{0,30 \times 0,15 \times (1,20 - 0,3 \times 2,1)}{0,8 \times 400}$$

$$A_t \geq 0.77 \text{ cm}^2.$$

On adopte un cadre de **1HA10=0.79 cm<sup>2</sup>** avec un espacement **S<sub>t</sub>=15 cm**

- **Calcul de la section d'armature a la torsion**

Le moment de torsion provoquer sur la poutre palière est transmis par le palier et la volée

C'est le moment d'appui de l'escalier (**Figure III-14**).

$$M^{torsion} = 12.24 \text{ KN.m}$$

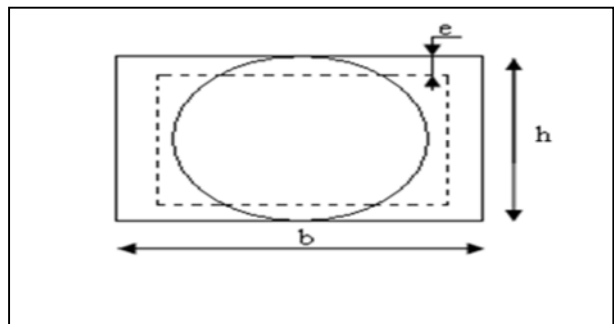
Pour une section pleine on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour de la section

- U : périmètre de la section,
- Ω : air du contour tracer ami hauteur,
- e : épaisseur de la paroi,
- A<sub>1</sub> : section d'acier.

$$\Omega = (b - e) \times (h - e)$$

$$e = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = (0,30 - 0,05) \times (0,35 - 0,05) = 0,075 \text{ m}^2$$



**Fig III.23 : Section creuse équivalente**



$$U = 2 \times [(b - e) + (h - e)]$$

$$U = 2 \times [(0,30 - 0,05) + (0,35 - 0,05)] = 1,1m$$

$$A_{torsion} = \frac{M_{Tu} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{12,24 \times 10^{-3} \times 1,1 \times 1,15}{2 \times 0,075 \times 400} = 2,58cm^2$$

$$A_{torsion} = 2,58cm^2$$

- **Vérification de la de contraintes de cisaillement dû à la torsion**

$$\tau_{utor} = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{12,24 \times 10^{-3}}{2 \times 0,075 \times 0,05} = 1,63MPa$$

$$\tau_{adm} = \min(0,13f_{c28}; 4MPa) = 3,25MPa$$

$$\tau_{utor} = 1,63MPa < \tau_{adm} = 3,25 MPa.$$

- **Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant : BAEL91 (articleI.III)**

$$\tau = \sqrt{\tau_{FS}^2 + \tau_T^2} = \sqrt{(1,20)^2 + (1,63)^2} = 2,02 MPa < \tau_{adm} = 3,25 MPa \dots \dots \text{vérifiée}$$

- **Calcul des armatures transversales à la torsion :**

On fixe l'espacement comme suit :

➤ **En travée et en appui :**

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

$$A_t = \frac{M_{tor} \times S_t}{2 \times \Omega \times f_{st}} = 0,4 \text{ cm}^2.$$

$$A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 30 \Rightarrow A_t^{\min} = 1,35 \text{ cm}^2$$

$$A_t^{\min} > A_t \Rightarrow A_t = A_t^{\min}$$

$$A_t = 2HA10 = 1,58 \text{ cm}^2.$$

**La section d'armatures finale (en travée et en appui)**

$$A^t = A_{flexion} + \frac{A_{torsion}}{2} \Rightarrow A^t = 7,97 + \frac{2,58}{2} \Rightarrow A^t = 9,26 \text{ cm}^2 > A_{min}$$

$$\text{Soit : } A_{adop}^t = A_{adop}^a = 6HA14$$

La section d'armature transversale totale à prendre en travée et en appuis est :

$$A_t = 0,502 + 1,58 = 2,082 \text{ cm}^2 .$$

On opte :  $A_T^{adop} = 2HA10 + 2HA10 = 3,14 \text{ cm}^2$  (cadre  $\Phi 10$  et épingle  $\Phi 10$ )

• **Etat limite de compression du béton :**

La fissuration est peu nuisible donc il faut juste vérifier que la contrainte de compression du béton est inférieure ou égale à la contrainte admissible du béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau III.35.Vérification des contraintes du béton à l'E.L.S.**

Elément	$M_{ser}$ (KN.m)	y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$ vérifiée
Travée	33.27	11.2	86470	4.31	15	
Appui	15.65	8.36	49294	2.65	15	

• **État limite de déformation**

✓ **Vérification de la flèche :**

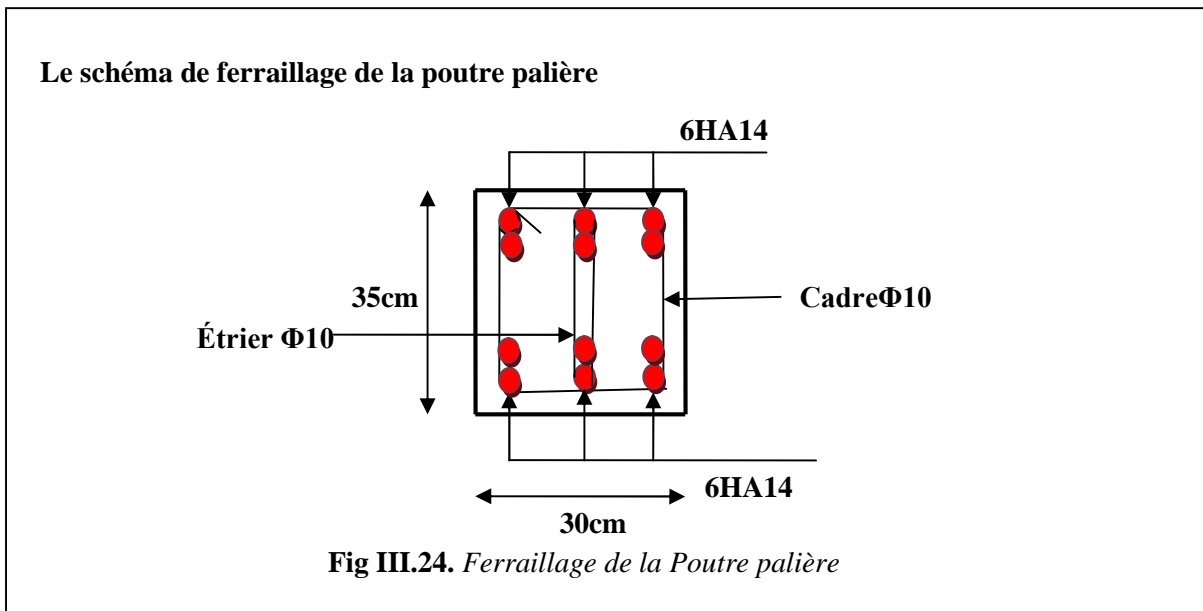
La vérification de la flèche est nécessaire si l'un des conditions suivantes n'est pas satisfait

$ht/l=0.1 \geq 1/16=0.062$ .....vérifiée

$\frac{h}{l} = 0,1 > \frac{M_t}{10 \times M_0} + 0,0849$  ..... non vérifiée

**Tableau III.36.Vérification de la flèche :**

L (m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	M <sub>jser</sub> (KN.m)	M <sub>gser</sub> (KN.m)	M <sub>pser</sub> (KN.m)	I (cm <sup>4</sup> )	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )
2.9	7.85	3.305	4.05	7.35	21522	28388.8
Y (cm)	I <sub>fi</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>ggi</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fpi</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fgv</sub> (cm <sup>4</sup> )	Δf (cm)	f <sub>adm</sub> (cm)
6.46	21775.8	20500.6	17918.5	25822.9	0.13	0.7



### III.4. Etude de la poutre de chaînage

- **Définition**

La poutre de chaînage est conçue pour reprendre le poids des murs. Elle est considérée comme simplement appuyée, soumise à une charge répartie due à son poids propre et au poids des murs.

- **Dimensionnement**

D'après le RPA99 version 2003 Art 9.3.3 la largeur de la poutre de chaînage doit être supérieure ou égale à 2/3 de l'épaisseur de l'élément supporté et la hauteur  $h \geq 15$  cm.

On opte pour une poutre de chaînage de  $(b \times h) = (30 \times 30)$  cm<sup>2</sup>.

$G_0$  : poids de la poutre de chaînage.

$G_1$  : poids de la cloison.

$$G_0 = 25 \times 0.30 \times 0.30 = 2.25 \text{ KN/ml}$$

$$G_1 = 2.67 \times 2.76 = 7.36 \text{ KN/ml}$$

$$\text{A l'ELU: } q_u = 1.35 (G_0 + G_1) \Rightarrow q_u = 12.97 \text{ KN/ml}$$

$$\text{A l'ELS : } q_{ser} = G_0 + G_1 \Rightarrow q_{ser} = 9.61 \text{ KN/ml}$$

$$L_{max} = 3.20 \text{ m}$$

- **Calcul des sollicitations**

$$M_0 = \frac{q \times l^2}{8} \quad V_u = \frac{q_u \times l}{2}$$

En travée  $M_u^t = 0.85M_{0u} \Rightarrow M_u^t = 14.11KN.m$

$$M_{ser}^t = 0.85M_{0ser} \Rightarrow M_{ser}^t = 10.45KN.m$$

En appuis  $M_u^a = -0.5M_{0u} \Rightarrow M_u^a = -8.30KN.m$

$$M_{ser}^a = -0.5M_{0ser} \Rightarrow M_{ser}^a = -6.14KN.m$$

$$V_u = \frac{q_u \times l}{2} \Rightarrow V_u = 20.75KN$$

Le ferrailage de la poutre de chaînage est résumé dans le tableau suivant :

$$d = 0.9 \times h \Rightarrow d = 0.9 \times 0.3 \Rightarrow d = 0.27m$$

**Tab III.37.ferrailage de la poutre chaînage**

	M <sub>u</sub> (KN)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>opt</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	observation
En travée	14.11	1.53	3HA10=2.36	0.97	Vérifié
En appuis	-8.30	0.89	3HA10=2.36	0.97	Vérifié

- **Condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \text{ (Art B. 7. 4 CBA page 143)}$$

A<sub>min</sub> = 0.97cm<sup>2</sup> ..... C'est vérifié.

- **Vérification de l'effort tranchant**

Il faut vérifier que  $\tau_u \leq \tau_{adm}$

$$\text{Avec : } \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.256MPa$$

Fissuration peu nuisible

$$\tau_{bu} = \min(0.13 \times f_{c28}, 4MPa) = 3.25 MPa$$

$$\tau_u = 0.256MPa \leq \tau_{adm} = 3.25MPa \rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement}$$

• **Calcul des armatures transversales**

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l^{\min}\right) \Rightarrow \phi \leq 8.57mm \text{ on adopte } \phi = 6mm.$$

On adopte un cadre et un épingle  $\phi 6$  ;

Donc  $A_t = 3 \phi 6 = 0.85cm^2$

• **Calcul des espacements**

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} = \frac{0.85 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.30} = 28.33cm$$

$$S_t \leq \min(0.9 \times d; 40cm) = 24.3cm$$

Le RPA99/ version2003 exige un espacement

$$S_t \leq \min(h; 25cm) = 25cm$$

On prend  $S_t = 20$  cm.

• **Vérification à l'ELS**

On doit vérifier les contraintes de compression dans le béton et les contraintes de traction dans l'acier, les résultats de calcul sont résumées dans le tableau suivant :

**Tab III.38: vérification des contraintes**

$M_{ser}$ (KN)	y(cm)	I(cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	observation
10.45	6.88	17573	4.09	15	vérifiée

• **Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

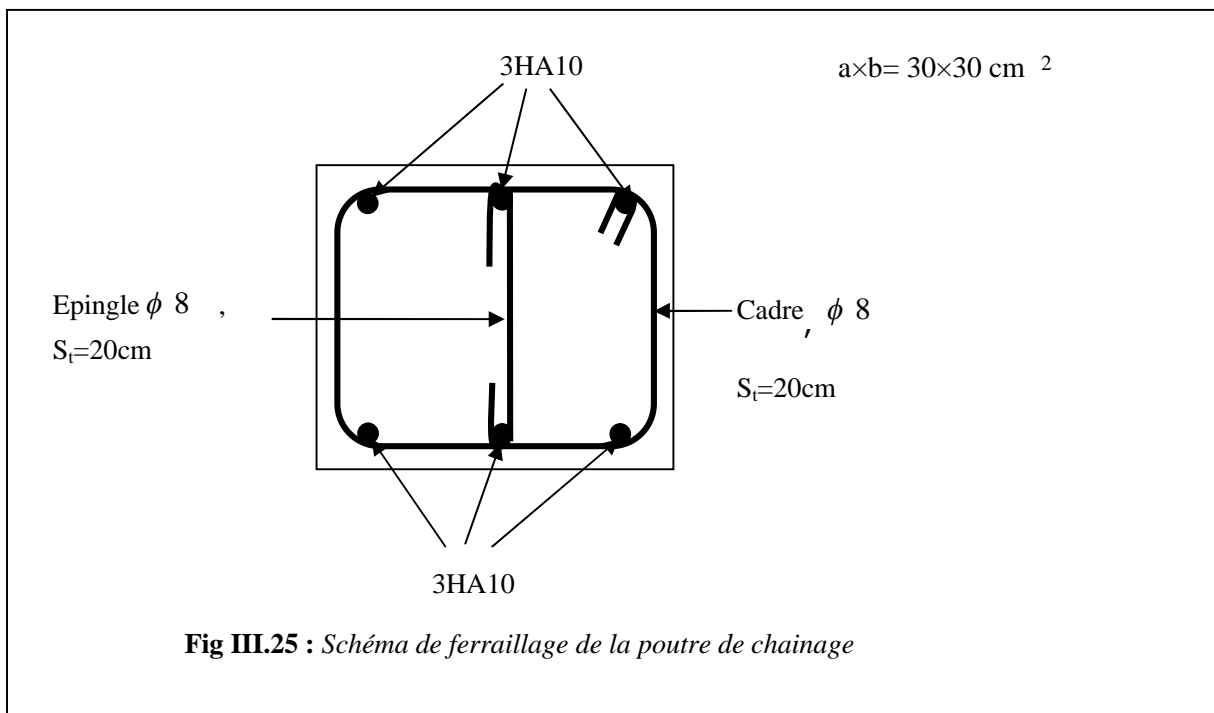
$$\frac{h}{L} = \frac{30}{320} = 0.093 > \frac{1}{16} = 0.062 \text{ La première condition est vérifiée.}$$

$$\frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.085 < \frac{h}{L} = 0.093 \text{ La deuxième condition est vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} = 0.0029 < \frac{4.2}{f_e} = 0.01 \text{ La troisième condition est vérifiée}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

- **Schémas de ferrailage**



### III.5. Etude de l'acrotère

- **Définition :**

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

L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher soumise à son poids propre (G), à une force latérale due à l'effet sismique et à une surcharge horizontale (Q) due à la main courante.

**III. 5. 1. Hypothèse de calcul :**

L'acrotère est sollicité en flexion composée.

La fissuration est considérée comme peu nuisible.

Le calcul se fera pour une bande de un mètre linéaire.

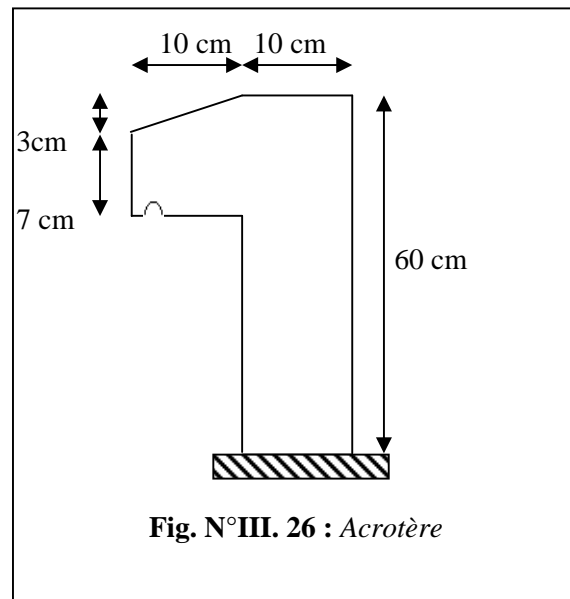
- **Evaluation des charges et surcharges :**

Charge Permanente

$$G_T = 2.13 \text{ KN/ml.}$$

La surcharge d'exploitation

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



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

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p. \quad \text{(RPA Article 6.2.3)}$$

$A$  : Coefficient d'accélération de zone (groupe d'usage 2, zone IIa,  $A = 0,15$ ).  
(RPA tableau 4.1)

$C_p$  : Facteur de force horizontale ( $C_p = 0,8$ ). (RPA tableau 6.1)

$W_p$  : Poids de l'acrotère.

$$\text{Donc : } F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2,13 \Rightarrow F_p = 1,023 \text{ KN.}$$

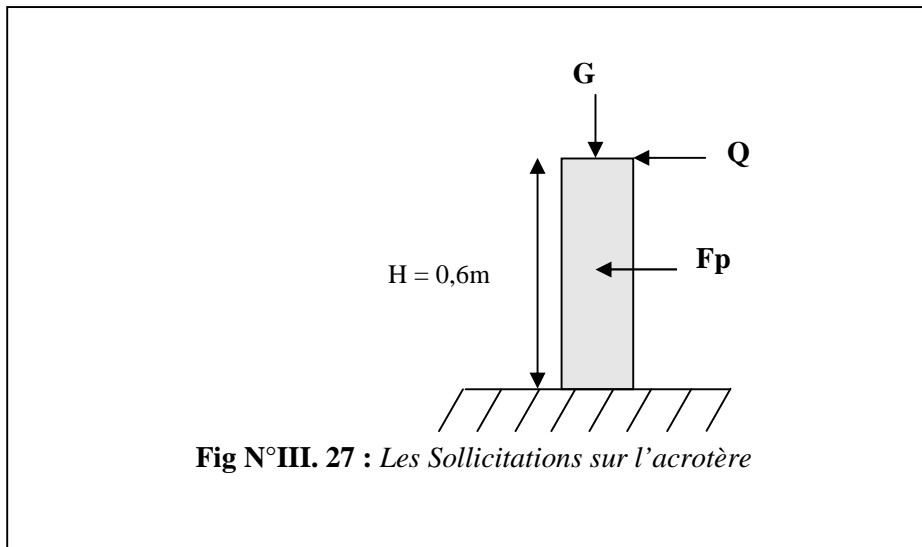
- **Calcul des sollicitations :**

- a) **Calcul du centre de pression :**

$$x_c = \frac{\sum A_i * x_i}{\sum A_i}, \quad y_c = \frac{\sum A_i * y_i}{\sum A_i}$$

Tel que :  $\sum A_i = S$

$$x_c = \frac{0,6 * 0,1 * (0,1/2) + 0,07 * 0,1 * (0,1 + 0,1/2) + 0,5 * 0,1 * 0,03 * (0,1 + 0,1/3)}{0,0685}$$



$$x_c = 0,0618m$$

$$y_c = 0,3425m$$

a) **Moment engendré par les efforts normaux :**

$$N_G = 2,125 \text{ KN} / ml$$

$$Q = 1 \text{ KN} / ml \Rightarrow M_Q = 1 * 0,6 \Rightarrow M_Q = 0,6 \text{ KN} . m.$$

$$F_p = 1,023 \text{ KN} \Rightarrow M_{F_p} = F_p * y_c = 1,023 * 0,3425 \Rightarrow M_{F_p} = 0,3503 \text{ KN} . m.$$

**Tableau III.39. Différentes combinaisons à utiliser**

Sollicitation	RPA99	ELU	ELS
		G+Q+E	1,35G + 1,5Q
<b>N (KN)</b>	2.13	2.87	2.13
<b>M (KN)</b>	0.95	0.9	0.6



**III. 5. 2. Calcul de l'excentricité :**

$$\left. \begin{aligned} e_1 &= \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.95}{2.13} = 0.44 \text{ m} \\ \frac{H}{6} &= 0.1 \text{ m} \end{aligned} \right\} \rightarrow e_1 > \frac{H}{6} \Rightarrow \text{La section est partiellement comprimée.}$$

Excentricité additionnelle.

$e_2 = e_1 + e_a$  ; **Tel que**  $e_a$  : Excentricité structurale (résultat des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles).

$$e_a = \max\left( 2 \text{ cm} ; \frac{l}{250} \right) = \max\left( 2 \text{ cm} ; \frac{60}{250} \right) = 2 \text{ cm}$$

d'où :  $e_2 = 0.44 + 0.02 = 0.46 \text{ m}$

Calcul à la flexion composée, en tenant compte de façon forfaitaire de l'excentricité ( $e_3$ ) du second ordre due à la déformation.

$$e_3 = \frac{3 * l_f^2 * (2 + \alpha * \phi)}{10^4 * h} \dots\dots\dots \text{BAEL91}$$

**Tel que :**  $\alpha$  : Le rapport du moment du premier ordre dû aux charges permanentes et quasi-permanentes au moment total du premier ordre.

$\phi$  : Le rapport de la déformation finale dû au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 6} = 0 \Rightarrow e_3 = \frac{3 * (2 * 0.6)^2 * (2 + 0)}{10^4 * 0.1} = 0.864 \text{ cm}.$$

d'où :  $e_t = e_2 + e_3 = 46 + 0.864 = 46.864 \text{ cm}$ . Les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée sont :

$N_U = 2,87 \text{ KN}$  et  $M_U = N_U * e_t = 2.87 * 0,46 = 1.32 \text{ KN}$ .

**III. 5.3.Ferraillage :**

a) à l'ELU :

$h = 10 \text{ cm}$ ;  $d = 8 \text{ cm}$ ;  $b = 100 \text{ cm}$ ;

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 * 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa} ;$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} .$$

$$M_{uA} = M_u + N_u \times \left( d - \frac{h}{2} \right) = 1.32 + 2.87 \times \left( 0.08 - \frac{0.10}{2} \right) \Rightarrow M_{uA} = 1.40 \text{ KN.m}$$

$M_{uA}$  : Moment de flexion évalué au niveau de l'armature.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1.40 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08^2 \times 14.2} \Rightarrow (\mu_{bu} = 0.015) < (\mu_1 = 0.3916) \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times \left( 1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}} \right) \Rightarrow \alpha = 0.019 \quad Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) \Rightarrow Z = 0.079 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{Z \times f_{st}} = \frac{1.40 \times 10^{-3}}{0.079 \times 348} \Rightarrow A_1 = 0.50 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.50 \times 10^{-4} - \frac{2.87 \times 10^{-3}}{348} \Rightarrow A_s = 0.42 \text{ cm}^2$$

### III.5.4.Vérification à l'E.L.U

#### 1. La condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0.23 \times 1 \times 0.08 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 0.96 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} > A_s \Rightarrow$  On adopte:  $A_s = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ .

#### 2. Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{2.01}{4} \Rightarrow A_r = 0.5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4\text{T}6 = 1.13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

#### - Espacement

1. Armatures principale :  $S_t \leq 100/3 = 33,3 \text{ cm}$ . On adopte  $S_t = 30 \text{ cm}$ .

2. Armatures de répartitions :  $S_t \leq 60/3 = 20 \text{ cm}$ . On adopte  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

#### - Vérification au cisaillement :

$$\Rightarrow \tau \leq \min(0.1 \times f_{c28}; 3\text{MPa}) \Rightarrow \tau \leq \min(2.5; 3\text{MPa}) \Rightarrow \tau \leq 2.5\text{MPa}$$

$$V_u = 1.5 \times G = 1,5 \times 2.87 = 4.3 \text{ KN}.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{4.3 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08} \Rightarrow \tau_u = 0.053 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau} \rightarrow \text{Vérfié}$$

**-Vérification de l'adhérence :**  $\zeta_{se} = V_u / (0,9 \times d \times \Sigma \mu_i)$  **RPA (Article. A.6.1, 3)**

$\Sigma \mu_i$  : la somme des périmètres des barres.

$$\Sigma \mu_i = n \times \pi \times \Phi \Rightarrow \Sigma \mu_i = 4 \times 3.14 \times 8 \Rightarrow \Sigma \mu_i = 10.043 \text{ cm}$$

$$\zeta_{es} = 4.3 \times 10^{-3} / (0.9 \times 0.08 \times 0.1) \rightarrow \zeta_{es} = 0.59 \text{ MPa}$$

$$0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2,83 \text{ MPa} \quad (\text{RPA Article. A.6.1, 21})$$

$\Psi_s$  est le coefficient de scellement.

$\zeta_{es} < 2,83 \text{ MPa} \Rightarrow$  Pas de risque par rapport à l'adhérence.

### III.5.5. Vérification à l'ELS

$d = 0.08 \text{ m}$  ;  $N_{ser} = 2.13 \text{ KN}$  ;  $M_{ser} = Q \times h \Rightarrow M_{ser} = 0.6 \text{ KN.m}$ ;  $\eta = 1.6$  pour les HR

- **Vérification des contraintes :**  $\sigma_{bc} = N_{ser} \times y_{ser} / I$ ;  $\sigma_s = 15 \times N_{ser} \times (d - y_{ser}) / I$ ;

$$\overline{\sigma}_s = \min \left( \frac{2}{3} f_e ; 150 \times \eta \right) \Rightarrow \overline{\sigma}_s = 240 \text{ MPa}$$

- **Position de l'axe neutre :**  $c = d - e_1$

$e_1$  : distance du centre de pression "c" à la fibre la plus comprimée de la section.

$$e_1 = M_{ser} / N_{ser} + (d - h/2) \Rightarrow e_1 = (0.6 / 2.13) + (0.08 - 0.10/2) \Rightarrow e_1 = 0.31 \text{ m.}$$

$e_1 > d \Rightarrow$  "c" à l'extérieur de section  $\rightarrow c = 0.08 - 0.31 \Rightarrow c = -0.23 \text{ m.}$

$$c = -0.23 \text{ m}; \quad y_{ser} = y_c + c; \quad y_c^3 + p \times y_c + q = 0 \quad \dots \dots \dots (*)$$

$$p = -3 \times c^2 + 90 \times A \times (d - c) / b; \quad q = -2 \times c^3 + 90 \times A \times \frac{(d - c)^2}{b}$$

$$P = -3 \times (-0.23)^2 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{0.08 + 0.23}{1} \Rightarrow P = -0.153 \text{ m}^2$$

$$q = -2 \times (-0.23)^3 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{(0.08 + 0.23)^2}{1} \Rightarrow q = 0.0024 \text{ m}^3$$

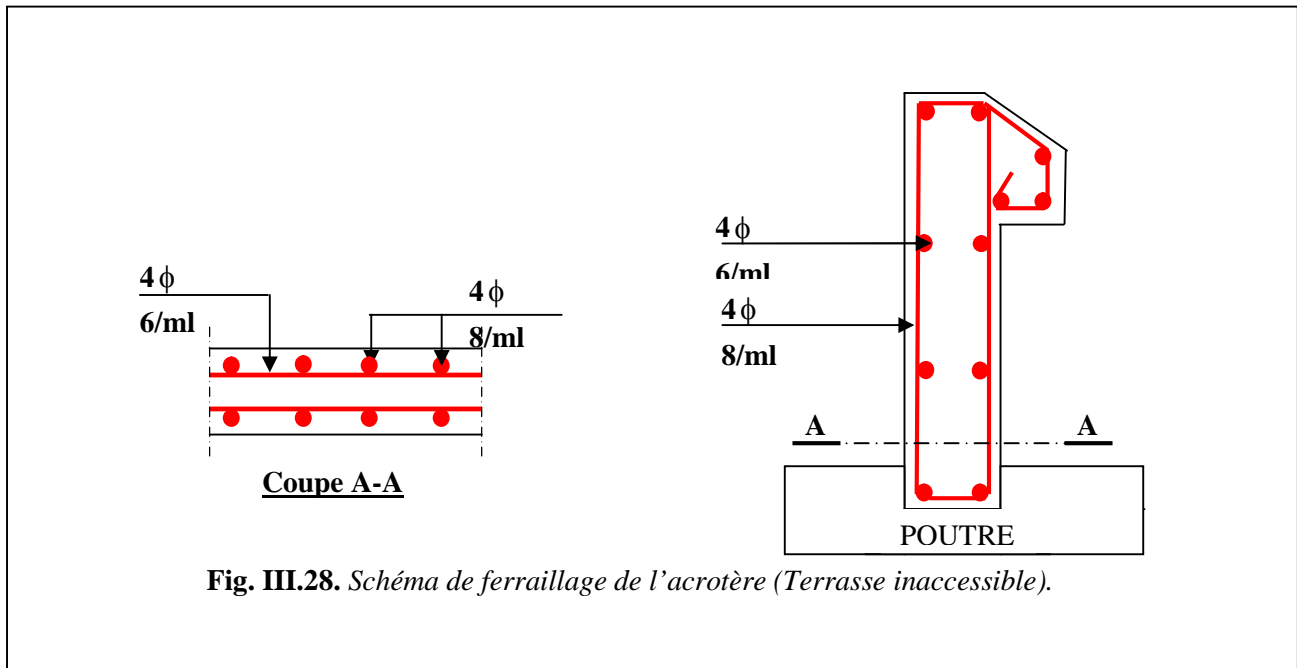
En remplaçant "q" et "p" dans (\*), sa résolution donne :  $y_c = -0.2325 \Rightarrow y_{ser} = 0.107 \text{ m.}$

$$I = \frac{b \times y^2}{2} - 15 \times A \times (d - y) \Rightarrow I = 5.568 \times 10^{-3} \text{ m}^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2.13 \times 10^{-3}}{5.568 \times 10^{-3}} \times 0.107 \Rightarrow \sigma_{bc} = 0.063 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{adm}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{3.33 \times 10^{-3}}{5.568 \times 10^{-3}} \times (0.12 - 0.107) \Rightarrow \sigma_s = 0.116 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{adm}$$

- Schéma de ferrailage de l'acrotère.



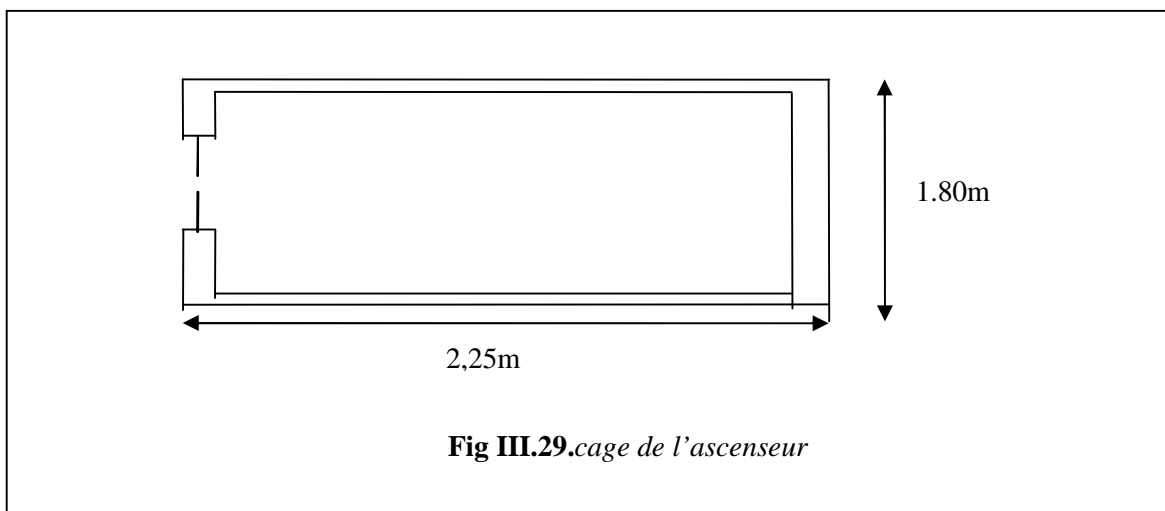
### III.6. Etude de l'ascenseur :

#### III.6.1. Définition :

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant au déplacement vertical des personnes et des chargements vers les différents niveaux de la construction.

Elle se constitue d'une cabine, qui se déplace le long d'une glissière verticale dans l'ascenseur muni d'un dispositif mécanique permettant le déplacement de la cabine.

L'ascenseur qu'on étudie est pour 08 personnes.



**Les caractéristiques :**

- $V=1\text{m/s} \rightarrow$  Vitesse minimale.
- $P_m=15\text{KN}$  : Charge due à la salle de machine.
- $D_m=51\text{KN}$  : Charge due au poids propre de la l'ascenseur.
- $F_c=145\text{KN}$  : Charge due à la rupture des câbles.
- $B_s * T_s * H_s = 2.25*1.80*2.20$  dimensions de la cabine.
- Poids de 08 personnes = 630 kg.
- La dalle reprend des charges importantes, alors on prend une épaisseur  $h = 20\text{ cm}$

**III.6.2. Evaluation des charges et surcharges**

$$G_1 = 25 \times 0.20 = 5\text{KN/m}^2 \quad \text{Poids de la dalle en béton armé.}$$

$$G_2 = 22 \times 0.04 = 0.88\text{KN/m}^2 \quad \text{Poids du revêtement en béton (e=4cm).}$$

$$G' = G_1 + G_2 = 5.88\text{KN/m}^2.$$

$$G'' = \frac{F_c}{S} = \frac{145}{4.05} = 35.80\text{KN/m}^2. \text{ Poids de la machine.}$$

$$G_{\text{totale}} = G' + G'' = 41.68\text{KN/m}^2.$$

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

**III.6.3. Cas d'une charge répartie**

Calcul des sollicitations

A l'ELU

$$q_u = 1.35 \times G_{\text{totale}} + 1.5 \times Q = 1.35 \times 41.68 + 1.5 \times 1 \Rightarrow q_u = 57.77\text{KN/m}^2.$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.8}{2.25} = 0.8 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0.80 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0561 \\ \mu_y = 0.5959 \end{cases} \quad \text{Annexe1}$$

$$\text{Sens x-x'} : M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 0.0561 \times 57.77 \times 1.8^2 \Rightarrow M_0^x = 10.50\text{KNm}$$

Sens y-y' :  $M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 6.25KNm$

• **Calcul des moments réels**

En travée : Sens x-x' :  $M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 8.92KNm$

Sens y-y' :  $M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 5.31KNm$

En appui :  $M_a^x = M_a^y = -0.3 \times M_0^x = -3.15KNm$

• **Calcul du ferrailage**

On fera le calcul de la dalle sur 4 appuis pour une bande de 1m de longueur et de 20cm d'épaisseur à la flexion simple avec  $d_x = 17cm$  et  $d_y = 17cm$ .

**Tab.III.40.Calcul de la section de ferrailage de la dalle d'ascenseur.**

Sens		M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)
travée	x-x	8.92	0.021	0,027	0.168	1.52	1.76
	y-y	5.31	0.012	0.016	0.168	0.90	1.6
appui	y-y	3.15	0.0073	0.0092	0.169	0.51	1.76
	x-x						

**Vérification à l'E.L.U**

**a) Condition de non fragilité**

On calcule  $A_{min}$  : On a des HA  $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$  ;  $e = 20cm$  ;  $b = 100cm$  ;  $\rho = 0.80$

$$\left. \begin{matrix} e > 12cm \\ \rho > 0.4 \end{matrix} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times e \\ A_{min}^y = \rho_0 \times b \times e \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = 1.76cm^2 / ml \\ A_{min}^y = 1.6cm^2 / ml \end{cases}$$

$A_t^y > \frac{A_x^t}{4}$  ..... Vérifiée.

**b) Calcul des espacements**

Sens x-x' :  $S_t \leq \min(3e; 33cm) \Rightarrow S_t \leq 33cm$  on adopte  $S_t = 25cm$

Sens y-y' :  $S_t \leq \min(4e; 45cm) \Rightarrow S_t \leq 45cm$  on adopte  $S_t = 25cm$

**Tab.III.41. ferrailage de la dalle d'ascenseur.**

	$M_t$ (KN.m)	$M_a$ (KN.m)	$A_t^{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_t^{min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_a^{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_a^{min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_t^{adp}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_a^{adp}$ (cm <sup>2</sup> /ml)
Sens x-x'	8.92	3.15	1.52	1.76	0.51	1.6	4T10=3.14	4T10=3.14
Sens y-y'	5.31	3.15	106	1.6	0.51	1.6	4T10=3.14	4T10=3.14

**a) Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25MPa$$

$\rho = 0.69 > 0.4 \Rightarrow$  Flexion simple dans les deux sens.

Sens x - x' :  $V_x = q_u \times \frac{l_x}{3} = 34.66KN$

Sens y - y' :  $V_y = q_u \times \frac{l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 37.13KN \Rightarrow \tau_u = \frac{37.13 \times 10^{-3}}{1 \times 0.17}$

$\Rightarrow \tau_u = 0.218MPa < 1.25MPa$  Vérifié

**1. Vérification à l'ELS :  $\nu = 0.2$**

$$q_{ser} = G_{totale} + Q \Rightarrow q_{ser} = 41.68 + 1 \Rightarrow q_{ser} = 42.68KN / m^2$$

$$\rho = 0.80 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0628 \\ \mu_y = 0.7111 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 8.68KNm \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 6.17KNm \end{cases}$$

Sens x-x' :  $M_{tser}^x = 0.85 \times M_0^x = 7.37KNm$

Sens y-y' :  $M_{tser}^y = 0.85 \times M_0^y = 5.24KNm$

**2. Vérification des contraintes**

- **Etat limite de compression de béton :**  $\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \overline{\sigma}_{bc}$

**Sens x-x :**  $Ax = 3.14cm^2$ ,  $b = 100\text{ cm}$  ,  $d = 17\text{ cm}$  ;  $y = 3.558cm$  ;  $I = 10011.775cm^4$

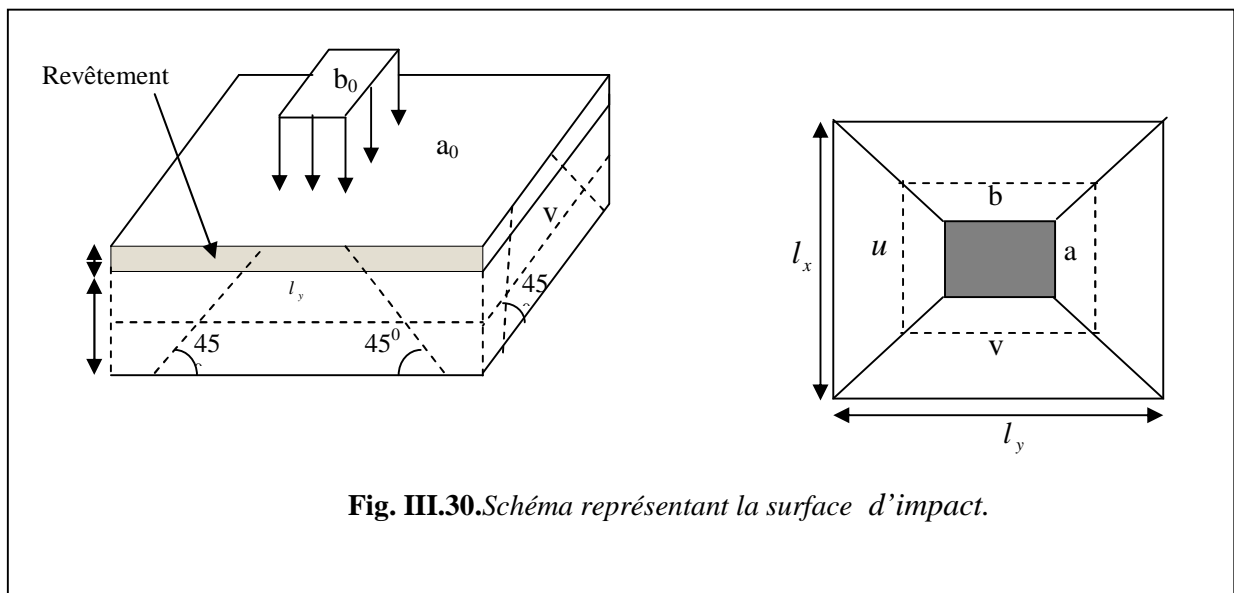
$\sigma_{bc} = 1.540MPa \leq \overline{\sigma} = 15MPa$  .....c'est vérifier.

**Sens y-y :**  $Ay = 3.14cm^4$  ;  $b = 100cm$  ;  $d = 17cm$  ;  $y = 3.558cm$  ;  $I = 10011.775cm^4$

$\sigma_{bc} = 1.540 \leq 15MPa$  .....c'est vérifier.

**III.6.4. Cas d'une charge concentrée**

La charge concentrée  $q$  est appliquée à la surface de la dalle sur une aire  $a_0 \times b_0$ , elle agit uniformément sur une aire  $u \times v$  située sur le plan moyen de la dalle.



**Fig. III.30.** Schéma représentant la surface d'impact.

$$\begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \end{cases}$$

$a_0 \times b_0$  : Surface sur laquelle elle s'applique la charge donnée en fonction de la vitesse.

$u \times v$  : Surface d'impact.

$a_0$  et  $u$  : Dimensions suivant le sens x-x'.

$b_0$  et  $v$  : Dimensions suivant le sens y-y'.



On a une vitesse  $V = 1m/s \Rightarrow a_0 = 80cm ; b_0 = 80cm$

On a un revêtement en béton d'épaisseur  $h_1 = 4cm \Rightarrow \xi = 1.$

Donc : 
$$\begin{cases} u = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 4 \Rightarrow u = 108cm. \\ v = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 4 \Rightarrow v = 108cm. \end{cases}$$

**1. Calcul des sollicitations**

$$\begin{cases} M_x = P_u \times (M_1 + \nu \times M_2). \\ M_y = P_u \times (M_2 + \nu \times M_1). \end{cases} \quad \text{Avec : Coefficient de poisson } \begin{cases} \nu = 0 \rightarrow ELU \\ \nu = 0.2 \rightarrow ELS \end{cases}$$

On a :  $g = D_m + P_m + P_{personnes} = 51 + 15 + 6.3 = 72.3KN$

$$P_u = 1.35 \times g = 1.35 \times 72.3 \Rightarrow P_u = 97.605KN$$

$M_1$  En fonction de  $\frac{u}{l_x}$  et  $\rho$  ;  $M_2$  En fonction de  $\frac{v}{l_y}$  et  $\frac{v}{l_x}$  et  $\rho = 0.80$  **Annexe 3**

$$\begin{cases} \frac{u}{l_x} = \frac{108}{180} \Rightarrow \frac{u}{l_x} = 0.6 \\ \frac{v}{l_x} = \frac{108}{180} \Rightarrow \frac{v}{l_x} = 0.6 \end{cases} \Rightarrow M_1 = 8.5 \times 10^{-2}; \begin{cases} \frac{v}{l_y} = \frac{108}{225} \Rightarrow \frac{v}{l_y} = 0.48 \\ \frac{v}{l_x} = \frac{108}{160} \Rightarrow \frac{v}{l_x} = 0.6 \end{cases} \Rightarrow M_2 = 7.3 \times 10^{-2}$$

Evaluation des moments  $M_{x1}$  et  $M_{y1}$  du système de levage à l'ELU :

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u \times M_1 \\ M_{y1} = P_u \times M_2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = 97.605 \times 0.085 = 8.25KNm \\ M_{y1} = 97.605 \times 0.073 = 7.12KNm \end{cases}$$

- Evaluation des moments  $M_{x2}$  et  $M_{y2}$  dus au poids propre de la dalle à l'ELU :

$$\rho = 0.80 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0561 \\ \mu_y = 0.5959 \end{cases} \quad \text{Annexe I.}$$

$$q_u = 1.35 \times 5.77 + 1.5 \times 1 \Rightarrow q_u = 9.28KN$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 1.68KNm$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 1.00KNm$$

- **Superposition des moments**

Les moments agissants sur la dalle sont : 
$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9.93KNm \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 8.12KNm \end{cases}$$

Pour tenir compte de l'encastrement

en travée : 
$$\begin{cases} M_t^y = 0.85 \times 8.12 = 6.90KNm \\ M_t^x = 0.85 \times 9.93 = 8.44KNm \end{cases}$$

En appuis :  $M_y^a = M_x^a = 0.3 \times 9.93 = 2.97KNm$

**2. Ferrailage :** Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur et  $d = 17cm$

**Tableau III.42.ferrailage de la dalle de la salle des machines**

	$M_t$ (KN.m)	$M_a$ (KN.m)	$A_t$ calculé (cm <sup>2</sup> /)	$A_t^{min}$ (cm <sup>2</sup> /)	$A_a$ calculé	$A_a^{min}$ (cm <sup>2</sup> /)	$A_t$ adopté (cm <sup>2</sup> / ml)	$A_a$ adopté (cm <sup>2</sup> / ml)
Sens x-x'	8.44	2.97	1.48	1.76	0.50	1.76	4T10=3.14	4T10=3.14
Sens y-y'	6.90	2.90	1.21	1.76	0.52	1.76	4T10=3.14	4T10=3.14

**3. Vérification à l'E.L.U**

**a. Vérification au poinçonnement :**  $p_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$  BAEL91 (Article H. III.10)

Avec :  $p_u$  : Charge de calcul à l'état limite.

$h$  : Epaisseur de la dalle.

$U_c$  : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$U_c = 2 \times (u + v) \Rightarrow U_c = 2 \times (108 + 108) \Rightarrow U_c = 432cm. ; p_u = 648KN$

Or  $p_u = 97.60KN \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 648KN$ . Pas de risque de poinçonnement.

**b. Vérification de l'effort tranchant :**  $b=100\text{cm}$  ;  $d=17\text{cm}$ .

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25\text{MPa}$$

On a  $v = u \Rightarrow V_u = \frac{P_u}{3 \times v} = 30.125\text{KN} \Rightarrow \tau_u = 0.177\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.25\text{MPa}$  C'est vérifié.

#### 4. Vérification à l'E.L.S

Les moments engendrés par le système de levage :  $q_{ser} = g = 72.3\text{KN}$ .

$$\begin{cases} M_{x1} = q_{ser} \times (M_1 + v \times M_2) = 72.3 \times (0.085 + 0.2 \times 0.073) = 7.201\text{KNm} \\ M_{y1} = q_{ser} \times (M_2 + v \times M_1) = 72.3 \times (0.073 + 0.2 \times 0.085) = 5.465\text{KNm} \end{cases}$$

Les moments  $M_{x2}$  et  $M_{y2}$  dus au poids propre de la dalle :

$$q_{ser} = 5.77 + 1 = 6.77\text{KN} \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 1.23\text{KNm} \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0.73\text{KNm} \end{cases}$$

Superposition des moments

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 7.201 + 1.23 = 8.431\text{KNm} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 5.465 + 0.73 = 6.203\text{KNm} \end{cases}$$

#### a) Vérification des contraintes

- **Calcul des moments**

$$M_t^x = 0.85 \times 8.431 \Rightarrow M_t^x = 7.163\text{KNm}$$

$$M_t^y = 0.85 \times 6.203 \Rightarrow M_t^y = 5.272\text{KNm}$$

$$M_a = -0.3 \times 8.431 \Rightarrow M_a = -2.52\text{KNm}$$

- **Etat limite de compression de béton :**  $\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \bar{\sigma}_{bc}$

**Sens x-x :**  $y = 3.673\text{cm}$  ;  $I = 11319.623\text{cm}^4$

$$\sigma_{bc} = 2.352\text{MPa} \leq \bar{\sigma} = 15\text{MPa}$$

**Sens y-y :**  $y = 3.558\text{cm}$  et  $I = 10011.775\text{cm}^4$

$$\sigma_{bc} = 1.879 \leq 15\text{MPa} \dots\dots\dots \text{c'est vérifié.}$$

**b) Etat limite d'ouverture des fissures**

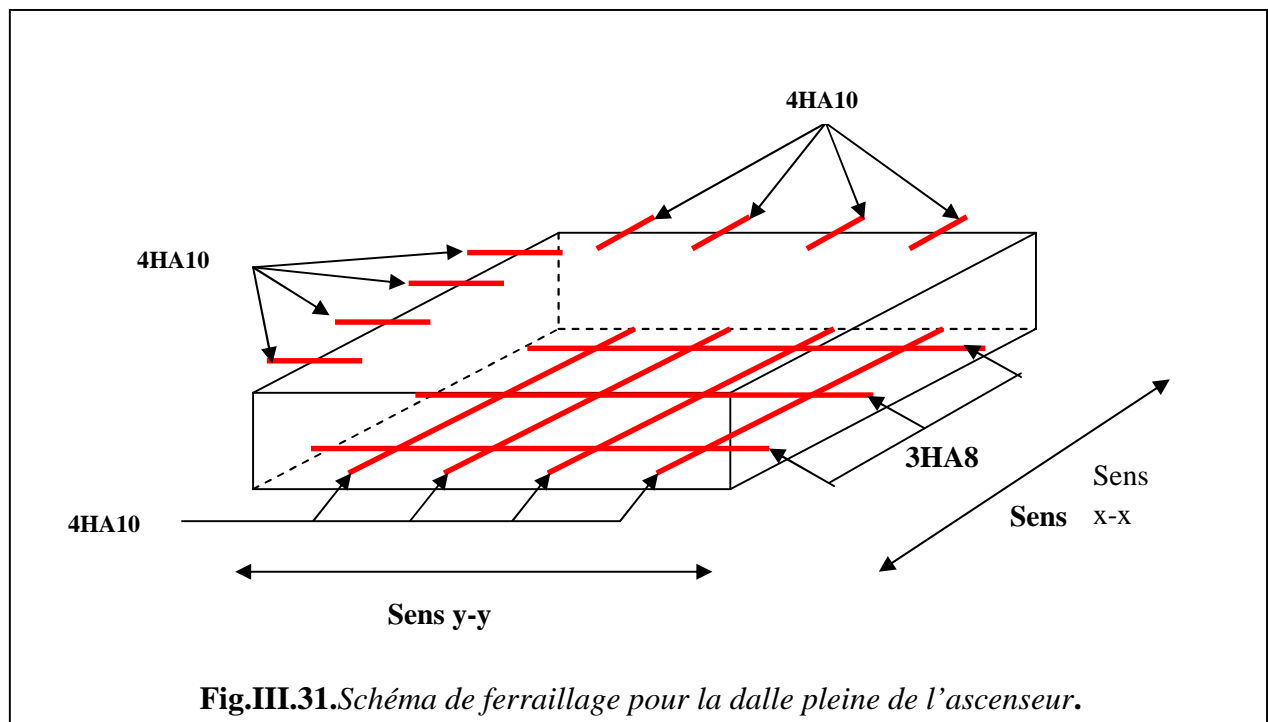
La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

**c) Vérification de la flèche**

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

- $h/l = 0.11 \geq 1/16 = 0.06$  ;
- $h/l = 0.11 \geq \frac{M_t}{20 \times M_0} = 0.042$
- $\frac{A}{b_0 \times d} = 0.00184 < \frac{4.2}{f_e} = 0.01$

Les trois conditions de la flèche sont vérifiées. La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

**5. Schéma de ferrailage****III.8. Conclusion :**

On se basant sur la réglementation à savoir le BAEL91, CBA93, RPA99/2003.....on a put avoir la section d'armature la plus favorable pour les éléments secondaires (les poutrelles, les balcons et les dalles pleines, l'escalier et ses composant, l'ascenseur ; poutre de chaînage/palières et l'acrotère) et ainsi les ferrailer afin qu'ils résistent et supportes les charges appliquées (CHAPITRE II) tout en respectant l'aspect architecturale, financier .....

## Introduction

L'étude sismique d'une structure vise à assurer une protection acceptable 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 les règles parasismiques Algériennes.

### IV.1.Méthode de calcul :

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003), le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

1. Par la méthode statique équivalente ;
2. Par la méthode d'analyse modale spectrale ;
3. Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

#### IV.1.1.Méthode statique équivalente :

##### A. Principe :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

La structure peut être modélisée comme une console encastrée dans le sol et dont laquelle les différents étages sont représentés par des masses ponctuelles de même centre de gravité, de même propriétés d'inertie.

##### B. Conditions d'application :

La méthode statique équivalente est applicable dans les conditions suivantes :

Le bâtiment ou le bloque étudié, respecte les conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus 65 m en zone I et IIa et 30m en zone IIb et III.

Le bâtiment ou le bloque étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions énoncées en haut, d'autres conditions complémentaires énumérées dans le **RPA99/version 2003** (article 4.1.2).

##### C. Calcul de la force sismique totale :

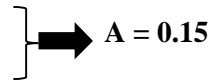
L'effort sismique total V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions, horizontales et orthogonales, selon la formule :

$$V = \frac{A * D * Q}{R} * W$$

Avec :

**A** : coefficient d'accélération de la zone, dépend du groupe d'usage de la structure et de la zone sismique.

Dans notre cas : - Groupe d'usage 2



Zone sismique : IIa

**R** : coefficient de comportement global de la structure.

Valeur donnée par le tableau (4.3) du RPA 99 /2003 en fonction du système de contreventement. (Contreventement mixte) ⇒ **R = 5**

**Q** : facteur de qualité : il est fonction de :

**Tableau IV : facteur de qualité**

Conditions	Observations	pénalités	
Conditions minimales sur les files de contreventement	Non observés	0,05	0,05
Redondance en plan	Non observé	0,05	0,05
Régularité en plan	Non observé	0,05	0,05
Régularité en élévation	Non observé	0,05	0
Contrôle de qualité des matériaux	Non observé	0,05	0,05
Contrôle de qualité de l'exécution	observé	0	0
		Sens x	Sens y

Sa valeur est donnée par la formule :  $Q = 1 + \sum_1^6 p_q$ .

$p_q$  : est la pénalité à retenir selon que les critères de qualité q est satisfait ou non.

Sa valeur est donnée par le tableau (4.4) du RPA99/2003. **Q<sub>x</sub> = 1.25 / Q<sub>y</sub> = 1.20**

**W** : poids total de la structure :  $W = \sum_1^8 W_i$ , avec :  $W_i = W_{Gi} + \beta * W_{Qi}$

$W_{Gi}$  : Poids dus aux charges permanentes et à celles des équipements éventuellement fixes de la structure.

$W_{Qi}$  : Charge d'exploitation.

$\beta$  : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, il est donné par le tableau 4.5 du RPA 99/2003.

**W = 18656,578 KN.**

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

Il est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure T.

**D. Estimation de la période fondamentale de la structure :**

Selon le RPA 99/2003 (article 4.2.4), la période empirique peut être calculée de deux manières :

$$T = C_T * (h_N)^{3/4} \quad \text{avec :}$$

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

$$\Rightarrow h_N = 24.48 \text{ m.}$$

$C_T$  : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage.

$$\Rightarrow C_T = 0,05 \text{ (tableau 4.6 du RPA 99/2003).} \quad \text{D'où : } T = 0,55\text{s.}$$

$$T = 0,09 \cdot \frac{h_N}{\sqrt{L}}$$

$D$  : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

On prend la plus petite valeur pour  $T$ .

$$\begin{cases} L_x = 24.19 \text{ m} \\ L_y = 10.65 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.449 \text{ sec} \\ T_y = 0.546 \text{ sec} \end{cases}, \text{Après Majoration} \begin{cases} T_x = 0.584 \text{ sec} \\ T_y = 0.715 \text{ sec} \end{cases}$$

**Valeur de  $T_1$  et  $T_2$  :**

$T_1, T_2$  périodes caractéristiques associées à la catégorie de site ( RPA99/2003 tableau 4.7)

$$\text{Sol ferme} \Rightarrow \text{site } S_2 \Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ sec} \\ T_2 = 0.4 \text{ sec} \end{cases}$$

$$D = 2.5 \eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3}, T_2 < T < 3 \text{ sec}$$

$$\text{Tel que : } \eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \rightarrow \text{facteur de correction d'amortissement.}$$

$\xi$  (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de remplissage (RPA 99/2003 tableau 4.2).

Portique auto stable  $\rightarrow \xi = 7\%$ .

Voiles  $\rightarrow \xi = 10\%$ .

Donc, pour une construction mixte on prend la moyenne  $\Rightarrow \xi = 8,5\%$ .

$$\begin{cases} D_x = 1.65 \\ D_y = 1.9 \end{cases}$$

Donc,

$$V_x = 1152.976KN$$

$$V_y = 1276.11 KN$$

### IV.1.2. Méthodes d'analyse dynamique :

**Modale spectrale :** cette méthode peut être utilisée dans tout les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

**Principe :** Il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul.

Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

**Les hypothèses :** les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux (nœuds maîtres).

Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.

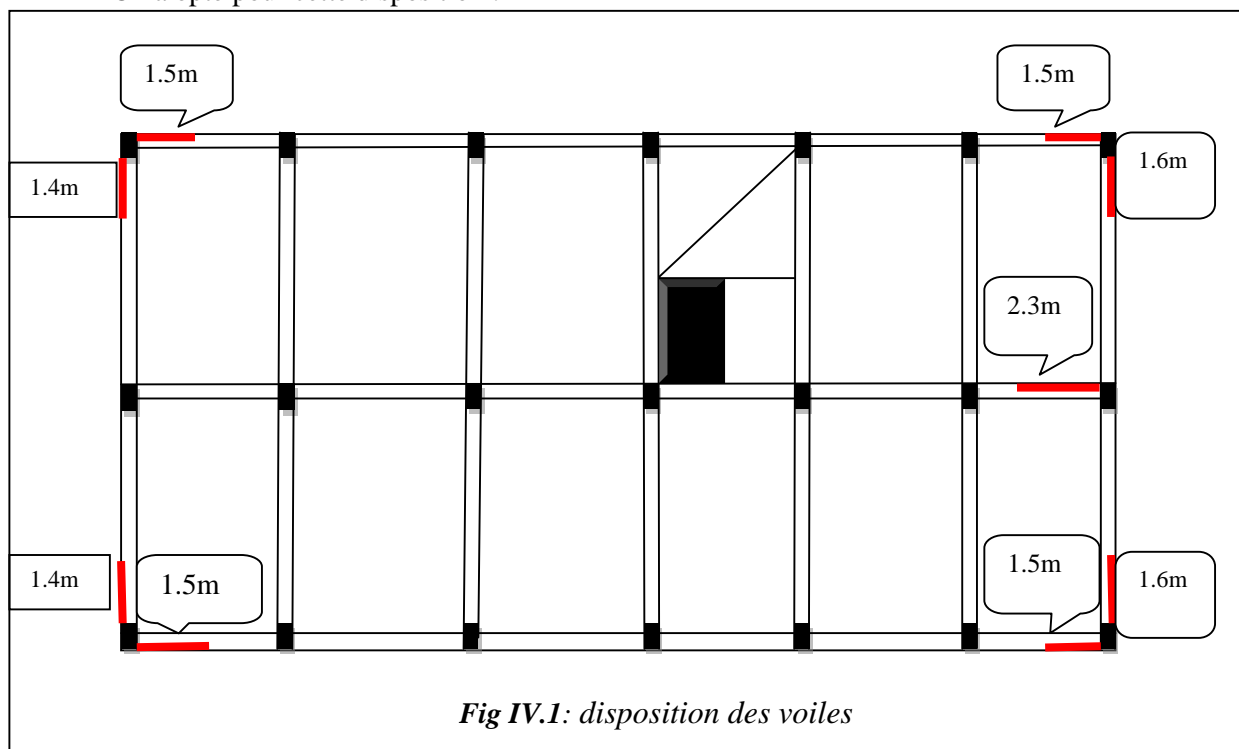
Le nombre de mode à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation des masses modales atteint au moins 90% de la masse globale de la structure.

#### IV.1.2.1. Modélisation de la structure :

La forme architecturale de la structure à étudier, nous à pousser à une recherche d'un bon comportement dynamique qui peut résister aux différentes sollicitations.

La hauteur du bâtiment dépasse les 20 mètres, donc selon **RPA99/2003 (article 3.4)** on doit introduire des voiles

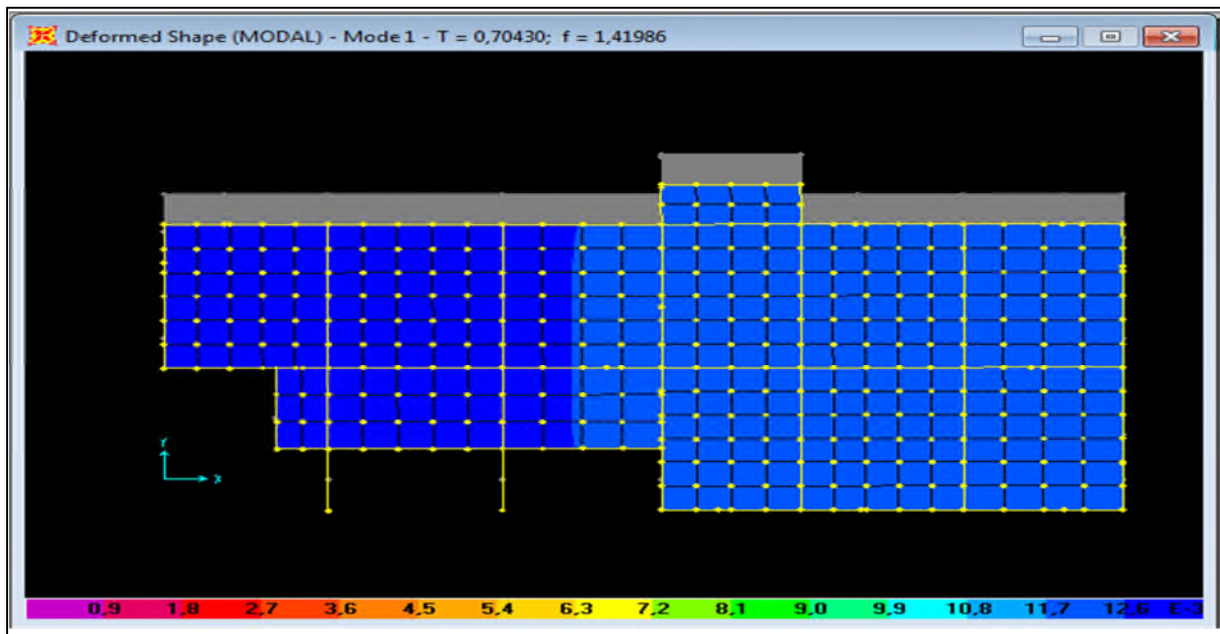
On a opté pour cette disposition :





### IV.1.2.2. Analyse du comportement de la structure :

#### Mode 1 :

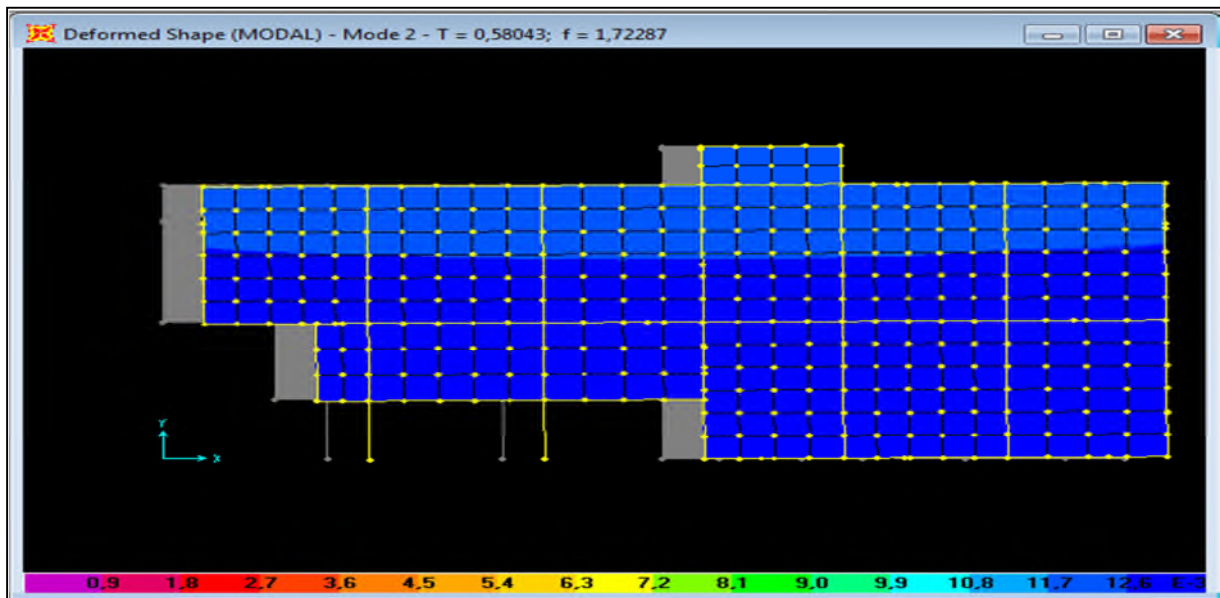


*Fig IV.2: premier mode de déformation (translation suivant y)( $T=0.704$  sec)*

**Analyse des résultats :** la participation modale du premier mode suivant (y) est prépondérante, un mode de translation suivant cette direction.

On remarque aussi que la période fondamentale de vibration ( $T=0.704$  s) est inférieure à celle calculée par les formules empiriques du RPA majorées de 30%. ( $T=0.715$ ).

#### Mode 2 :

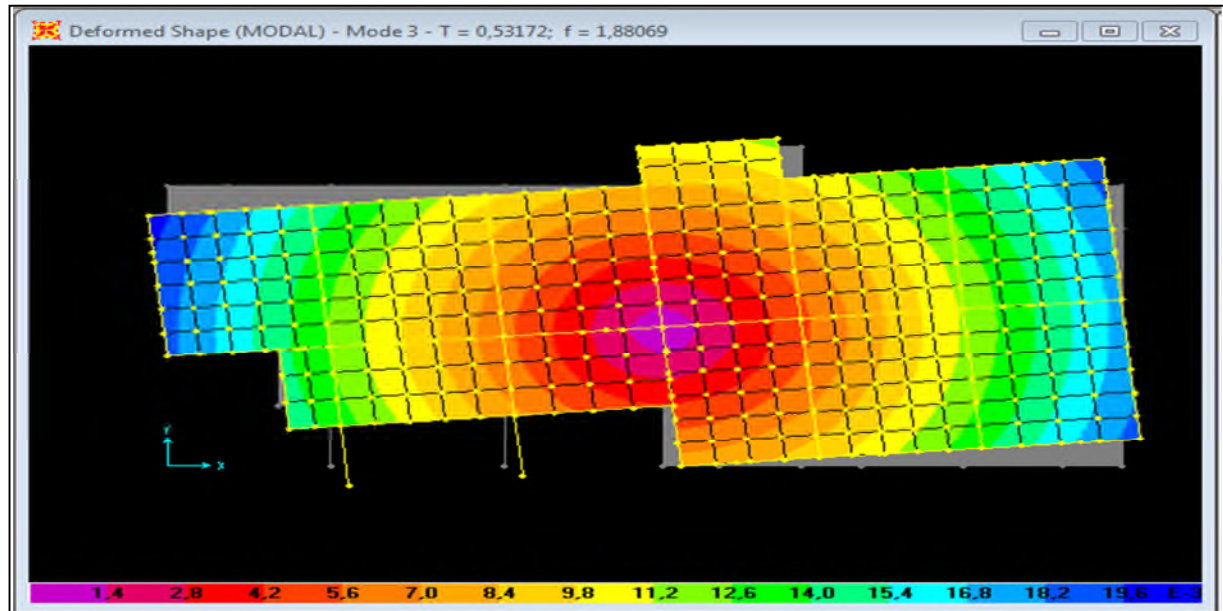


*Fig IV.3: deuxième mode de déformation (translation suivant x) ( $T=0.580$  sec)*

**Analyse des résultats :** la participation modale du deuxième mode suivant (x) est prépondérante, un mode de translation suivant cette direction.

On remarque aussi que la période fondamentale de vibration( $T=0.580$ ) est inférieure à celle calculée par les formules empiriques du RPA majorées de 30%. ( $T=0.584$ )

**Mode 3 :**



*Fig IV.4 : troisième mode de déformation (rotation suivant z) ( $T=0.531$  sec)*

➤ **Période de vibration et taux de participation des masses modales:**

Période de vibration et taux de participation des masses modales:

**Tableau IV.2 : Période de vibration et taux de participation des masses modales**

Modes	Périodes (s)	INDIVIDUAL MODE (PERCENT)			CUMULATIVE SUM (PERCENT)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	0,704296	0,000002536	0,74684	0,000002303	0,000002536	0,74684	0,000002303
2	0,580428	0,74536	0,000004806	0,00001663	0,74536	0,74685	0,00001893
3	0,531721	0,00198	0,00011	0,000006286	0,74734	0,74696	0,00002522
4	0,211581	5,804E-07	0,12479	0,000007656	0,74734	0,87176	0,00003287
5	0,174963	0,13206	4,421E-07	0,00009273	0,8794	0,87176	0,00013
6	0,153284	0,000007035	0,00019	0,00001534	0,87941	0,87195	0,00014
7	0,105369	3,034E-07	0,05062	0,00012	0,87941	0,92256	0,00026
8	0,086241	0,05069	0,000004292	0,00045	0,9301	0,92257	0,00071
9	0,073802	0,00002168	0,00002906	0,28048	0,93012	0,9226	0,2812
10	0,073308	0,000003292	0,00125	0,00671	0,93013	0,92385	0,28791
11	0,066733	0,000006315	0,00001221	0,0842	0,93013	0,92386	0,37211
12	0,065316	0,000001134	0,00811	0,10653	0,93013	0,93197	0,47863

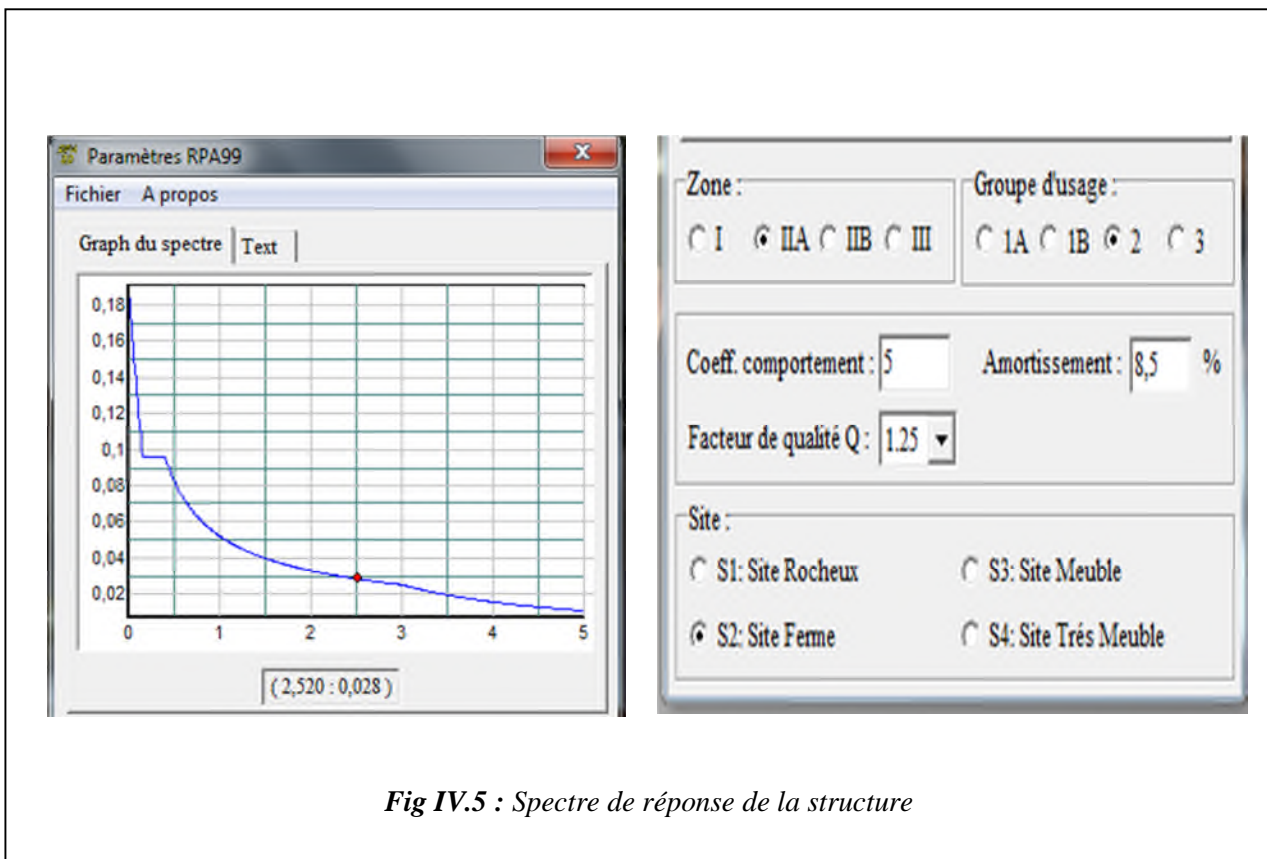
**IV.1.2.3. Analyse spectrale :**

➤ **Spectre de réponse :** La réponse d'une structure à une accélération dynamique est fonction de l'amortissement ( $\xi$ ), et de la pulsation ( $\omega$ ). Donc, pour des accélérogrammes donnés, si on évalue les réponses maximales en fonction de la période (T), on obtient plusieurs points sur un graphe qui est nommé spectre de réponse, et qui aide à faire une lecture directe des déplacements maximaux d'une structure. L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left[ 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} & \dots\dots\dots T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & \dots\dots\dots T_1 \leq T \leq 3 \text{ sec} \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \frac{Q}{R} & \dots\dots\dots T \geq 3 \text{ sec} \end{cases}$$

➤ **Représentation graphique du spectre de réponse de calcul :**

L'excitation du modèle par le spectre du RPA, nous permet d'évaluer sa réponse sismique.



*Fig IV.5 : Spectre de réponse de la structure*

## IV.2 Justification de l'interaction voile-portique :

Les tableaux(IV.3) et (IV.4) illustrent respectivement la justification de l'interaction sous charges horizontales et verticales. L'article (3.4.A.4.a) du RPA99/version2003 stipule que pour les constructions à contreventement mixte, les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales. Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques qui doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

### IV.2.1 Sous charges verticales :

-Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques : 
$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\%$$

-Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles : 
$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\%$$

Les résultats de l'interaction sous charges verticales sont présentés sur le tableau suivant :

**Tableau IV.3 : Interaction sous charges verticales**

niveaux	Les charges reprises (KN)		Pourcentages repris	
	Portiques	Voiles	Portiques %	Voiles %
2	18861,77	2961,876	<b>86,42813396</b>	<b>13,571866</b>
3	16800,696	2667,59	<b>86,29776653</b>	<b>13,702233</b>
4	13974,544	2386,786	<b>85,41202946</b>	<b>14,587971</b>
5	11351,372	2001,666	<b>85,00965848</b>	<b>14,990342</b>
6	8686,446	1655,588	<b>83,99165967</b>	<b>16,00834</b>
7	6204,231	1215,478	<b>83,61825241</b>	<b>16,381748</b>
8	3715,83	796,23	<b>82,35329317</b>	<b>17,646707</b>
9	1443,616	335,61	<b>81,13730352</b>	<b>18,862696</b>

D'après le tableau IV.3, on voit bien que l'interaction sous charges verticales est vérifiée.

### IV.2.2. Sous charges horizontales :

-Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques 
$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\%$$

- Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles : 
$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\%$$

Les résultats de l'interaction sous charges horizontales sont présentés sur le tableau suivant :

**Tableau IV.4 : Interaction sous charges horizontales**

niveaux	SENS(X.X)				SENS(Y.Y)			
	Portiques (KN)	Voiles (KN)	Portiques %	Voiles %	Portiques (KN)	Voiles (KN)	Portiques %	Voiles %
2	294,226	694,561	<b>29,75626</b>	<b>70,24374</b>	327,874	525,347	<b>38,427793</b>	<b>61,572207</b>
3	392,284	575,175	<b>40,54787</b>	<b>59,45213</b>	423,54	437,009	<b>49,2174182</b>	<b>50,782581</b>
4	400,307	486,112	<b>45,16002</b>	<b>54,83998</b>	388,993	393,588	<b>49,7064202</b>	<b>50,293579</b>
5	422,46	369,66	<b>53,33283</b>	<b>46,66717</b>	395,277	299,363	<b>56,9038639</b>	<b>43,096136</b>
6	333,899	339,273	<b>49,60084</b>	<b>50,39916</b>	306,658	282,446	<b>52,0549852</b>	<b>47,945014</b>
7	321,829	205,858	<b>60,98862</b>	<b>39,01138</b>	282,809	179,886	<b>61,1221215</b>	<b>38,877878</b>
8	217,513	143,266	<b>60,28982</b>	<b>39,71018</b>	185,514	132,224	<b>58,3858399</b>	<b>41,614160</b>
9	197,149	70,064	<b>73,77972</b>	<b>26,22028</b>	175,025	66,744	<b>72,393483</b>	<b>27,606517</b>

Les portiques reprennent au moins 25% de l'effort tranchant d'étage dans tous les niveaux.

### IV.3. Vérification de la résultante de la force sismique :

Selon **RPA99V2003 (Article 4.3.6)**, la résultante des forces sismiques à la base obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente.

**Tableau IV.5: Vérification de l'effort tranchant à la base.**

Résultats des forces sismiques	$V_{dyn}$ (KN)	$V_{sta}$ (KN)	$V_{dyn} / V_{sta}$
Sens x-x	1062,548	-1324,617	<b>-0,802155</b>
Sens y-y	934,82	-1156,708	<b>-0,8081728</b>

### IV.4. Vérification de l'effort normale réduit :

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} < 0.30 \quad (\text{Article 7.1.3.3) RPA99V2003.}$$

Avec :

$N_d$  : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

$B_c$  : Aire (section brute) de cette dernière

$f_{cj}$  : Résistance caractéristique du béton = 25 MPa

**Tableau IV.5: Vérification de l'effort normal réduit.**

niveaux	B (cm <sup>2</sup> )	N (KN)	V	Observation
2	3600	-2040,952	<b>-0,22677244</b>	Vérifiée
3	3600	-1773,165	<b>-0,19701833</b>	Vérifiée
4	3025	-1490,064	<b>-0,19703326</b>	Vérifiée
5	3025	-1217,293	<b>-0,16096436</b>	Vérifiée
6	2500	-946,966	<b>-0,15151456</b>	Vérifiée
7	2500	-684,583	<b>-0,10953328</b>	Vérifiée
8	2025	-421,201	<b>-0,0832002</b>	Vérifiée
9	2025	-165,237	<b>-0,03263941</b>	Vérifiée

L'effort normal réduit est donc vérifié à tous les niveaux.

#### **IV.5. Justification vis-à-vis de déplacement : (Article 4.4.3) RPA 99/V2003.**

Le déplacement horizontal à chaque niveau (k) de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad \text{Formule (4-19).}$$

$\delta_{ek}$  : Déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement (R = 5).

Le déplacement relatif de niveau (k) par rapport au niveau (k-1) est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad \text{Formule (4-20).}$$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré (Article 5.10) RPA99/2003.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci- après :

**Tableau. IV. 6: Vérification des déplacements relatifs (sens x-x).**

Niveaux	Sens X – X						Observation
	$\delta_{ek}$ (m)	$\delta_k$ (m)	$\delta_{k-1}$ (m)	$\Delta_k$ (m)	$h_k$ (m)	$\Delta_k/h_k$ (%)	
2	0,0006	<b>0,003</b>	<b>0</b>	<b>0,003</b>	<b>3,06</b>	<b>0,00098039</b>	<b>vérifiée</b>
3	0,0017	<b>0,0085</b>	<b>0,003</b>	<b>0,0055</b>	<b>3,06</b>	<b>0,00179739</b>	<b>vérifiée</b>
4	0,0031	<b>0,0155</b>	<b>0,0085</b>	<b>0,007</b>	<b>3,06</b>	<b>0,00228758</b>	<b>vérifiée</b>
5	0,0046	<b>0,023</b>	<b>0,0155</b>	<b>0,0075</b>	<b>3,06</b>	<b>0,00245098</b>	<b>vérifiée</b>
6	0,0059	<b>0,0295</b>	<b>0,023</b>	<b>0,0065</b>	<b>3,06</b>	<b>0,00212418</b>	<b>vérifiée</b>
7	0,0072	<b>0,036</b>	<b>0,0295</b>	<b>0,0065</b>	<b>3,06</b>	<b>0,00212418</b>	<b>vérifiée</b>
8	0,0082	<b>0,041</b>	<b>0,036</b>	<b>0,005</b>	<b>3,06</b>	<b>0,00163399</b>	<b>vérifiée</b>
9	0,009	<b>0,045</b>	<b>0,041</b>	<b>0,004</b>	<b>3,06</b>	<b>0,00130719</b>	<b>vérifiée</b>

**Tableau. IV. 7: Vérification des déplacements relatifs (sens y-y).**

Niveaux	Sens Y – Y						Observation
	$\delta_{ek}$ (m)	$\delta_k$ (m)	$\delta_{k-1}$ (m)	$\Delta_k$ (m)	$h_k$ (m)	$\Delta_k/h_k$ (%)	
2	0,0007	<b>0,0035</b>	<b>0</b>	<b>0,0035</b>	<b>3,06</b>	<b>0,00114379</b>	<b>vérifiée</b>
3	0,0022	<b>0,011</b>	<b>0,0035</b>	<b>0,0075</b>	<b>3,06</b>	<b>0,00245098</b>	<b>vérifiée</b>
4	0,0041	<b>0,0205</b>	<b>0,011</b>	<b>0,0095</b>	<b>3,06</b>	<b>0,00310458</b>	<b>vérifiée</b>
5	0,0061	<b>0,0305</b>	<b>0,0205</b>	<b>0,01</b>	<b>3,06</b>	<b>0,00326797</b>	<b>vérifiée</b>
6	0,0078	<b>0,039</b>	<b>0,0305</b>	<b>0,0085</b>	<b>3,06</b>	<b>0,00277778</b>	<b>vérifiée</b>
7	0,0094	<b>0,047</b>	<b>0,039</b>	<b>0,008</b>	<b>3,06</b>	<b>0,00261438</b>	<b>vérifiée</b>
8	0,0106	<b>0,053</b>	<b>0,047</b>	<b>0,006</b>	<b>3,06</b>	<b>0,00196078</b>	<b>vérifiée</b>
9	0,0114	<b>0,057</b>	<b>0,053</b>	<b>0,004</b>	<b>3,06</b>	<b>0,00130719</b>	<b>vérifiée</b>

D'après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage, ce qui signifie que la condition est vérifiée.

#### **IV.6. Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ : RPA99/V2003 (Article 5.9).**

Les effets de second ordre (ou effet P- $\Delta$ ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments où la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux.

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0.10 \quad \text{Formule (5.6).}$$

$P_k$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associés au-dessus du niveau (k).

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

$V_k$  : Effort tranchant d'étage au niveau k.

$\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1.

$h_k$  : Hauteur d'étage (k).

Si  $0.10 < \theta_k < 0.20$  : les effets P- $\Delta$  peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1<sup>er</sup> ordre par le facteur :  $\frac{1}{(1-\theta_k)}$

Si  $\theta_k > 0.20$  : La structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

La condition  $\theta \leq 0.1$  est satisfaite, d'où les effets de second ordre ou effet P- $\Delta$  peuvent être négligés.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci- après :

**Tableau. IV.8: Vérification des effets P- $\Delta$  (sens x-x).**

Niveau	Sens X – X					
	$\Delta_k$ (m)	$P_k$ (t)	$V_k$ (t)	$h_k$ (m)	$\theta$	Observation
2	0,003	16503,84	988,787	3,06	0,01636372	vérifiée
3	0,0055	13864,64	967,456	3,06	0,02575839	vérifiée
4	0,007	11323,019	886,419	3,06	0,02922132	vérifiée
5	0,0075	8779,156	792,12	3,06	0,02716449	vérifiée
6	0,0065	6322,95	673,172	3,06	0,01995196	vérifiée
7	0,0065	3865,46	527,687	3,06	0,01556026	vérifiée
8	0,005	1592,125	360,213	3,06	0,00722215	vérifiée
9	0,004	0	267,213	3,06	0	vérifiée

**Tableau. IV.9: Vérification des effets P- $\Delta$  (sens y-y)**

Niveau	Sens Y – Y					
	$\Delta_k$ (m)	$P_k$ (t)	$V_k$ (t)	$h_k$ (m)	$\theta$	Observation
2	0,0035	16503,984	853,221	3,06	0,02212452	vérifiée
3	0,0075	13864,64	860,549	3,06	0,0394887	vérifiée
4	0,0095	11323,019	782,581	3,06	0,04491952	vérifiée
5	0,01	8779,156	694,64	3,06	0,04130204	vérifiée
6	0,0085	6322,95	589,104	3,06	0,02981435	vérifiée
7	0,008	3865,46	462,695	3,06	0,02184112	vérifiée
8	0,006	1592,125	317,738	3,06	0,00982512	vérifiée
9	0,004	0	241,769	3,06	0	vérifiée

On remarque que la condition  $\theta \leq 0.1$  est satisfaite, donc l'effet P- $\Delta$  n'a pas d'influence sur la structure d'où les effets du 2<sup>o</sup> ordre peuvent être négligés.



**IV.7. Conclusion :**

Nous avons opté pour la disposition des voiles qui nous a donné les meilleurs résultats vis-à-vis de l'interaction voiles-portiques (horizontale et verticale).

Toutes les étapes de l'étude dynamique à savoir la vérification de la période, le comportement de la structure, l'interaction voiles-portiques, l'effort normal réduit, et elles découlent toutes de la disposition des voiles.

La satisfaction de toutes les exigences de l'étude dynamique n'est pas une chose aisée pour tout type de structures, car des contraintes architecturales peuvent entravée certaines étapes.

Dans notre cas, on a pu vérifier toutes les exigences de l'étude dynamique, selon le RPA99/2003.

## 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 contre le séisme, cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils reprennent tous genres de sollicitations.

### V.1. 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 SAP2000.V14 dans l'ordre suivant : **(RPA99/2003)**.

1.35 G + 1.5 Q.....(1)

G + Q.....(2)

G + Q + E.....(3)

G + Q – E.....(4)

0.8 G +E.....(5)

0.8 G – E.....(6)

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.1.1. Recommandations du RPA99/2003:

##### A. 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 II

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 (II<sub>a</sub>).

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).

$$h' = \text{Max} \left( \frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right)$$

$$l' = 2 \times h'$$

$h_e$  : La hauteur d'étage.

$b_1, h_1$  : Dimensions de la section transversale du poteau.

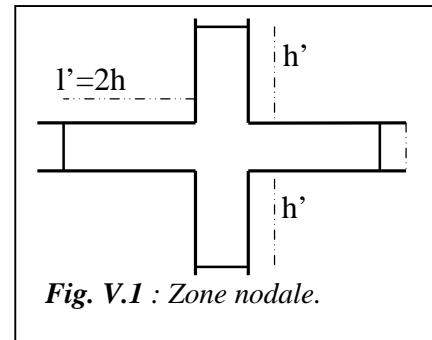


Fig. V.1 : Zone nodale.

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du RPA99/V2003 sont apportées dans le tableau suivant :

**Tableau V.1: Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.**

Niveau	section du poteau (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> ) Zone courante	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> ) zone de recouvrement
RDC et 1 <sup>er</sup> étage	60×60	28.8	144	216
2 et 3 <sup>ème</sup> étage	55×55	24.2	121	181.5
4 et 5 <sup>ème</sup> étage	50×50	20.0	100	150
6 et 7 <sup>ème</sup> étage	45×45	16.2	81	121.5

**B. 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'élancement géométrique " $\lambda_g$ " dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

$t$  : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminé dans la formule précédente; par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit :

**Dans la zone nodale :**  $t \leq \text{Min}(10\phi_l, 15 \text{ cm})$ . 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 :**

$\frac{A_t}{t \cdot b_1}$  En % est donnée comme suit :

$$A_t^{\min} = 0.3\% (t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$A_t^{\min} = 0.8\% (t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \leq 3$$

si :  $3 < \lambda_g < 5$  Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

$\lambda_g$  : est l'élancement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) ; \text{ Avec } a \text{ et } b, \text{ dimensions de la section droite du poteau dans la direction de}$$

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.

### V.1.2. Les sollicitations dans les poteaux :

**Tableau V.2 Les sollicitations dans les poteaux**

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)
<b>RDC et 1<sup>er</sup> étage</b>	2040.952	45.264	124.452	1560.252	48.759	18.78
<b>2 et 3<sup>ème</sup> étage</b>	1523.466	27.492	88.717	238.825	64.9	5.488
<b>4 et 5<sup>ème</sup> étage</b>	972.906	22.137	71.238	218.496	52.761	3.037
<b>6 et 7<sup>ème</sup> étage</b>	434.661	25.770	55.589	33.288	3.355	8.676

### V.1.3 Calcul du ferrailage :

#### A. Armatures longitudinales

Le tableau résume le calcul des armatures pour les différents poteaux des différents niveaux.

**Tableau V.3.Ferrailage des poteaux :**

Niveau	sections	A' (cm <sup>2</sup> )	A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>RPA</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adap</sub> (cm <sup>2</sup> )	barres
RDC et 1 <sup>er</sup> étage	60×60	0	18.9	28.8	31.29	8T20 + 4T14
2 et 3 <sup>ème</sup> étage	55×55	0	15.88	24.2	31.29	8T20 + 4T14
4 et 5 <sup>ème</sup> étage	50×50	0	13.12	20	22.24	8T16 + 4T14
6 et 7 <sup>ème</sup> étage	45×45	0	10.63	16.20	18.47	12T14

#### B. Armatures transversales : (Article 7.4.2.2).

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :  $\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$

**Tableau V.4 : Calcul des armatures transversales :**

Sections (cm <sup>2</sup> )	$\Phi_l^{min}$ cm	Vd (KN)	lr cm	t zone nodale	t zone courante	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
60×60	1.4	82.236	48	10	15	0.19	4.95	6.28	8HA10
55×55	1.4	77.57	48	10	15	0.19	4.53	4.71	6HA10
50×50	1.2	69.193	48	10	15	0.19	4.12	4.71	6HA10
45×45	1.2	52.354	48	10	15	0.16	3.71	4.71	6HA10

### V.1.4 .Vérifications :

#### a) 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.

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 sa section réelle un centième d'épaisseur sur toute sa périphérie ;

$\gamma_b = 1.5, \gamma_s = 1.15$

$\alpha$  : est un coefficient fonction de l'élançement mécanique  $\lambda$  qui prend les valeurs :

$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} \dots \dots \dots \text{pour } \lambda \leq 50.$

$\alpha = 0.6 \left( \frac{\lambda}{50} \right)^2 \dots \dots \dots \text{pour } 50 < \lambda \leq 70.$

Si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours, alors on remplace  $\alpha$  par  $\alpha / 1.10$ .

L'élançement mécanique est donné par :

$$\begin{cases} \lambda = 3.46 \times l_f / b & \text{pour les sections rectangulaires.} \\ \lambda = 4 \times l_f / f & \text{pour les sections circulaires.} \end{cases}$$

$l_f$  : Longueur de flambement ( $0.7 * l_0 = 1.204$  m),  $l_0$  : hauteur libre d'étage = (h - h<sub>poutre</sub>)

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.

$N_d = 2040.95$  KN

$l_f = 182.7$  cm  $\rightarrow \lambda = 10.53 < 50 \rightarrow \alpha = 0.834 / 1.10 = 0.758$

$Br = (0.60 - 0.02) \times (0.60 - 0.02) = 0.3364$  m<sup>2</sup>.

$N_u = 12.97$  MN

$N_d = 2.04095$  MN  $< 12.97$  MN  $\rightarrow$  pas de risque de flambement.

Les résultats des calculs effectués sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau V.5. Vérification du flambement pour les poteaux :**

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	$l_0$ (cm)	$l_f$ (cm)	$\lambda$	$\alpha$	$As$ (cm <sup>2</sup> )	$Br$ (m <sup>2</sup> )	$N_u$ (MN)	$N_d$ (MN)	Obs.
RDC et 1 <sup>er</sup> étage	60x60	261	1827	10.53	0.758	31.29	0.3364	12.97	2.04	vérifiée
2 et 3 <sup>ème</sup> étage	55x55	261	1827	11.49	0.756	31.29	0.2809	12.32	1.523	vérifiée

<b>4 et 5<sup>ème</sup> étage</b>	<b>50×50</b>	261	1827	12.64	0.753	22.24	0.2304	<b>9.03</b>	<b>0.972</b>	<b>vérifiée</b>
<b>6 et 7<sup>ème</sup> étage</b>	<b>45×45</b>	261	1827	14.04	0.748	18.47	0.1849	<b>7.36</b>	<b>0.434</b>	<b>vérifiée</b>

Commentaire : On voit bien que  $N_{max} < N_u$  pour tous les niveaux, donc il n'y pas de risque de flambement.

**b) Vérification des contraintes de compression :**

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression du béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque

$$\text{niveau.} \begin{cases} \sigma_{b1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}}{I_{gg}} v \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_{b2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_{ser}}{I_{gg}} v' \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_{sc} = 15 \left[ \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}}{I_{gg}} (v - d') \right] \leq \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa, FN} \\ \sigma_s = 15 \left[ \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}}{I_{gg}} (v - d') \right] \leq \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa, FN} \end{cases}$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A_s' \times (v - d')^2 + 15 \times A_s \times (d - v)^2$$

$$A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A_s \times (d - v)^2$$

$$v = \frac{1}{B} \times \left( \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d \right)$$

$$v' = h - v \text{ Et } d = 0.9 \times h$$

$$B = b \times h + 15 \times A_s$$

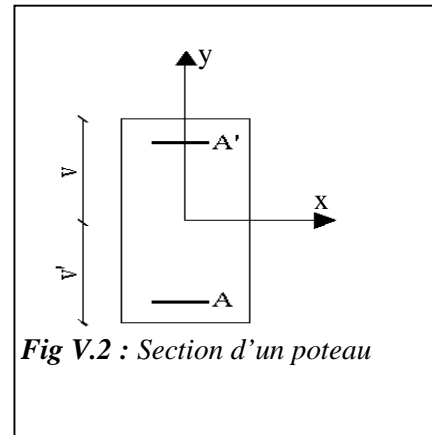


Fig V.2 : Section d'un poteau

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.6. Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux :**

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	d (cm)	As (cm <sup>2</sup> )	v (cm)	v' (cm)	I <sub>gg</sub> (m <sup>4</sup> )	N <sub>ser</sub> (KN)	M <sub>ser</sub> (KN.m)	σ <sub>1</sub> (MPa)	σ <sub>2</sub> (MPa)	σ <sub>sc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)
<b>RDC et 1<sup>er</sup> étage</b>	<b>60×60</b>	57	31.29	58.72	1.28	0.04	1483.068	32.85	<b>4.419</b>	<b>3.93</b>	<b>65.92</b>	<b>63.9</b>
<b>2 et 3<sup>ème</sup> étage</b>	<b>55×55</b>	52	31.29	53.61	1.39	0.028	1106.782	19.83	<b>3.85</b>	<b>3.464</b>	<b>57.43</b>	<b>54.72</b>
<b>4 et 5<sup>ème</sup> étage</b>	<b>50×50</b>	47	22.24	48.49	1.51	0.019	707.238	15.94	<b>3.06</b>	<b>2.64</b>	<b>45.58</b>	<b>41.94</b>
<b>6 et 7<sup>ème</sup> étage</b>	<b>45×45</b>	42	18.47	43.35	1.65	0.012	316.108	18.77	<b>2.1</b>	<b>1.42</b>	<b>30.95</b>	<b>26.01</b>

On voit bien que  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$  dans les poteaux pour tous les niveaux, donc la contrainte de compression dans le béton est vérifiée.

### C. Vérification des sollicitations tangentés

Selon *le RPA 99/2003 (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 :

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \quad \text{Tel que : } \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d}$  : La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique.

Les résultats de calculs effectués sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau V.7 : Vérification des sollicitations tangentés**

Niveau	Sections (cm <sup>2</sup> )	l <sub>f</sub> (m)	λ <sub>g</sub>	ρ <sub>d</sub>	d (cm)	V <sub>u</sub> (KN)	τ <sub>bu</sub> (MPa)	τ̄ <sub>bu</sub> (MPa)	Obs.
RDC et 1 <sup>er</sup> étage	60×60	182.7	3.045	0.04	57	82.236	0.240	1	vérifiée
2 et 3 <sup>ème</sup> étage	55×55	182.7	3.321	0.04	52	77.57	0.271	1	vérifiée
4 et 5 <sup>ème</sup> étage	50×50	182.7	3.654	0.04	47	69.193	0.294	1	vérifiée
6 et 7 <sup>ème</sup> étage	45×45	182.7	4.06	0.04	42	52.354	0.277	1	vérifiée

Du tableau ci-dessus, on déduit que la condition exigée par le RPA99/2003 sur les sollicitations tangentielles est vérifiée pour tous les étages.



**V.1.5. Dispositions constructives**

Longueur des crochets

$$L = 10 \times \phi_t = 10 \times 1 = 10 \text{ cm}$$

**Longueur de recouvrement**

$$L_r \geq 40 \times \phi :$$

$$\phi = 20 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 2 = 80 \text{ cm.}$$

On adopte :  $L_r = 100 \text{ cm.}$

$$\phi = 16 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1.6$$

On adopte :  $L_r = 70 \text{ cm.}$

$$\phi = 14 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1.4$$

On adopte :  $L_r = 60 \text{ cm.}$

Nous montrons sur les figures suivantes les différents schémas de ferrailage adoptés pour les différents poteaux

Tableau V.8 : Schémas de ferrailage des poteaux	
Etages RDC et 1	Etages 2 et 3
<p>e=3 cm</p> <p>3Cadre <math>\phi_{10}</math></p> <p style="text-align: center;">60 cm</p>	<p>e=3 cm</p> <p>3Cadre <math>\phi_{10}</math></p> <p style="text-align: center;">55 cm</p>
Etages 4 et 5	Etages 6 et 7
<p>e=3 cm</p> <p>3Cadre <math>\phi_{10}</math></p> <p style="text-align: center;">50 cm</p>	<p>e=3 cm</p> <p>3Cadre <math>\phi_{10}</math></p> <p style="text-align: center;">45 cm</p>

## V.2. Etude des poutres :

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Après détermination des sollicitations ( $M, T$ ), on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le *RPA99/2003* et celles données par le *BAEL91*.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel SAP2000, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le *RPA99 /2003* suivantes :

$$1.35 \times G + 1.5 \times Q$$

$$G + Q$$

$$G + Q + E$$

*RPA99/ 2003 (article 5.2)*

$$G + Q - E$$

$$0.8 \times G + E$$

$$0.8 \times G - E$$

### V.2.1. Recommandation du RPA99/2003 :

#### A. Coffrage :

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ b_{\max} \leq 1.5h + b_1 \end{cases} \quad \text{et} \quad \frac{h}{b} \leq 4 \quad \text{RPA99/ 2003(article 7.5.1)}$$

#### B. Ferrailage :

##### ✓ Les armatures longitudinales RPA 99/2003 (article 7.4.2.1):

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section de la poutre.  $A_l^{\min} = 0.5\% b * h$ .

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

4% de la section de la poutre en zone courante.

6% de la section de la poutre en zone de recouvrement.

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

La longueur minimale des recouvrements est de :

$$40\phi \text{ En zone II}_a.$$

avec :  $\phi_{\max}$  : est le diamètre maximale utilisé.

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être correctement effectué, 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).

Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées, néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un coté 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.

✓ **Les armatures transversales RPA 99/2003 (article 7.5.2.2):**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :  $A_t = 0.003 \times S \times b$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

$$S \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right), \text{ Zone nodale (Zone II).}$$

$$S \leq \frac{h}{2}, \text{ Zone courante (Zone II).}$$

La valeur du diamètre  $\phi_l$  des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

## V.2.2.Ferraillage des poutres :

### V. 2.2 .1. Sollicitation de calculs

Les sollicitations de calcul les plus défavorables sont représentées dans le tableau ci-dessous :

**Tableau V.9: Les sollicitations les plus défavorables dans les poutres principales et secondaires.**

Planchers	Poutre principale			Poutre secondaire		
	M <sub>travée</sub> (KN.m)	M <sub>appuis</sub> (KN.m)	V (KN)	M <sub>travée</sub> (KN.m)	M <sub>appuis</sub> (KN.m)	V(KN)
Etages courant	76.389	107.238	78.446	35.293	52.236	38.377
Terrasse	44.29	67.928	71.237	18.919	26.226	24.636

### V.2.2.2.Les armatures longitudinales :

Pour le ferraillage longitudinal nous avons retenu le ferraillage le plus défavorable pour chaque type de poutres de chaque niveau.

Les résultats de ferraillage sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.10 : Les armatures longitudinales dans les poutres principales.**

Planchers	Type de poutres	Section (cm <sup>2</sup> )	Localisation	A(CAL) (cm <sup>2</sup> )	Amin (cm <sup>2</sup> )	A adoptée (cm <sup>2</sup> )	barres
Etages courant	Principale	30×45	Appui	7.95	6.75	8.01	3HA12+3HA14
			Travée	5.52		8.01	3HA12+3HA14
	Secondaire	30×40	Appui	4.25	6	8.01	3HA12+3HA14
			Travée	2.83		8.01	3HA12+3HA14
Terrasse	Principale	30×45	Appui	4.88	6.75	8.01	3HA12+3HA14
			Travée	3.13		8.01	3HA12+3HA14
	Secondaire	30×40	Appui	2.08	6	8.01	3HA12+3HA14
			Travée	1.49		8.01	3HA12+3HA14

#### ✓ Longueur de recouvrement :

$$L_r \geq 40 \Phi_l \quad \text{RPA/2003 Art (7.5.2.1).}$$

$$\Phi_l = 14\text{mm} \rightarrow L_r \geq 40 \times 1.4 = 56\text{cm, on adopte: } L_r = 60\text{cm.}$$

$$\Phi_l = 12\text{mm} \rightarrow L_r \geq 40 \times 1.2 = 48\text{cm, on adopte: } L_r = 50\text{cm.}$$

$$\Phi_l = 10\text{mm} \rightarrow L_r \geq 40 \times 1 = 40\text{cm, on adopte: } L_r = 40\text{cm.}$$

✓ **Pourcentage total maximum des aciers longitudinaux:**

**En zone courante :**  $A_{\max} = 4\%b \times h = 0.04 \times 45 \times 30 = 54 \text{ cm}^2 > A_{\text{adopté}}$

**En zone de recouvrement:**  $A_{\max} = 6\%b \cdot h = 0.06 \times 30 \times 45 = 81 \text{ cm}^2 > A_{\text{adopté}}$

**V.2.2.3. Les armatures transversales :**

$$\phi \leq \min\left(\phi_l; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \quad \text{BAEL91 (article H.III.3).}$$

✓ **Poutres principales :**

$$\phi \leq \min\left(1.4; \frac{45}{35}; \frac{30}{10}\right) \leq 1.28 \Rightarrow \phi = 8 \text{ mm}$$

Donc on prend  $\phi_t = 8 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$  (un cadre et un étrier).

✓ **Poutres secondaires :**

$$\phi \leq \min\left(1.4; \frac{40}{35}; \frac{30}{10}\right) \leq 1.14 \Rightarrow \phi = 8 \text{ mm}.$$

Donc on prend  $\phi_t = 8 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$  (un cadre et un étrier).

**Calcul des espacements des armatures transversales :**

$$S_{t1} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} \Rightarrow S_{t1} \leq 67 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq \min(0.9 d, 40 \text{ cm}) = 37.8 \text{ cm}$$

**BAEL91 (Article H.III.3)**

$$S_{t3} \leq \frac{0.9 \times f_e \times A_t}{b_0 \times \gamma_s \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} = 55.48 \text{ cm}$$

Calcul des espacements des armatures transversales :

**Selon le RPA 99/2003 (article 7.5.2.2):**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 22.5 \text{ cm}, \text{ On adopte un espacement de } 15 \text{ cm en zone courante.}$$

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_t^{\min}\right) = 11.25 \text{ cm. On adopte } S_t = 10 \text{ cm en zone nodale.}$$

**V.2.2.3. Vérification des sections d'armatures transversales**

$$A_t > 0.003 \times S_t \times b.$$

$$A_t (=2.01 \text{ cm}^2) > 0.003 \times S_t \times b = 1.35 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

**V.2.3. Vérifications à l'ELU :**

**V.2.3.1. Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.52 \text{ cm}^2, \text{ Pour les poutres principales.}$$

$$A_{min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.34 \text{ cm}^2, \text{ Pour les poutres secondaires.}$$

Donc la condition de non fragilité est vérifiée.

### V.2.3.2. Vérification des contraintes tangentielles :

La vérification à faire vis-à-vis de la contrainte tangentielle maximale est celle relative à la fissuration peu nuisible:  $\tau_{bu} = \frac{V_u}{b*d} \leq \bar{\tau} = \min(0.13 \times f_{c28}; 4MPa) = 3.25MPa$ , **BAEL91 (Article H.III)**.

**Tableau V.11 : Vérification des contraintes tangentielles.**

Poutres	$V_u$ (KN)	$\tau_u$ (MPa)	Observation
Principales	78.44	0.622	Vérifiée
Secondaires	38.37	0.304	Vérifiée

Commentaire : Pas de risque de cisaillement et cela pour tout type de poutre.

### V.2.3.3. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :

En appui de rives : 
$$A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$$

En appui intermédiaires : 
$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left( V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d} \right)$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.12 : Vérification au cisaillement.**

Poutres	$A_L$ (cm <sup>2</sup> )	$V_u$ (KN)	$M_a$ (KN.m)	$A_l^{rive}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_l^{int}$ (cm <sup>2</sup> )	Observation
Principale	8.01	78.44	107.23	2.25	-5.90	Vérifiée
Secondaires	8.01	38.37	52.23	1.10	-2.86	Vérifiée

Pas de risque de cisaillement et cela pour tout type de poutre.

## V.2.4. Vérifications à l'ELS :

### V.2.4.1. Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa (contrainte admissible du béton).}$$

$M_{ser}$  : 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.

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

$$\frac{b}{2}y^2 + 15 Ay - 15 A d = 0, \text{ on aura } y.$$

**Tableau V.13 : Vérification de la contrainte limite de béton**

Poutres	Localisation	M <sub>ser</sub> (KN.m)	I (cm <sup>4</sup> )	Y (cm)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)
Poutres principales	Appuis	107.23	354706	26.73	8.08	15
	Travées	76.38	290921	23.86	6.26	15
Poutres secondaires	Appuis	52.23	256736	24.34	4.95	15
	Travées	35.29	212490	21.83	3.95	15

La contrainte limite du béton est vérifiée.

**V.2.4.2. Vérification de la flèche :**

Nous allons évaluer la flèche selon les règles du **BAEL 91(Article B.6.5)** et du **CBA 93**.

Si l'une des conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \tag{1}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \tag{2}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \tag{3}$$

Faisons ces vérifications pour la poutre la plus défavorable.

$$\frac{h}{l} = \frac{40}{535} = 0.074 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Poutres principales :**

Faisons ces vérifications pour la poutre la plus défavorable.

$$\frac{h}{l} = \frac{45}{535} = 0.084 > \frac{M_t}{10M_0} = 0.0427 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{bd} = 0.0063 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

✓ **Poutres secondaires :**

Faisons ces vérifications pour la poutre la plus grande.

$$\frac{h}{l} = \frac{40}{440} = 0.09 > \frac{M_t}{10M_0} = 0.027 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{bd} = 0.0072 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

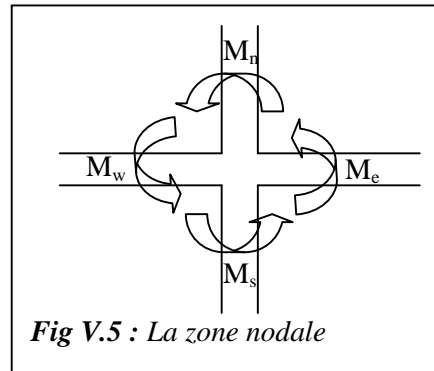
Les trois conditions de flèches étant satisfaites, le calcul des flèches s'avère inutile.

### V.2.5. Vérification des zones nodales :

Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux, le *RPA99addenda2003* (Art.7.6.2) exige que :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times |M_w| + |M_e|$$

Cependant cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux (bâtiments supérieurs à R+2).



#### 1. Détermination du moment résistant dans les poteaux

Le moment résistant ( $M_R$ ) d'une section de béton dépend essentiellement :

Des dimensions de la section du béton.

De la quantité d'armatures dans la section du béton.

De la contrainte limite élastique des aciers

$$M_R = Z \times A_s \times \sigma_s$$

$$Z = 0.85 \times h \quad (h : \text{La hauteur totale de la section du béton}).$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau V.14 : Moments résistant dans les poteaux**

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	Z (m)	As (cm <sup>2</sup> )	M <sub>R</sub> (KN.m)
<b>RDC et 1<sup>er</sup> étage</b>	60×60	<b>0.51</b>	31.29	<b>555.33</b>
<b>2 et 3<sup>ème</sup> étage</b>	55×55	<b>0.467</b>	31.29	<b>508.51</b>
<b>4 et 5<sup>ème</sup> étage</b>	50×50	<b>0.425</b>	22.24	<b>328.92</b>
<b>6 et 7<sup>ème</sup> étage</b>	45×45	<b>0.382</b>	18.47	<b>245.53</b>

#### 2. Détermination du moment résistant dans les poutres :

Les moments résistants dans les poutres sont calculés de la même manière que dans les poteaux ; les résultats de calcul sont injectés directement dans le tableau de vérification des zones nodales (TabV.15).



Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau V.15 : Moments résistant dans les poutres**

Niveaux	Poutres principales (plan YY)			Poutres secondaires (plan XX)		
	Z (cm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	M <sub>r</sub> (KN.m)	Z (cm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	M <sub>r</sub> (KN.m)
RDC et 1 <sup>ème</sup> étage	38.25	8.01	106.6	34	8.01	94.7
2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étage	38.25	8.01	106.6	34	8.01	94.7
4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> étage	38.25	8.01	106.6	34	8.01	94.7
6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup> étage	38.25	8.01	106.6	34	8.01	94.7

**Tableau V.16 : Vérification des zones nodales**

Niveaux	M <sub>s</sub>	M <sub>n</sub>	M <sub>s</sub> +M <sub>n</sub>	Plan	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	1.25 (M <sub>w</sub> + M <sub>e</sub> )	Observation
<b>RDC et 1<sup>er</sup> étage</b>	555.33	555.33	1110.66	XX	94.7	94.7	236.75	<b>Vérifiée</b>
				YY	106.6	106.6	266.5	<b>Vérifiée</b>
<b>2 et 3<sup>ème</sup> étage</b>	508.51	508.51	1017.02	XX	94.7	94.7	236.75	<b>Vérifiée</b>
				YY	106.6	106.6	266.5	<b>Vérifiée</b>
<b>4 et 5<sup>ème</sup> étage</b>	328.92	328.92	657.84	XX	94.7	94.7	236.75	<b>Vérifiée</b>
				YY	106.6	106.6	266.5	<b>Vérifiée</b>
<b>6 et 7<sup>ème</sup> étage</b>	245.53	245.53	490.06	XX	94.7	94.7	236.75	<b>Vérifiée</b>
				YY	106.6	106.6	266.5	<b>Vérifiée</b>

On voit bien que les moments résistants dans les poteaux sont supérieurs aux moments résistant dans les poutres dans les deux sens donc la formation des rotules plastiques se fera dans les poutres et non pas dans les poteaux.

### V.2.7. Schémas de ferrailage des poutres :

Dans notre cas on a un seul type de ferrailage pour toutes les poutres car la section des armatures calculer se rapproche, c'est pour cela qu'on a préféré de mettre le même ferrailage.

Tableau V.17 : Ferrailages des poutres

plancher	Poutre principale/secondaire	
Tous les étages	<p><b>e= 3cm</b></p>	
	<b>Travée</b>	<b>Appui</b>

### V.3. Etude des voiles :

Le RPA 99/ 2003, exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone II<sub>a</sub> (moyenne sismicité).

Les voiles de contreventement peuvent être définis comme étant des éléments verticaux qui sont destinés à reprendre, outre les charges verticales (au plus 20%), les efforts horizontaux (au plus 75%) grâce à leurs rigidités importantes dans leurs plan. Ils présentent deux plans l'un de faible inertie et l'autre de forte inertie ce qui impose une disposition dans les deux sens (x et y).

Un voile travaille comme une console encasté à sa base, on distingue deux types de voiles qui ont des comportements différents :

Voiles élancés :  $\frac{h}{l} > 1.5$

Voiles courts :  $\frac{h}{l} < 1.5$

Un voile est sollicité en flexion composée avec un effort tranchant, d'où on peut citer les principaux modes de rupture suivants :

Rupture par flexion.

Rupture en flexion par effort tranchant.

Rupture par écrasement ou traction du béton.

### V.3.1. Recommandation du RPA :

#### a) Armatures verticales :

Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion. Elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Elles doivent respecter les prescriptions suivantes : L'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue, tel que :  $A_{min} = 0.20\% (L_t \times e)$

$L_t$  : Longueur de la zone tendue.

$e$  : épaisseur du voile.

Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturés avec des cadres horizontaux dont l'espacement  $s_t < e$  ( $e$  : épaisseur de voile).

A chaque extrémités du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile.

Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

#### b) Armatures horizontales :

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants, Elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur de  $10\phi_l$ .

#### c) Armatures transversales :

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement. Elles sont en nombre de quatre épingles par  $1m^2$  au moins.

#### d) Armatures de coutures :

Le long des joints de reprises de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{Vj} = 1.1 \times \frac{V}{f_e} ; \text{avec : } V = 1.4 \times V_u$$

#### e) Règles communes (armatures verticales et horizontales) :

Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) :

$A_{min} = 0.15\%$  de la section du voile, dans la section globale du voile.

$A_{min} = 0.10\%$  de la section du voile, dans la zone courante

$$\phi_l \leq \frac{1}{10} \times e \text{ (Exception faite pour les zones d'about).}$$

L'espacement :  $S_t = \min(1.5 e, 30 \text{ cm})$ .

Les deux nappes d'armatures horizontales doivent être reliées avec au moins quatre épingles par  $m^2$ .

Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Longueurs de recouvrement :

$40\phi$  : Pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts et possible.

$20\phi$  : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

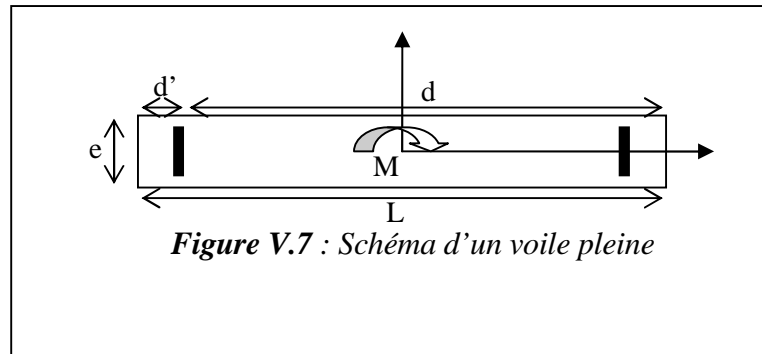
### V.3.2. ferrailage :

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous (M et N) pour une section ( $e \times L$ ) selon la sollicitation la plus défavorable de ce qui suit :

$$N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$$

$$N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$$

$$M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$$



#### ❖ Armatures horizontales :

$$\frac{A_t}{e \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 \times f_{t28} \times K}{0.8 \times f_c \times (\cos \alpha + \sin \alpha)} \left\{ \begin{array}{l} \text{flexion composé} \\ \text{un effort N = compression} \end{array} \right. \Rightarrow k = 1 + \frac{3\sigma_{cm}}{f_{c28}}$$

$$\sigma_{cm} = \frac{N_{\text{compression}}}{b \times h}; \text{ contrainte moyenne de compression.}$$

$$S_t \leq \min(1.5 \times e, 30\text{cm})$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{e \times d} < 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ Mpa.}$$

#### ❖ La longueur de recouvrement :

$$L_r \left\{ \begin{array}{l} 40\phi, \text{ pour les barres situées dans les zones ou le renversement du signe des efforts} \\ \text{est possible.} \\ 20\phi, \text{ pour les barres situées dans les zones comprimées.} \end{array} \right.$$

$$\text{❖ Règles communes : } A_{\min} \left\{ \begin{array}{l} 0.15\% (L_x \times e), \text{ globalement dans la section du voile.} \\ 0.10\% (L_c \times e), \text{ en zone comprimé.} \\ 0.20\% (L_t \times e), \text{ en zone tendue.} \end{array} \right.$$

➤ **Diamètres des barres :**

$$\phi < \frac{1}{10} e$$

➤ **Espacement des barres horizontales et verticales :**

$$S_t \leq 1.5 \times e$$

$$S_t \leq 30 \text{ cm}$$

Les résultats de ferrillages sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous avec :

$A_v^{cal}$  / face : Section d'armature verticale pour une seule face de voile.

$A_{vmin}^{RPA}$  : Section d'armature verticale minimale dans le voile complet.

$A_v^{adap}$  / face : Section d'armature verticale adaptée par face.

Nbre/face : nombre de barres adaptées par face.

$S_t$  : Espacement.

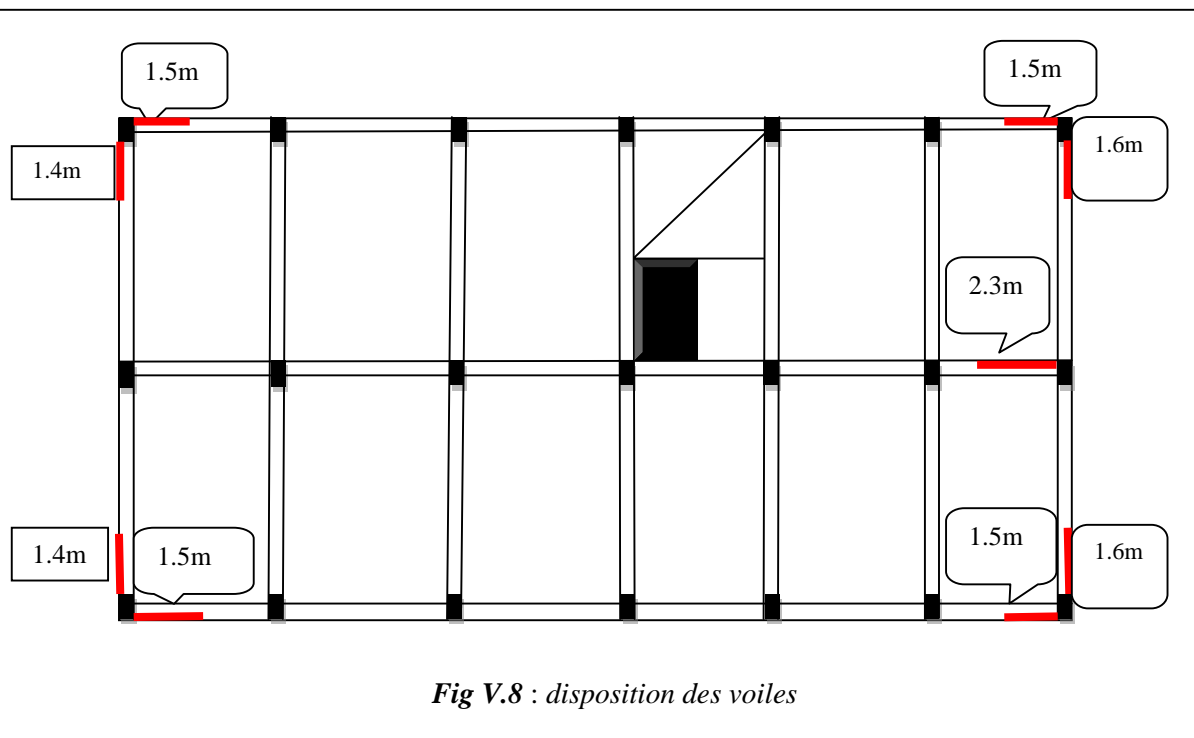
$A_H^{min}$  : Section d'armature horizontale minimale dans le voile complet.

$A_H^{cal}$  : Section d'armature horizontale pour 1mètre linéaire.

$A_H^{adap}$  /ml : Section d'armature horizontale adaptée pour 1mètre linéaire.

$$A_H^{cal} = \frac{A_v^{adpt}}{4}$$

$A_v^{adpt}$  / ml : Section d'armature adoptée par mètre linéaire.



**Fig V.8 : disposition des voiles**

**Les sollicitations dans les voiles**

Le SAP 2000, nous donne les sollicitations (N, M et V) dans chaque voile.

Après avoir comparé les valeurs les plus défavorables des sollicitations, selon les différentes combinaisons d'action citée auparavant.

Les résultats de calcul sont récapitulés dans les tableaux qui suivent :

- **Voile sens XX :**

**Tableau V.18 : ferrailage des voiles  $V_x=2.3m$** 

Niveau	RDC et 1 étage	2 et 3	4 et 5	6 et 7
L (cm)	230	230	230	230
e (cm)	15	15	15	15
M (KN.m)	18.41	-5.453	-21.864	69.818
N (KN)	621.83	565.645	411.409	274.513
V(KN)	24.50	188.97	129.9	60.842
$\tau_U$ (MPa)	1.08	0.852	0.586	0.263
Section	SEC	SEC	SEC	SEC
$A_v^{cal}/face$ (cm <sup>2</sup> )	15.585	7.159	5.499	5.49
$A_v^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	5.175	5.175	5.175	5.175
$A_v$ adopté/face (cm <sup>2</sup> )	<b>16.08</b>	<b>10.63</b>	<b>9.05</b>	<b>9.05</b>
$N^{barres}/face$	8HA16	4HA14+4HA12	8HA12	8HA12
$S_t$ (cm)	25	25	25	25
$A_H^{cal}/face$ (cm <sup>2</sup> /ml)	1.057	0.8	0.55	0.29
$A_H^{min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	2.25	2.25	2.25	2.25
$A_H$ adopté/face (cm <sup>2</sup> /ml)	<b>3.14</b>	<b>3.14</b>	<b>3.14</b>	<b>3.14</b>
$N^{barres}/face$ (cm <sup>2</sup> /ml)	<b>4HA10</b>	<b>4HA10</b>	<b>4HA10</b>	<b>4HA10</b>
$S_t$ (cm)	30	30	30	30

**Tableau V.19 : ferrailage des voiles  $V_x=1.5A$** 

Niveau	RDC et 1 étage	2 et 3	4 et 5	6 et 7
L (cm)	150	150	150	150
e (cm)	15	15	15	15
M (KN.m)	-1703.43	-992.04	-798.564	-719.214
N (KN)	881.044	700.605	457.462	175.825
V(KN)	223.203	161.477	121.707	47.501

$\tau_U$ (MPa)	1.54	1.11	0.84	0.32
Section	SEC	SEC	SEC	SEC
$A_v^{cal}/\text{face}$ (cm <sup>2</sup> )	42.228	26.69	20.30	15.593
$A_v^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	3.375	3.375	3.375	3.375
$A_v$ adopté/face (cm <sup>2</sup> )	<b>43.98</b>	<b>28.15</b>	<b>21.55</b>	<b>15.83</b>
$N^{barres}/\text{face}$	<b>14HA20</b>	<b>14HA16</b>	<b>14HA14</b>	<b>14HA12</b>
$S_t$ (cm)	10	10	10	10
$A_H^{cal}/\text{face}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	1.47	1.05	0.788	0.307
$A_H^{min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	0.45	0.45	0.45	0.45
$A_H$ adopté/face (cm <sup>2</sup> /ml)	<b>2.01</b>	<b>2.01</b>	<b>2.01</b>	<b>2.01</b>
$N^{barres}/\text{face}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	<b>4HA8</b>	<b>4HA8</b>	<b>4HA8</b>	<b>4HA8</b>
$S_t$ (cm)	30	30	30	30

Tableau V.20 : ferrailage des voiles  $V_x=1.5B$ 

Niveau	RDC et 1 étage	2 et 3	4 et 5	6 et 7
L (cm)	150	160	150	150
e (cm)	15	15	15	15
M (KN.m)	-1497.639	-885.532	-638.523	-494.431
N (KN)	791.243	656.903	473.223	248.301
V(KN)	224.48	155.848	116.343	65.208
$\tau_U$ (MPa)	1.45	1.01	0.8	0.45
Section	SEC	SEC	SEC	SEC
$A_v^{cal}/\text{face}$ (cm <sup>2</sup> )	38.334	24.218	17.45	12.172
$A_v^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	3.375	3.375	3.375	3.375
$A_v$ adopté/face (cm <sup>2</sup> )	<b>39.46</b>	<b>26.26</b>	<b>19.92</b>	<b>15.83</b>
$N^{barres}/\text{face}$	<b>10HA20+4HA16</b>	<b>10HA16+4HA14</b>	<b>10HA14+4HA12</b>	<b>14HA12</b>
$S_t$ (cm)	10	10	10	10
$A_H^{cal}/\text{face}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	1.45	1.01	0.75	0.42
$A_H^{min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	0.45	0.45	0.45	0.45
$A_H$ adopté/face (cm <sup>2</sup> /ml)	<b>2.01</b>	<b>2.01</b>	<b>2.01</b>	<b>2.01</b>
$N^{barres}/\text{face}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	<b>4HA8</b>	<b>4HA8</b>	<b>4HA8</b>	<b>4HA8</b>
$S_t$ (cm)	30	30	30	30

- Voile sens YY:

Tableau V.21 : ferrailage des voiles  $V_y=1.6$ 

Niveau	RDC et 1 étage	2 et 3	4 et 5	6 et 7
L (cm)	160	160	160	160
e (cm)	15	15	15	15
M (KN.m)	-399.21	-101.364	75.99	990.37
N (KN)	976.63	763.195	523.528	130.96
V(KN)	281.81	224.195	162.863	45.63
$\tau_U$ (MPa)	1.82	1.45	1.055	0.296
Section	SEC	SEC	SEC	SEC
$A_v^{cal}/\text{face}$ (cm <sup>2</sup> )	18.174	11.915	8.325	3.24
$A_v^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	3.6	3.6	3.6	3.6
$A_v$ adopté/face (cm <sup>2</sup> )	17.47	12.19	9.55	5,53
$N^{barres}/\text{face}$	<b>4HA16+3HA20</b>	<b>4HA14+3HA16</b>	<b>4HA14+3HA12</b>	<b>7HA10</b>
$S_t$ (cm)	25	25	25	25
$A_H^{cal}/\text{face}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	1.71	2.25	2.25	0.28
$A_H^{min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	0.45	0.45	0.45	0.45
$A_H$ adopté/face (cm <sup>2</sup> /ml)	<b>3.14</b>	<b>3.14</b>	<b>3.14</b>	<b>3.14</b>
$N^{barres}/\text{face}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	<b>4HA10</b>	<b>4HA10</b>	<b>4HA10</b>	<b>4HA10</b>
$S_t$ (cm)	30	30	30	30

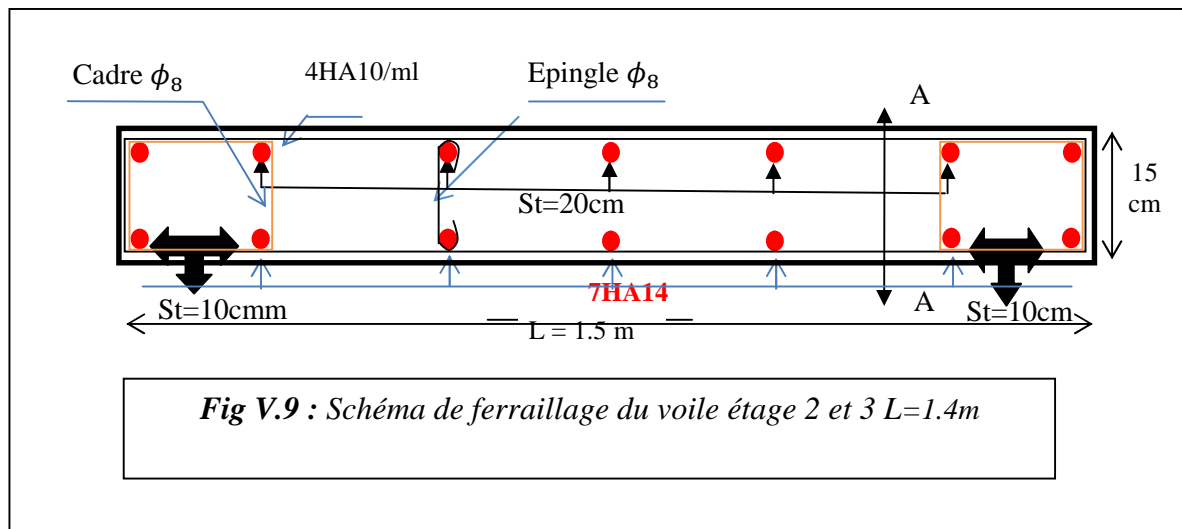
Tableau V.22 : ferrailage des voiles  $V_y=1.4$ 

Niveau	RDC et 1 étage	2 et 3	4 et 5	6 et 7
L (cm)	140	140	140	140
e (cm)	15	15	15	15
M (KN.m)	139.247	588.13	120.82	213.29
N (KN)	714.388	229.26	406.117	240.79
V(KN)	246.914	194.106	143.132	81.04
$\tau_U$ (MPa)	1.82	1,438	1,06	0.6
Section	SEC	SEC	SEC	SEC
$A_v^{cal}/\text{face}$ (cm <sup>2</sup> )	12.657	9.308	2.186	1.57
$A_v^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	3.15	3.15	3.15	3.15
$A_v$ adopté/face (cm <sup>2</sup> )	<b>12.66</b>	<b>10.78</b>	<b>7.92</b>	<b>7.92</b>
$N^{barres}/\text{face}$	<b>3HA14+4HA16</b>	<b>7HA14</b>	<b>7HA12</b>	<b>7HA12</b>



$S_t$ (cm)	20	20	20	20
$A_H^{cal}$ /face (cm <sup>2</sup> /ml)	1.71	1.43	0.99	0.56
$A_H^{min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	2.25	0.45	0.45	0.45
$A_H$ adopté/face (cm <sup>2</sup> /ml)	<b>3.14</b>	<b>2.01</b>	<b>2.01</b>	<b>2.01</b>
$N^{barres}$ /face (cm <sup>2</sup> /ml)	<b>4HA10</b>	<b>4HA8</b>	<b>4HA8</b>	<b>4HA8</b>
$S_t$ (cm)	30	30	30	30

### V.3.3. Exemples de schémas de ferrailage :



### V.4. Conclusion :

La transmission des sollicitations et la résistance des structures sont assurées en majeure partie par les éléments principaux c'est pour cela qu'on se doit de les armer et les dimensionner correctement.

Dans le choix des armatures on a tenu compte du ferrailage calculé à partir des efforts extraits du logiciel sap2000.V14 et le ferrailage minimum exigé par le RPA99/2003.

Le ferrailage qu'on a adopté respecte les recommandations du RPA et le BAEL.

## VI.1) Introduction

L'infrastructure est un ensemble des éléments qui ont pour objectif d'assurer la transmission des charges et surcharges au sol provenant de la superstructure. Cette transmission se fait soit directement au sol (Fondations superficielles : semelles ou des radiers), soit indirectement (Fondations profondes : pieux par exemple). Donc c'est une partie essentielle de l'ouvrage sa bonne conception et réalisation forment une assise rigide et assure une bonne répartition des charge et évite les tassements différentiels.

## 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 portance de l'ouvrage, La distance entre axes des poteaux, la profondeur de bon sol.

Selon le rapport du sol, le type de fondations suggéré est superficiel, ancrées à 3 m, du niveau de base, et la contrainte admissible est de 1.8 bars.

D'après le RPA 99 (article 10.1.4.1), les fondations superficielles sont calculées selon les combinaisons d'action suivantes :

$$\begin{aligned} &\checkmark G + Q \pm E \\ &\checkmark 0.8G \pm E \end{aligned} \quad \text{Art (10.1.4.1)}$$

### VI.2.1) Semelle isolée

La vérification à faire est :  $\frac{N}{S} \leq \overline{\sigma}_{sol}$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

$N$  : l'effort normal agissant sur la semelle calculée selon la combinaison  $G + Q + E$ , obtenu par le SAP 2000.

$S$  : surface d'appui de la semelle.

$\overline{\sigma}_{sol}$  : Contrainte admissible du sol

Le poteau le plus sollicité a une section carrée ( $a*b$ )

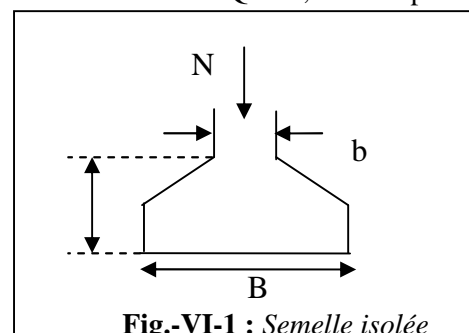
$$N = 2040.952 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \frac{N}{S} \leq \overline{\sigma}_{sol} \Rightarrow A * B \geq \frac{N}{\overline{\sigma}_{sol}}, \text{ on a: } \frac{a}{A} = \frac{a}{B} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{N}{\overline{\sigma}_{sol}}}$$

$$AN: B \geq 3.36\text{m} \text{ soit } B = 3.5\text{m}$$

On remarque qu'il y a chevauchement entre les semelles, on tenant

Compte des entres axes des poteaux dans les deux sens, donc le choix des semelles isolées dans notre cas ne convient pas.



### VI.2.2) Semelles filantes

Choisissons une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de 3 poteaux.

➤ Calcule du poids de l'infrastructure

$$N_{(\text{infrastructure})} = N_{(\text{longrine})} + N_{(\text{dallage})} + N_{(\text{avant poteau})} + N_{(\text{semelle})} + N_{(\text{terre})}.$$

Les charges revenant à cette semelle sont comme suit :

$$N_{(\text{longrine})} = \gamma_b \times S \times \sum l_i;$$

$$N_{(\text{dallage})} = \gamma_b \times (B - 0.3) \times A \times e$$

avec :

B=largeur de la semelle.

A=longueur de la semelle.

e=épaisseur de la dalle flottante.

$$S = 30 \times 40 \text{ cm}^2 : \text{surface transversale de la longrine.}$$

$$N_{(\text{longrine})} = 25 \times 0.3 \times 0.4 \times 12.15 = 36.45 \text{ KN.}$$

$$N_{(\text{dallage})} = 25 \times (2.5 - 0.3) \times 10.65 \times 0.12 = 39.67 \text{ KN.}$$

$$N_{(\text{avant poteau})} = \gamma_b \times S \times h \times n ; \quad \text{Avec :}$$

S: surface transversale de l'avant-poteau ;

$$S = 60 \times 60 = 3600 \text{ cm}^2$$

h: hauteur de l'avant-poteau ; h = 2.45 m.

n: nombre de poteaux revenant à la semelle ; n = 3 poteaux.

$$N_{(\text{avant-poteau})} = 25 \times 0.60 \times 0.60 \times 2.45 \times 3 = 66.15 \text{ KN.}$$

$$N_{(\text{semelle})} = \gamma_b \times S \times h_t.$$

$$N_{(\text{semelle})} = 25 \times 28.13 \times 0.55 = 386.7875 \text{ KN.}$$

$$N_{(\text{terre})} = \gamma_h \times S_{\text{semelle}} \times h ; \quad \gamma_h : \text{poids spécifique du sol ; } \gamma_h = 20.9 \text{ KN/m}^3.$$

$$N_{(\text{terre})} = 20.9 \times 19.31 \times 2 = 1440.396 \text{ KN.}$$

$$N_{(\text{infrastructure})} = 1969.454 \text{ KN}$$

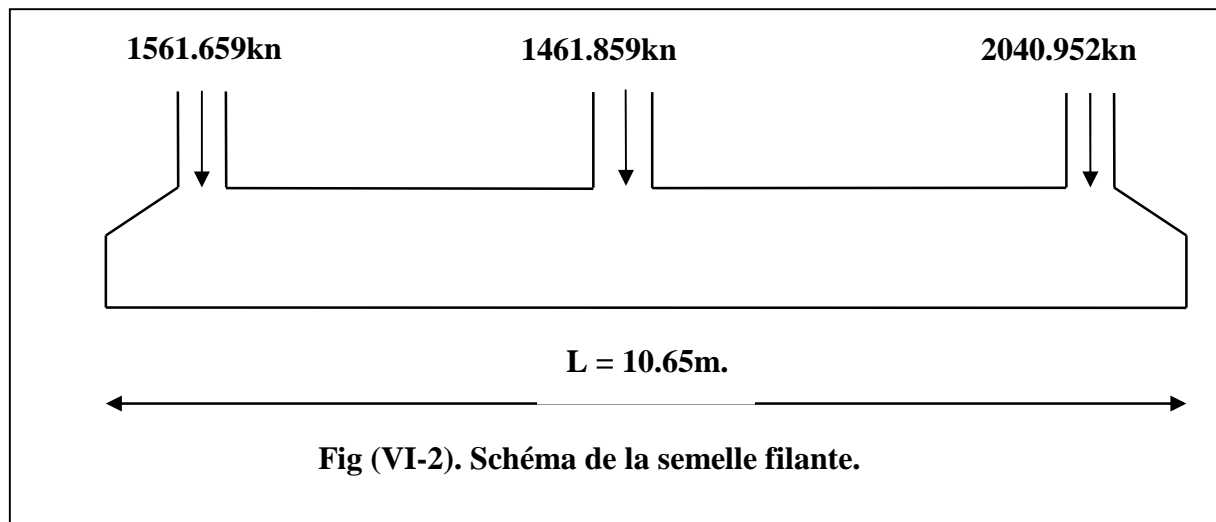
Avec :

$N_i$  : l'effort normal provenant du poteau « i ».

$$N_1 = 1561.689 \text{ KN}$$

$$N_2 = 1461.859 \text{ KN}$$

$$N_3 = 2040.952 \text{ KN}$$



$$N = \sum N_i + N_{\text{inf}} = 7033.92 \text{KN}$$

$$\frac{N}{B * L} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{\text{sol}} * L} \Rightarrow B \geq \frac{7033.92}{180 * 12.15} = 3.21 \text{m}$$

Remarque

Vu la distance existante entre les axes de deux portiques parallèles, on constate qu'il y a un chevauchement entre les deux semelles, ce choix ne convient pas.

### VI.2.3 Vérification du radier général

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé. Le choix du radier se base sur ces trois principales caractéristiques :

- Un mauvais sol.
- Charges transmises au sol sont importantes.
- Les poteaux rapprochés (petites trames).

#### VI.2.3.2) Pré dimensionnement

- Condition de coffrage
- ✓ La Nervure

$$L_{\text{max}} = 5.35 \text{ m}$$

$$h_t \geq \frac{L_{\text{max}}}{10} = \frac{535}{10} = 53.5 \text{cm} \text{ soit } h = 55 \text{cm.}$$

$L_{\text{max}}$  : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

- ✓ La dalle

$$h_d \geq \frac{L_{\text{max}}}{20} = \frac{535}{20} = 26.75 \text{cm}$$

On prend  $h_d = 40 \text{cm}$

- ✓ Condition de rigidité

$$\begin{cases} L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \dots\dots\dots(1). \\ L_e = \sqrt[4]{\frac{4 * E * I}{K * b}} \dots\dots\dots(2). \end{cases}$$

E : module d'élasticité du béton E = 3.216\*10<sup>7</sup> MPa.

I : inertie de la section du radier  $I = \frac{b * h_t^3}{12}$ .

K : module de résistance du sol (pour un sol moyenne K=4\*10<sup>4</sup> Kn/m<sup>3</sup>).

$$K = \begin{cases} 0.5 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très mauvais sol} \\ 4 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Sol moyen} \\ 12 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très bon sol} \end{cases}$$

b : largeur de radier, on prend une bande de 1m.

$$(1) \text{ et } (2) \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48 * L_{\max}^4 * K}{E * \pi^4}} \approx 0.79m$$

A partir des deux conditions on prend :  $h_t = 80cm$ .

La surface du radier:

$$\frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \sigma_s \rightarrow S_{rad} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_s} = \frac{21943.122}{180} = 121.90 \text{ m}^2$$

La surface du bâtiment est :  $S_{bat} = 256.771m^2 \Rightarrow$  donc on adopte :

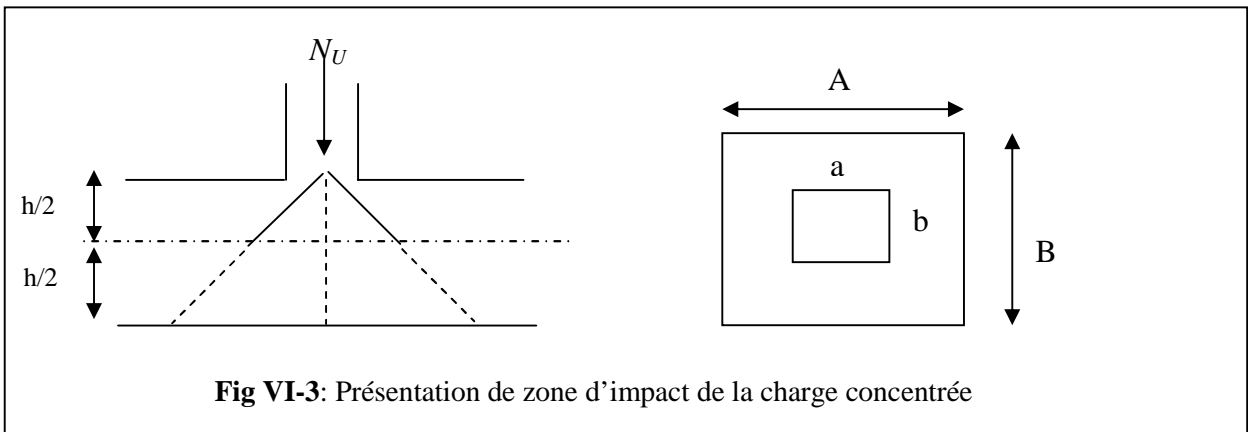
$$S_{rad} = S_{bat} = 256.77m^2$$

**VI.2.3.1 Vérifications nécessaires**

**a- Vérification au poinçonnement**

Le calcul se fait pour le poteau le plus sollicité.

D'après le CBA93 (article A.5.2.4.2), on doit vérifier la condition suivante :



**Fig VI-3:** Présentation de zone d'impact de la charge concentrée

$$Q_u \leq 0.045 * \mu_c * h * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$\mu_c$  : périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

$Q_u$  : charge de calcul à l'ÉLU pour le poteau le plus sollicité.

ht = 80cm.

$$\mu_c = (a+b+2h)*2$$

$$\mu_c = 2*(0.6*2+ 1.6) = 5.6m.$$

$$Q_u = 2040.952 \leq 0.045*5.6*0.8*25/1.15 = 4382.60 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

### b- Vérification de la contrainte du sol

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} < \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{x,y} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I}(x, y)$$

A partir du programme *socotec* on a :

$$I_x = 2427 \text{ m}^4, \text{ et } X_G = 12.06m.$$

$$I_y = 12438 \text{ m}^4, \text{ et } Y_G = 5.33m.$$

Avec  $\sigma_{\max}$  et  $\sigma_{\min}$  : contrainte maximal et minimal dans les deux extrémités du radier.

$$\text{Poids du radier } N_r = 25*256.77*0.4 = 2567.715 \text{ KN}$$

$$N = N_s + N_r = 24510.122 \text{ KN}$$

- Sens X-X

$$N = 24510.122 \text{ KN} \text{ et } M_x = 17263.0116 \text{ KN.m.}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S} + \frac{M_x}{I_x} * y_G = 133.36 \text{ KPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 180 \text{ KPa.}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S} - \frac{M_x}{I_x} * y_G = 57.53 \text{ KPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 180 \text{ KPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 114.402 < \bar{\sigma}_{sol} = 180 \text{ KPa} \dots\dots \text{La condition est vérifiée.}$$

- Sens Y-Y

$$N = 24510.122 \text{ KN} \text{ et } M_y = 15206.5262 \text{ KN.m.}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S} + \frac{M_y}{I_y} * X_G = 110.195 \text{ KPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 180 \text{ KPa.}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S} - \frac{M_y}{I_y} * X_G = 80.711 \text{ KPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 180 \text{ KPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 102.824 < \bar{\sigma}_{sol} = 180 \text{ KPa} \dots\dots \text{La condition est vérifiée.}$$

NB: N : l'effort normal dû aux charges verticales.

$M_{x,y}$  : Moments sismiques à la base.

### c - Vérification de la stabilité au renversement

Selon le RPA99, on doit vérifier que :  $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

✓ Dans le sens X-X

$$e = \frac{17263.0116}{24510.122} = 0.7m < \frac{21.26}{4} = 6.02m \quad (\text{condition vérifiée})$$

✓ Dans le sens Y-Y

$$e = \frac{15206.5262}{24510.122} = 0.62m < \frac{15.3}{4} = 2.66m \quad (\text{condition vérifiée})$$

Donc il n'y a pas risque de renversement.

### d- Vérification de la poussé hydrostatique

Il faut s'assurer que :  $N \geq F_s * H * S_{rad} * \gamma_w$

Avec :

$N=21943.122$  (poids propre du bâtiment ; uniquement la superstructure)

$H = 3m$ , la hauteur de la parie encrée du bâtiment).

$F_s = 1.5$  (coefficient de sécurité).

$S_{rad} := 256.77m^2$  (surface du radier).

$\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$  (poids volumique)

On trouve:

$$N=21943.122 \geq 1.5 * 3 * 256.77 * 10 = 11554.717 \text{KN} \dots \dots \dots \text{La condition est vérifiée.}$$

### e- Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min(0,1 \cdot f_{c28} ; 3 \text{MPa}) = 2,5 \text{MPa}$$

On considère une bande de largeur  $b = 1m$ .  $d = 0.9 * H_r = 0.9 * 0.4 = 0.36m$

$$V_u = \frac{N_u \cdot L_{max} \cdot b}{2S}$$

$$V_u \frac{N_u \cdot L_{max}}{2 \cdot S} = \frac{30239.442 \cdot 5.35}{2 \cdot 256.77} = 315.03 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{315.03 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0.36} = 0.87 \text{MPa} < 2.5 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

### VI.2.3.2 Ferrailage du radier

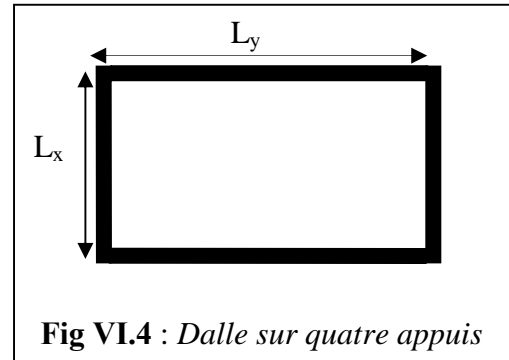
- **Ferrailage de la dalle**

Le radier sera calculé comme un plancher en dalle pleine renversé et sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol. le ferrailage se fera pour le panneau de dalle le plus sollicité et on adoptera le même pour tout le radier.

- **Sollicitation**

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} \Rightarrow q_u = \frac{32806.422}{256.77} \Rightarrow q_u = 127.765 \text{ KN}$$

$N_U$  : Est l'effort ultime.



$$M_{0x} = \mu_x q l_x^2 ; M_{0y} = \mu_y M_{0x}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \rho = 0.822 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0539 \\ \mu_y = 0.6313 \end{cases}$$

$$\text{Sens x-x'} : M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 133.32 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 84.1649 \text{ KNm}$$

(Annexe 02)

#### -Moments retenues

En travée :

$$\text{Sens x-x'} : M_t^x = 0.85 \times M_0^x \Rightarrow M_t^x = 113.322 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_t^y = 0.85 \times M_0^y \Rightarrow M_t^y = 71.54 \text{ KNm}$$

En appuis :

$$M_a^x = -0.5 \times M_0^x \Rightarrow M_a^x = -66.66 \text{ KNm}$$

$$M_a^y = -0.5 \times M_0^y \Rightarrow M_a^y = -42.08 \text{ KNm}$$

Le ferrailage se fera pour une section  $(b \times h_r) = (1 \times 0.4) \text{ m}^2$ .

- **Condition de non fragilité**

On calcule  $A_{\min}$  : On a des HA  $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$ ;  $h_r = 40 \text{ cm}$ ;  $b = 100 \text{ cm}$ ;  $\rho = 0.82$



$$\left. \begin{matrix} h_r > 12cm \\ \rho > 0.4 \end{matrix} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_r \\ A_{\min}^y = \rho_0 \times b \times h_r \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = 3.48cm^2 \\ A_{\min}^y = 3.2cm^2 \end{cases}$$

**Tableau VI.1. Résumé des résultats de ferrailage de radier.**

		M (KNm)	A <sub>calc</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	S <sub>t</sub> (cm)
Sens x-x	Travée	113.322	9.634	3.48	7T14=10.78	14
	Appui	-66.66	5.58	3.48	5T12=5.65	20
Sens y-y	Travée	71.54	6.003	3.2	4T14=6.16	25
	Appui	-35.71	3.499	3.2	4T12=4.52	25

▪ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25MPa.$$

$$V_u = \max \begin{cases} V_x = \frac{q_u \times l_x}{3} = 187.38KN. \\ V_y = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{1}{\left(1 + \frac{\rho}{2}\right)} = 199.34KN. \end{cases}$$

$$\tau_u = \frac{199.34 \times 10^{-3}}{1 \times 0.36} = 0.55MPa < 1.25MPa \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

▪ **Vérification à l'E.L.S**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.822 \Rightarrow ELS : \begin{cases} \mu_x = 0.0607 \\ \mu_y = 0.7381 \end{cases}$$

$$q_s = \frac{24510.122}{256.77} = 95.455KN/ml$$

$$M_x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 0.0607 \times 95.455 \times 4.4^2 = 112.174KN.m$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \Rightarrow M_y = 0.7381 \times 112.174 = 82.796KN.m$$

▪ **Moment en travée :**  $\begin{cases} M_{tx} = 0.85M_x = 95.3479KN.m \\ M_{ty} = 0.85M_y = 70.3766KN.m \end{cases}$

▪ **Moment en appui :**  $M_{ax} = M_{ay} = 0.5M_x = 56.08KN.m$

▪ **Etat limite de compression du béton :**

**En travée :**

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

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

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

▪ **Calcul de y :**  $\frac{b}{2} y^2 + 15A_s y - 15A_s d = 0$

$$50y^2 + 15 \times 10.78 \times y - 15 \times 10.78 \times 36 = 0 \quad y = 9.14 \text{ cm}$$

▪ **Calcul de I :**  $I = \frac{by^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 133587 \text{ cm}^4$

▪ **Calcul de  $\sigma_{bc}$**   $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$

$$\sigma_{bc} = \frac{95.34}{133587 \times 10^{-8}} \times 0.0914 = 6.52 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

• **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.

$$\text{Fissuration nuisible} \Rightarrow \overline{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right] = 201.63 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y).$$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau VI. 1: Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier.**

Localisation		$M_{ser}$ (KN.m)	A (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\overline{\sigma}_b$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	Observation
Travée	xx	95.34	10.78	9.14	133587	6.52	15	276.81	201.63	Non vérifié
	yy	70.37	6.18	7.17	83851	6.01	15	350.34	201.63	Non vérifié
appui		56.08	5.65	6.9	77870	4.97	15	303.57	201.63	Non vérifié

On remarque que la condition  $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$  n'est pas vérifiée. Donc il faut recalculer la section d'acier tendu  $A_s$  en admettant que ces armatures travaillent au maximum possible, c'est-à-dire à la contrainte limite de service  $\bar{\sigma}_s$ .

La méthode de calcul à suivre est celle de **(BAEL E.III.3.a)**

$$\lambda = 1 + \frac{30 \times M_s}{b \times d^2 \times \sigma_s}; \quad \cos \varphi = \lambda^{-\frac{3}{2}}; \quad \alpha = 1 + 2 \times \sqrt{\lambda} \times \cos(240^\circ + \frac{\varphi}{3})$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_s}{n} \times \frac{\alpha}{1 - \alpha} < 0.6 f_{c28}; \quad A_s = \frac{\alpha \times b \times d \times \sigma_{bc}}{2 \times \sigma_s}$$

**Tableau VI. 2: résumé des résultats de ferrailage à l'ELS du radier.**

		M (KN)	$\lambda$	$\varphi$ (°)	$\alpha$	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	A (cm <sup>2</sup> /ml) adopté	$S_t$ (cm)
Travée	xx	95.34	1.11	31.15	0.292	5.55	14.46	3.48	5HA20 = 15.71	20
	yy	70.37	1.08	27.12	0.256	4.62	10.57	3.48	6HA16 = 12.06	16
Appui		56.08	1.06	24.40	0.233	4.08	8.49	3.2	5HA16 = 10.05	20

On vérifie que  $A_t^y > \frac{A_t^x}{4} \Rightarrow 12.06 \text{ cm}^2 > 3.92 \text{ cm}^2$  .....Condition vérifiée.

Les résultats des vérifications des contraintes à l'ELS sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VI. 3: Vérification des contraintes du radier.**

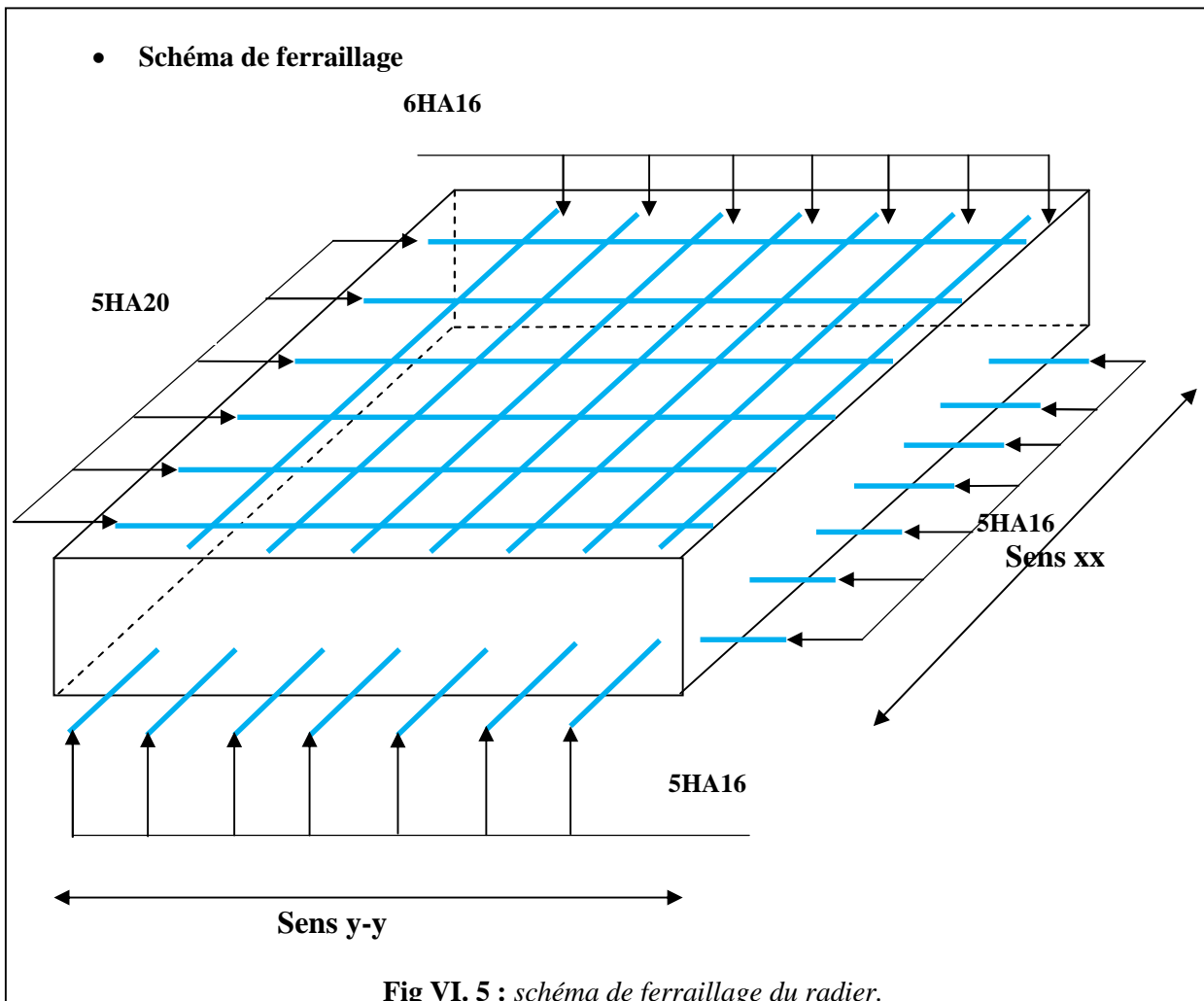
Localisation		$M_{ser}$ (KN.m)	A (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Observation
travée	xx	95.34	15.71	10.70	179984	5.66	15	193.08	201.63	Vérifié
	yy	70.37	12.06	9.58	146200	4.61	15	183.48	201.63	Vérifié
appui		56.08	10.05	8.87	126191	3.94	15	174.17	201.63	Vérifié

• **Espacement des barres**

Sens xx  $S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(3 \times h_0; 33) = 33 \text{ cm}$  .....vérifié.

Sensy-y :

$$S_t = 16\text{cm} \leq \min(4 \times h_0; 45) = 45\text{cm} \dots\dots\dots \text{v\u00e9rifi\u00e9.}$$



**VI.3 : Etude des nervures**

**a. D\u00e9finition**

Les nervures servent d'appuis au radier, la r\u00e9partition des charges sur chaque trav\u00e9e est selon les lignes de ruptures trap\u00e9zo\u00efdales ou triangulaires,

**b. Les sollicitations sur les nervures**

La r\u00e9partition des charges sur chaque trav\u00e9e est triangulaire ou trap\u00e9zo\u00efdale (selon les lignes de rupture). Mais pour la simplification des calculs, on les remplace par des charges \u00e9quivalentes uniform\u00e9ment reparties. Le calcul des sollicitations se fait par la m\u00e9thode de Caquot

- **Les charges triangulaires :**  $P'_v = p'_m = \frac{Q_u}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$  avec p est la charge \u00e9quivalente produisant le m\u00eame moment que la charge triangulaire

- **Les charges trapézoïdales :**  $P_m = \frac{Q_u}{2} \left[ \left( 1 - \frac{\rho_g^2}{3} \right) \times L_{xg} + \left( 1 - \frac{\rho_d^2}{3} \right) \times L_{xd} \right]$  , avec p est la charge équivalente produisant le même moment que la charge trapézoïdale.

-  $q_u = 127.765 \text{ KN/m}^2$  ;  $q_s = 95.455 \text{ KN/m}^2$

- **Moments aux appuis**  $M_a = - \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g' + l_d')}$  ; avec :

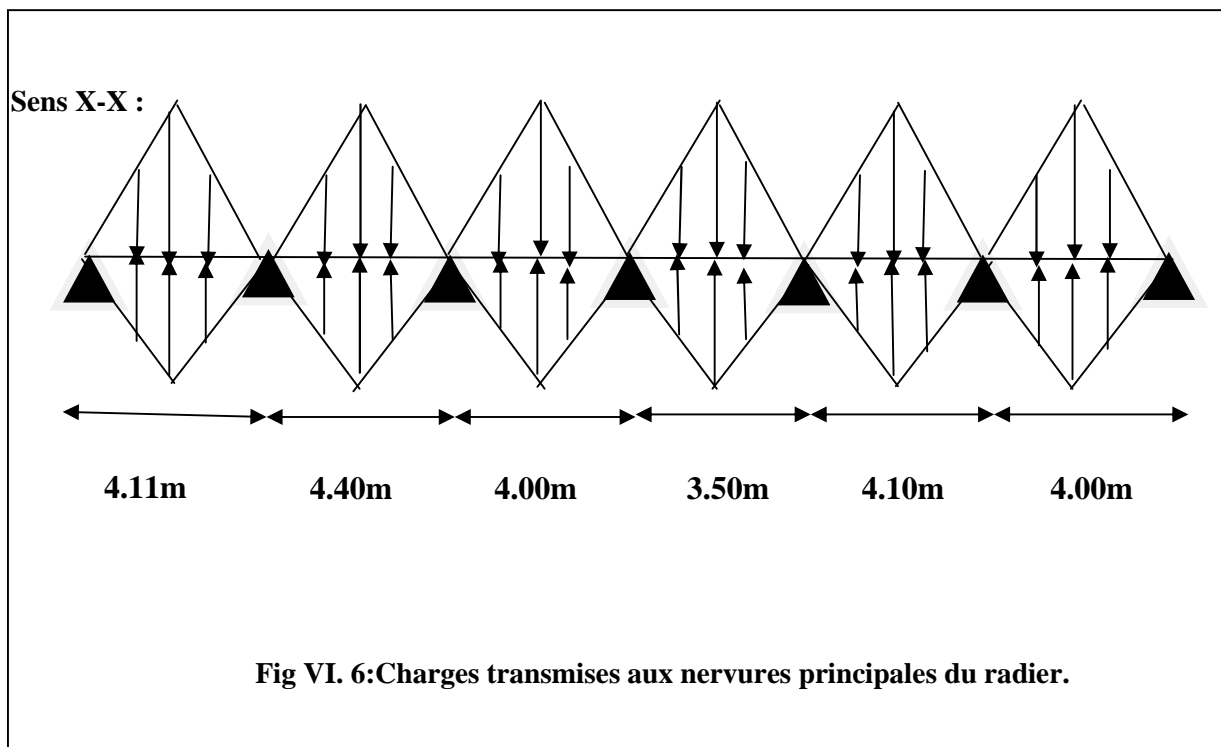
Les longueurs fictives :  $l' = \begin{cases} l & \text{Si c'est une travée de rive} \\ 0.8 \times l & \text{Si c'est une travée intermédiaire} \end{cases}$

Pour l'appui de rive, on a :  $M_a = 0.15 \times M_0$  avec  $M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$

- **Moment en travée**

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \left( 1 - \frac{x}{l} \right) + M_d \left( \frac{x}{l} \right) ; \quad M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (1 - x) ; \quad x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

$M_g$  et  $M_d$  : moments sur appuis de gauche et droite respectivement.



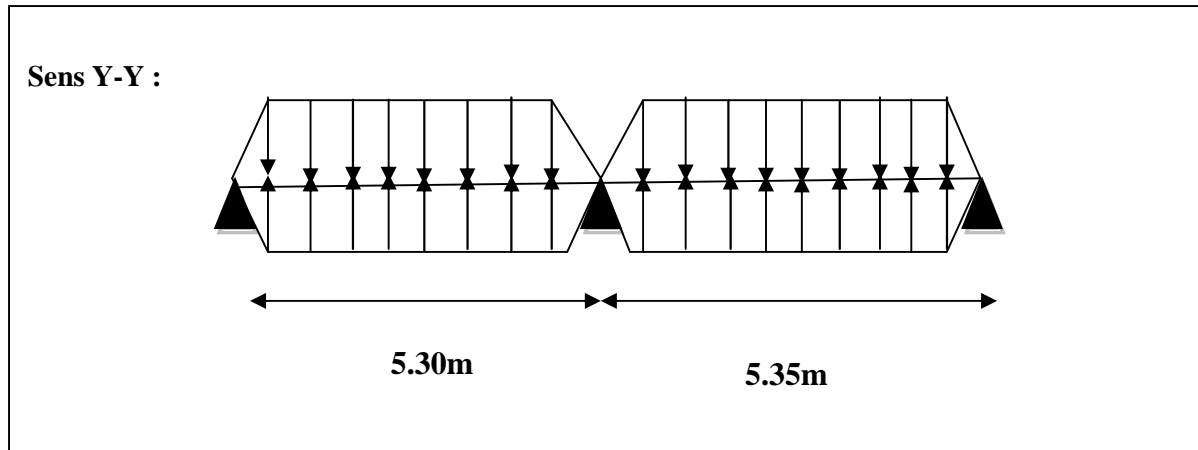


Fig VI. 7:Charges transmises aux nervures transversales du radier.

- Sens longitudinal X-X

Tableau VI. 4:Sollicitations de la nervure principale.

Travée	$l_x$ (m)	$l'_x$ (m)	P (KN/m)	$M_a$ (KN.m)		x (m)	$M_t$ (KN.m)
				$M_g$	$M_d$		
A-B	4.11	4.11	350.07	-110.877	-626.774	1.696	392.856
B-C	4.40	3.52	374.77	-627.774	-481.606	2.288	354.206
C-D	4.00	3.2	340.70	-481.606	-347.219	2.099	268.644
D-E	3.50	2.8	298.11	-347.219	-365.078	1.733	100.376
E-F	4.10	3.28	349.22	-365.078	-551.518	1.92	278.461
F-G	4.00	4.00	340.70	-551.518	-102.21	2.33	373.053

- Sens transversal Y-Y

Tableau VI. 5:Sollicitations de la nervure transversale.

Travée	$l_x$ (m)	$l'_x$ (m)	P (KN/m)	$M_a$ (KN/m)		x (m)	$M_t$
				$M_g$	$M_d$		
A-B	5.30	5.30	462.50	-243.593	-1602.42	2.096	772.007
B-C	5.35	5.35	497.64	-1602.42	-267.069	3.177	908.311

**c. Le Ferrailage**

Le ferrailage se fera pour une section en (Té) en flexion simple.

$$h_t = 0.80, h_0 = 0.40m$$

$$b_0 = 0.65$$

$$nd = 0.75m$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{5.35}{10}; \frac{4.10}{2}\right)$$

$$b_1 \leq \min(0.535; 2.05)$$

$$\text{soit : } b_1 = 0.535 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 0.535 + 0.65 = 1.67m$$

Le moment équilibré par la table :

$$M_{tu} = f_{bu} * b * h_0 * \left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 14.2 * 1.67 * 0.40 * \left(0.75 - \frac{0.40}{2}\right) = 5217.70 \text{ KN.m.}$$

L'axe neutre passe par la table de compression: calcul d'une section rectangulaire (b\*h)

Le ferrailage des nervures adopté pour le cas le plus défavorable dans les deux sens ;

**Tableau VI. 6:Résumé des résultats du ferrailage.**

localisation	Sens	M <sub>u</sub> (KN.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> RPA (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )
x-x	Travée	392.856	15.28	15.12	5HA16+5HA20=25.75
	Appui	-626.774	24.61	15.12	10HA20=31.40
y-y	Travée	908.311	36.09	15.12	6HA20+6HA25=48.30
	Appui	-1602.42	65.64	15.12	6HA25+6HA32=77.70

**Remarque**

Pour le ferrailage de la nervure on prend le ferrailage le plus défavorable dans les deux sens (x-x,) et (y-y) et on ferraille avec ce résultats toutes les autres trames.

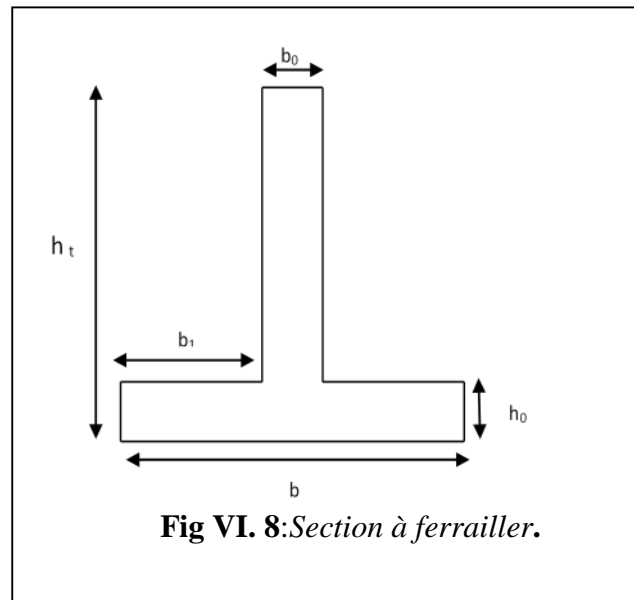
**d. Vérification à l'ELU**

**Vérification de l'effort tranchant**

$$V_u = \frac{q \times l}{2} + \frac{M_g + M_d}{l}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

Les résultats sont présentés dans le tableau ci-dessous :



**Tableau VI. 7: Vérification de l'effort tranchant.**

Sens	Vu (KN)	$\tau_{bu}$ (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
Sens X-X	857.487	0.68	2.5	Vérifiée
Sens Y-Y	1580.78	1.26	2.5	Vérifiée

## e. Vérification 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.

$$\text{Fissuration nuisible} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right] = 201.63 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y)$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau VI. 8: Vérification des contraintes.**

Localisation	Sens	M (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (Mpa)
x-x	Travée	293.504	16.45	1571899.7	3.07	15	163.96	201.63
	Appui	468.27	17.94	1854914.7	4.52	15	216.03	201.63
y-y	Travée	678.54	21.53	2626930.2	5.56	15	207.12	201.63
	Appui	1197.40	26.12	3776683	8.28	15	232.46	201.63

On remarque que  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$  et que la condition  $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$  n'est pas vérifiée. Donc il faut recalculer la section d'acier tendu  $A_s$  en admettant que ces armatures travaillent au maximum possible, c'est-à-dire à la contrainte limite de service  $\bar{\sigma}_s$ .



**Tableau VI. 9:résumé des résultats de ferrailage à l'ELS de la nervure**

		M (KN)	$\lambda$	$\varphi$ (°)	$\alpha$	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	A (cm <sup>2</sup> /ml) adopté
Sens X-X	Appui	468.27	1.07	25.54	0.24	4.25	31.64	5HA20+5HA25=40.25
Sens Y-Y	Appui	1197.40	1.18	39.58	0.37	7.93	90.88	12HA32=96.48
Sens Y-Y	Travée	678.54	1.10	30.89	0.29	5.54	49.95	12HA25+=58.92

**Tableau VI. 10:vérification des contraintes à l'ELS de la nervure.**

Sens	Moments	Valeurs (KN.m)	y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ MPA	$\sigma_s$ MPA	Observation
x-x	M <sub>t</sub>	293.504	16.4	1571899.7	3.07	163.96	Vérifiée
	M <sub>a</sub>	468.27	19.9	2271667.6	4.11	170.18	Vérifiée
y-y	M <sub>t</sub>	678.54	23.3	3066419.3	5.16	171.21	Vérifiée
	M <sub>a</sub>	1197.40	28.4	4417797.9	7.69	189.33	Vérifiée

- **Armatures transversales**

Soit 5HA10=3,39 cm<sup>2</sup> (cadre entourant les barre des angles plus un petit cadre pour ceux des milieux +épingle)

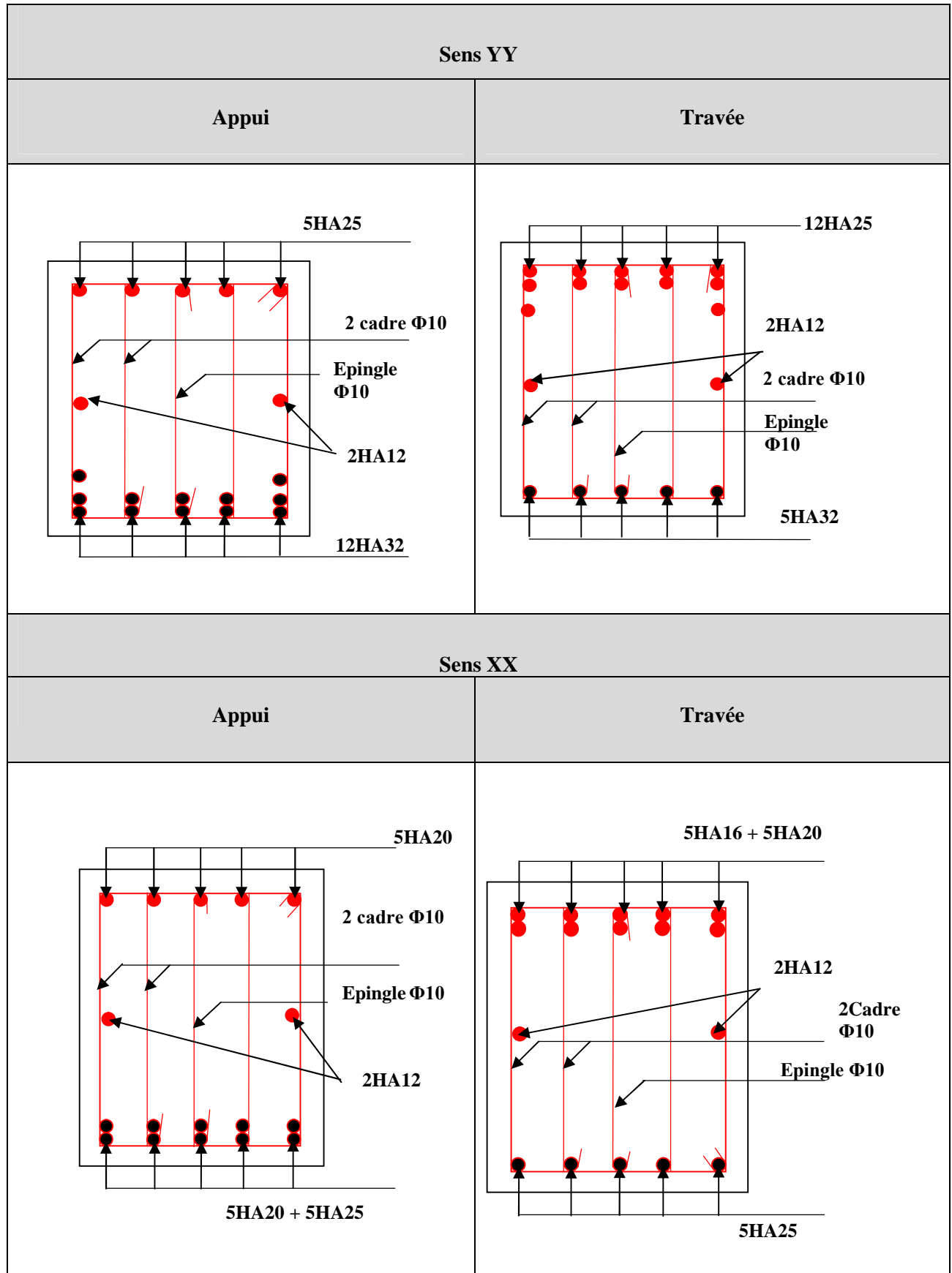
$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12; \phi_{t_{\min}}\right) \Rightarrow S_t = \min(21.25 ; 12; 16) = 12\text{cm} \text{ Soit } S_t = 10\text{cm}.$$

- **Espacement des aciers transversaux**

On prend St=10cm en zone nodale et 15cm en zone courante.

Les schémas de ferrailage des nervures sont donnés comme suite :

Tableau VI.12:schéma de ferrailage des nervures.



**VI.4. CONCLUSION**

L'étude de l'infrastructure constitue une étape importante dans le calcul d'ouvrage. Ainsi le choix de la fondation dépend de plusieurs paramètres liés aux caractéristiques du sol en place ainsi que les caractéristiques géométriques de la structure.

Dans un premier temps nous avons essayé d'utiliser des semelles isolées. Cette solution a été écartée à cause du chevauchement qu'elle induisait. Les mêmes raisons ont fait écarter la solution de la semelle filante. Nous avons donc opté pour des fondations sur radier général ayant les dimensions suivantes :

Epaisseur du radier ; 40cm

Sections des nervures ;  $(b \cdot h) = (167 \cdot 80) \text{ cm}^2$ .

## Conclusion générale :

L'étude de cette structure nous a permis d'utiliser le **SAP 2000** et comprendre son fonctionnement, elle nous a permis aussi d'enrichir les connaissances acquises le long de notre cursus universitaire, et d'en faire un certain nombre de conclusions. Parmi celles-ci, nous avons:

1. Une bonne disposition des voiles, dépend de plusieurs facteurs notamment ; les contraintes architecturales.
2. La modélisation en tenant compte des éléments secondaires (escalier; acrotère) fait que la rigidité de la structure modélisée n'est pas sous-estimée.
3. 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 **Amin** du **RPA** s'avère indiscutable.
4. Les sections des poteaux et poutres choisies au chapitre pré dimensionnement ont été augmentées afin de vérifier l'interaction voiles-portiques.
5. La vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes est déterminante pour le dimensionnement des éléments structuraux.
6. Pour garantir une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, nous avons vérifié l'effet du second ordre (effet P-delta).
7. Afin d'éviter la formation des rotules plastiques aux niveaux des poteaux avant les poutres, on doit impérativement vérifier les moments résistants aux niveaux des zones nodales.
8. Le radier est le type de fondation choisi, vu les charges importantes et les petites trames qui induisent des chevauchements pour le choix des semelles isolées ou filantes.

# Bibliographie

- Règles BAEL 91 modifiées 99.  
(Edition Eyrolles Troisième édition 2000).
- Règles Parasismiques Algériennes.  
(Edition CGS RPA 99 / version 2003).
- DTR B.C.2.2 : charges permanentes et charges d'exploitations.  
(Edition CGS Octobre 1988).
- DTR –BC 2.331 : Règles de calcul des fondations superficielles.  
(Edition OPU 2005).
- DTR –BC 2.332 : Règles de calcul des fondations profondes.  
(Edition OPU).
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93).  
(Edition CGS Décembre 1993).
- M.Belazougui : calcul des ouvrages en béton armé.  
(Edition OPU 1991).
- Gérard Philipponnat et Bertrand Hubert : Fondations et ouvrages en terre,  
(Edition Eyrolles 2003).
- Cours de béton armé, 3<sup>ème</sup> et 4<sup>ème</sup> année Génie Civil.
- Anciens mémoires de fin d'étude.

## Logiciels

- **SAP 2000 V7.4.**
- **Auto CAD 2004.** Auto Desk Inc. 2003
- **GC** Application de calcul des armatures

## ANNEXE I

### DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES ARTICULÉES SUR LEUR CONTOUR

$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$		$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$	
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$		$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
0.40	0.1101	0.2500	0.1121	0.2854	0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924	0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000	0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077	0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155	0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6647
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234	0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319	0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402	0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491	0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580	0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671	0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758	0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853	0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949	0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050	0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150	0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7933
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254	0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357	0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4462	0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565	0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672	0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781	0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892	0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004	0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117	0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235	0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351	0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469	0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584	0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704	1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817					

## ANNEXE II

### SECTIONS RÉELLES D'ARMATURES

Section en  $cm^2$  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

## ANNEXE III

TAB. 6.4 – Valeurs de  $M_1$  ( $M_2$ ) pour  $\rho = 1$

$U/l_x$	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
$V/l_y$											
0.0	/	0.224	0.169	0.14	0.119	0.105	0.093	0.083	0.074	0.067	0.059
0.1	0.3	0.21	0.167	0.138	0.118	0.103	0.092	0.082	0.074	0.066	0.059
0.2	0.245	0.197	0.16	0.135	0.116	0.102	0.09	0.081	0.073	0.064	0.058
0.3	0.213	0.179	0.151	0.129	0.112	0.098	0.088	0.078	0.071	0.063	0.057
0.4	0.192	0.165	0.141	0.123	0.107	0.095	0.085	0.076	0.068	0.061	0.056
0.5	0.175	0.152	0.131	0.115	0.1	0.09	0.081	0.073	0.066	0.058	0.053
0.6	0.16	0.14	0.122	0.107	0.094	0.085	0.076	0.068	0.062	0.054	0.049
0.7	0.147	0.128	0.113	0.099	0.088	0.079	0.072	0.064	0.057	0.051	0.047
0.8	0.133	0.117	0.103	0.092	0.082	0.074	0.066	0.059	0.053	0.047	0.044
0.9	0.121	0.107	0.094	0.084	0.075	0.068	0.061	0.055	0.049	0.044	0.04
1.0	0.11	0.097	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057	0.05	0.047	0.041	0.03

NOTA : Pour avoir les valeurs de  $M_2$  ; il suffit de permuter U et V.



## CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

Le terrain d'assise devant accueillir les immeubles de la promotion immobilière « Résidence el Kalaâ » au profit de la Sarl GHOUT Immo, est constitué d'un sol de résistance moyenne à bonne en surface à très satisfaisante en profondeur.

L'assiette d'assise est sur un terrain de pente abrupte, constitué de limons très graveleux en surface, à des alluvions et colluvions avec passage de pierres et blocs décimétriques, en profondeur.

Les sondages pénétrométriques et carottés ont révélé un terrain homogène et de compacité globalement, très satisfaisante.

De ce fait, nous suggérons :

- ✓ L'emploi de fondations superficielles, semelles filantes ou radier général.
- ✓ La contrainte admissible des sols de fondation est de  $\sigma_a = 1.80$  bars, au delà du 3<sup>ème</sup> mètre de la surface de la plate forme (< 312<sup>m</sup> de côte / levé topo).
- ✓ Les tassements sont négligeables.
- ✓ Le talus en amont de l'assiette doit être conforté systématiquement par des ouvrages de soutènement adéquats.

Par ailleurs, il est préconisé :

- L'étude et la réalisation d'un drainage rigoureux et efficace en amont du mur de soutènement.
- Ne pas laisser les fouilles trop longtemps ouvertes.
- Encourager la plantation d'arbres du côté de l'oued pour protéger le sous sol de l'érosion.

L'INGENIEUR CHARGE DE L'ETUDE

  
Ingénieur Charge D'études  
A. DJEDJIG

SCP / LEC BEJAIA  
Service Etude

Béjaia, le .....

LE GERANT DU LABORATOIRE

