

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
Ministère de l'Enseignement Supérieure et de la Recherche Scientifique  
Université Abderhmane MIRA de Bejaia  
Faculté de TECHNOLOGIE  
Département de GENIE CIVIL

# Mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention du diplôme de Master en génie civil  
Option : Matériaux et structures

## Thème

*Etude d'un bâtiment (R+4+3 Sous-sol +Soupent et Duplexe) à usage d'habitation, commercial et parking contreventé par un système mixte (voiles-portiques)*

Présenté par :

M<sup>elle</sup> BELKACEM SOUAD  
M<sup>elle</sup> BOUNDAOUI SIHEM

Encadré par :

M<sup>r</sup> BOUZEROURA.M

Jury :

M<sup>r</sup> CHELOUAH.N  
M<sup>me</sup> ATTIL.S

Promotion 2012-2013

## ***Remerciements***

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

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

*A M<sup>er</sup> BOUZEROURA: notre promoteur, pour avoir accepté  
de nous guider sur le bon chemin du travail.*

*Aux membres de jury : M<sup>r</sup> CHELOUAH et M<sup>me</sup> ATTIL qui  
auront à juger ce travail.*

*Nos remerciement vont également à tous ceux qui  
nous ont aidé à la réalisation de ce travaille en particulier le  
bureau d'étude en GC MEKLAT Akli (Naim), BART et  
DJABLLAH Samir.*

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

*A nos familles : qui nous ont toujours encouragés et soutenus  
durant toutes nos études.*

***SOUAD ET SIHEM***

## *Dédicaces*

*Je dédie ce modeste travail à :*

*La personne qui s'est dévoué à notre éducation et notre bonheur et ma soutenue*

*A tous moment de ma vie, ma mère.*

*A celui qui a toujours cru en mes capacités, mon père.*

*Mes très chers frères : Samir, Hadi ;Yacine et Namik*

*Mes très chers sœurs : Sabrina et Noura*

*Mon neveu Walid et ma nièce Lina. .*

*Ma grand-mère et ma tante Malika.*

*Mes amis Mourad, Ratiba, Ramdane et Naoual, Rbiha.*

*Ma binôme et sa famille.*

*Toute la promotion de Génie civil « matériaux et structure » 2013*

***SOUAD***

## *Dédicaces*

*Je dédie ce modeste travail à :*

*Mon très cher frère Hassen, ma très chère mère.*

*Mes soeurs (Soraya, zahia, sakina, nacera et hassiba).*

*Mes beaux frères (farid kessali, farid zaid et mahmoud houssini).*

*Mes neveux (akli, mounir et zaki).*

*Mes nièces (leticia, chanèze sarah et hadil).*

*Ma binôme et sa famille.*

*Mes copines mes amis et tous ceux qui me sont chers*

*Toute la promotion de Génie civil « matériaux et structure » 2013*

**SIHEM**

# *Sommaire*

## **Introduction**

### **Chapitre I : Généralités**

I.1.Présentation de l'ouvrage .....	01
I.2.Système de contreventement.....	01
I.3 Description structurales .....	02
I.4.Règlement et normes utilisés.....	02
I.5.Indication sur les règles de BAEL .....	03
I.6.Actions et sollicitations .....	06
I.7.Caractéristiques des matériaux .....	08

### **Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments**

II.1 Pré dimensionnement des éléments porteurs.....	16
II.2 Evaluation des charges et surcharges.....	26
II.3 Descente de charge .....	29
II.4 Vérification.....	34

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

III.1 Etude des planchers .....	38
III.2 Etude des escaliers .....	62
III.3 Etude de la poutre de chaînage .....	91
III.4 Ascenseur .....	95
III.5 Etude des dalles pleines .....	105

### **Chapitre IV : Etude dynamique**

IV.1 Méthode de calcul .....	120
IV.2 Modalisation (SAP 2000).....	125
IV.3 Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par SAP2000....	125

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

V.1 Etude des poteaux .....	134
V.2 Etude des poutres .....	146
V.3 Voiles .....	155

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

VI.1 Choix de type des fondations.....	162
VI.2. Les vérifications nécessaires.....	162
VI.3. Ferrailage du radier.....	167
VI.4. Les nervure .....	171
VI.5. Voile périphérique.....	176

## **Conclusion**

## **Référence bibliographique**

## **Annexes**

## *Liste des tableaux*

<b>Tableau I.1</b> <i>f<sub>e</sub></i> en fonction du type d'acier .....	14
<b>Tableau II.1</b> Evaluation des charges du plancher toiture .....	26
<b>Tableau II.2</b> Evaluation des charges du plancher étage courant.....	26
<b>Tableau II.3</b> Evaluation des charges des dalles.....	27
<b>Tableau II.4</b> Evaluation des charges des balcons.....	27
<b>Tableau II.5</b> Evaluation des charges des murs extérieurs.....	27
<b>Tableau II.6</b> Evaluation des charges des murs de séparations.....	28
<b>Tableau II.7</b> Evaluation des charges de plancher terrasse accessible.....	28
<b>Tableau II.8</b> Evaluation des charges de la volée.....	28
<b>Tableau II.9</b> Evaluation des charges sur le palier.....	29
<b>Tableau II.10</b> Calcul de la descente de charge du poteau.....	32
<b>Tableau II.11</b> Vérification a la compression.....	35
<b>Tableau III.1.1</b> Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles.....	45
<b>Tableau III.1.2</b> Sollicitations à l'ELU.....	47
<b>Tableau III.1.3</b> Sollicitations à l'ELS.....	47
<b>Tableau III.1.4</b> Sollicitations à l'ELU.....	47
<b>Tableau III.1.5</b> Sollicitations à l'ELS.....	48
<b>Tableau III.1.6</b> Sollicitations à l'ELU.....	48
<b>Tableau III.1.7</b> Sollicitations à l'ELS.....	48
<b>Tableau III.1.8</b> Sollicitations à l'ELU.....	48
<b>Tableau III.1.9</b> Sollicitations à l'ELS.....	49
<b>Tableau III.1.10</b> Sollicitations à l'ELU.....	49
<b>Tableau III.1.11</b> Sollicitations à l'ELS.....	49
<b>Tableau III.1.12</b> Sollicitations à l'ELU.....	49
<b>Tableau III.1.13</b> Sollicitations à l'ELU.....	50
<b>Tableau III.1.14</b> Sollicitations à l'ELU.....	50
<b>Tableau III.1.15</b> Sollicitations à l'ELS.....	50
<b>Tableau III.1.16</b> Sollicitations à l'ELU.....	50
<b>Tableau III.1.17</b> Sollicitations à l'ELS.....	51
<b>Tableau III.1.18</b> Sollicitations à l'ELU.....	51
<b>Tableau III.1.19</b> Sollicitations à l'ELS.....	51

<b>Tableau III.1.20</b> Sollicitations à l'ELU.....	51
<b>Tableau III.1.21</b> Sollicitations à l'ELS.....	52
<b>Tableau III.1.22</b> Sollicitations à l'ELU.....	52
<b>Tableau III.1.23</b> Sollicitations à l'ELS.....	52
<b>Tableau III.1.24</b> Sollicitations à l'ELU.....	52
<b>Tableau III.1.25</b> Sollicitations à l'ELS.....	53
<b>Tableau III.1.26</b> Sollicitations à l'ELU.....	53
<b>Tableau III.1.27</b> Sollicitations à l'ELS.....	53
<b>Tableau III.1.28</b> Sollicitations à l'ELU.....	53
<b>Tableau III.1.29</b> Sollicitations à l'ELS.....	54
<b>Tableau III.1.30</b> Sollicitations à l'ELU.....	54
<b>Tableau III.1.31</b> Sollicitations à l'ELS.....	54
<b>Tableau III.1.32</b> Sollicitations à l'ELU.....	55
<b>Tableau III.1.33</b> Sollicitations à l'ELS.....	55
<b>Tableau III.1.34</b> Sollicitations à l'ELU.....	55
<b>Tableau III.1.35</b> Sollicitations à l'ELS.....	55
<b>Tableau III.1.36</b> Sollicitations à l'ELU.....	56
<b>Tableau III.1.37</b> Sollicitations à l'ELS.....	56
<b>Tableau III.1.38</b> ferrailage des poutrelles du plancher étage habitation.....	56
<b>Tableau III.1.39</b> valeurs de $\sigma$ et $\mu$ .....	59
<b>Tableau III.1.40</b> valeurs de $I_f$ et $f$ .....	60
<b>Tableau III.1.41</b> Schéma de ferrailage des poutrelles.....	60
<b>Tableau III.2.1.</b> Résultats de ferrailage des volées (1) et (2).....	66
<b>Tableau III.2.2.</b> Vérification des contraintes de compression.....	67
<b>Tableau III.2.3.</b> Calcul d'armature.....	71
<b>Tableau III.2.4.</b> Résultat de ferrailage de palier de repos.....	74
<b>Tableau III.2.5.</b> Sollicitation à l'E.L.U escalier type 2.....	76
<b>Tableau III.2.6.</b> Ferrailage d'escalier type 2.....	77
<b>Tableau III.2.7.</b> Vérification des contraintes à l'E.L.S, escalier type2.....	78
<b>Tableau III.2.8.</b> Calcul de la flèche, escalier type2.....	78
<b>Tableau III.2.9.</b> Sollicitation à l'E.L.U de la volé (I).....	79
<b>Tableau III.2.10.</b> Ferrailage de la volé (I).....	80
<b>Tableau III.2.11.</b> Vérification des contraintes à l'E.L.S, de la volé (I).....	82

<b>Tableau III.2.12.</b> Sollicitation à l'E.L.U volé (II) et (III).....	82
<b>Tableau III.2.13.</b> Ferrailage volé (II) et (III).....	82
<b>Tableau III.2.14.</b> Vérification des contraintes à l'E.L.S, de la volé (II) et (III).....	83
<b>Tableau III.2.15.</b> Vérification des contraintes à l'E.L.S, la volé(IV).....	85
<b>Tableau III.2.16.</b> Sollicitation à l'E.L.U escalier type (IV).....	86
<b>Tableau III.2.17.</b> Ferrailage d'escalier type (IV).....	86
<b>Tableau III.2.18.</b> Vérification des contraintes à l'E.L.S, escalier type (IV).....	87
<b>Tableau III.2.19.</b> Sollicitation à l'E.L.U la volé(II) et (III).....	88
<b>Tableau III.2.20.</b> Ferrailage de la volé (II) et (III).....	88
<b>Tableau III.2.21.</b> Vérification des contraintes à l'E.L.S de la volé (II) et (III).....	89
<b>Tableau III.3.1</b> Vérification des contraintes dans le béton et l'acier.....	93
<b>Tableau.III.3.2 :</b> Evaluation de la flèche.....	94
<b>.Tableau III .4.1</b> calcul des armatures.....	97
<b>Tableau III.4.2</b> Résultats des calculs.....	100
<b>Tableau III.5.1</b> Le ferrailage de la dalle pleine sur 4 appuis.....	106
<b>Tableau III.5.2</b> Le ferrailage de la dalle pleine sur 4 appuis.....	108
<b>Tableau III.5.3</b> Vérification des contraintes.....	109
<b>Tableau III.5.4</b> Vérification des contraintes de nouveau ferrailage.....	109
<b>Tableau III.5.5</b> Le ferrailage de la dalle pleine sur 4 appuis.....	109
<b>Tableau III.5.6</b> Vérification des contraintes.....	110
<b>Tableau III.5.7</b> Vérification des contraintes de nouveau ferrailage.....	110
<b>Tableau III.5.8</b> Le ferrailage de la dalle pleine sur 4 appuis.....	110
<b>Tableau III.5.9</b> Vérification des contraintes.....	111
<b>TableauIII.5.10</b> Vérification des contraintes de nouveau ferrailage.....	111
<b>Tableau III.5.11</b> Calcul du ferrailage de la dalle console du balcon.....	113
<b>Tableau III.5.12</b> Vérification des contraintes.....	114
<b>Tableau.III.5.13</b> Le ferrailage de la dalle pleine sur 3 appuis.....	118
<b>Tableau.III.5.14</b> vérification des contraintes.....	119
<b>Tableau IV.1</b> La valeur de $\xi$ (%) .....	121
<b>Tableau IV.2</b> Valeur des pénalités retenues.....	123
<b>Tableau IV.3</b> Résumé des résultats de calcul.....	124
<b>Tableau IV.4</b> mode de vibration et taux de participation des masses.....	127
<b>Tableau IV.5</b> vérification de l'effort normal réduit.....	128

<b>Tableau IV.6</b> vérification de la résultante des forces sismiques.....	129
<b>Tableau IV.7</b> vérification de l'interaction sous charges verticales.....	130
<b>Tableau IV.8</b> vérification de l'interaction sous charges horizontal.....	130
<b>Tableau IV.9</b> Vérification des déplacements.....	131
<b>Tableau IV.10</b> Justification vis-à-vis de l'effort P- $\Delta$ .....	132
<b>Tableau V.1</b> Armatures longitudinales.....	135
<b>Tableau V.2</b> Sollicitations dans le poteau.....	136
<b>Tableau V.3</b> Armatures longitudinales adoptées pour les poteaux.....	138
<b>Tableau V.4</b> Armatures transversales dans les poteaux.....	139
<b>Tableau V.5</b> Résultats de la vérification de l'effort normale ultime.....	141
<b>Tableau V.6</b> Vérification des contraintes dans le béton.....	142
<b>Tableau V.7</b> Vérification des sollicitations tangentes.....	143
<b>Tableau V.8</b> Armatures longitudinales dans les poutres.....	147
<b>Tableau V.9</b> Vérification des contraintes tangentielles.....	148
<b>Tableau V.10</b> Moments résistants dans les poteaux.....	150
<b>Tableau V.11</b> Moments résistants dans les poutres.....	150
<b>Tableau V.12</b> Vérification des zones nodales.....	151
<b>Tableau V.13</b> Vérification de l'état limite de compression du béton.....	152
<b>Tableau V.14</b> Résultat de ferrailage du voile Vy1.....	157
<b>Tableau V.15</b> Résultat de ferrailage du voile Vy2.....	157
<b>Tableau V.16</b> Résultat de ferrailage du voile Vy3.....	158
<b>Tableau V.17</b> Résultat de ferrailage du voile Vy4.....	158
<b>Tableau V.18</b> Résultat de ferrailage du voile Vx1.....	159
<b>Tableau V.19</b> Résultat de ferrailage du voile Vx2.....	159
<b>Tableau V.20</b> Résultat de ferrailage du voile V1.....	160
<b>Tableau V.21</b> Résultat de ferrailage du voile V2.....	160
<b>Tableau V.22</b> Résultat de ferrailage du voile V3.....	161
<b>Tableau VI.1</b> Tableau de ferrailage du radier.....	168
<b>Tableau VI.2</b> Vérification des contraintes.....	169
<b>Tableau VI.3</b> Vérification des contraintes.....	170
<b>Tableau VI.4</b> Sollicitations de la nervure dans le sens longitudinal.....	172
<b>Tableau VI.5</b> Sollicitations de la nervure dans le sens transversal.....	173
<b>Tableau VI.6</b> Résumé des résultats.....	173

<b>Tableau VI.7</b> Vérification de l'effort tranchant.....	174
<b>Tableau VI.8</b> Résumé des résultats.....	174
<b>Tableau VI.9</b> Ferrailage du voile périphérique.....	178

## *Liste des figures*

<b>Fig I.1</b> Diagramme des déformations limites (ELU).....	05
<b>Fig I.2</b> Evolution de $f_c j$ en fonction de l'âge du béton.....	10
<b>Fig I.3</b> Diagramme contrainte – déformation du béton à l'ELU.....	12
<b>Fig I.4</b> Diagramme des contraintes-déformation du béton à l'ELS.....	13
<b>Fig I.5</b> Diagramme contrainte déformation de l'acier.....	14
<b>Fig II.1</b> Disposition des poutrelles.....	16
<b>Fig II.2</b> Plancher à corps creux.....	17
<b>Fig II.3</b> Schéma poutrelle.....	18
<b>Fig II.4</b> Dalle sur quatre appuis.....	19
<b>Fig II.5</b> Dalle sur un appui .....	20
<b>Fig II.6</b> Dalle sur deux appuis.....	20
<b>Fig II.7</b> Dalle sur trois appuis.....	20
<b>Fig II.8</b> Coupe de voiles en élévation.....	21
<b>Fig II.9</b> Détail d'un escalier.....	22
<b>Fig II.10</b> Escalier type 1.....	23
<b>Fig II.11</b> Escalier type 2.....	24
<b>Fig II.12</b> Escalier type 3.....	24
<b>Fig II.13</b> Escalier type 4.....	24
<b>Fig II.14</b> Hauteur libre d'étage.....	25
<b>Fig II.15</b> Surface afférente du poteau .....	30
<b>Fig II.16</b> La section réduite .....	36
<b>Fig III.1.1</b> Schéma du 1 <sup>er</sup> type de poutrelles.....	38
<b>Fig III.1.2</b> Schéma du 2 <sup>ème</sup> type de poutrelles.....	38
<b>Fig III.1.3</b> Schéma du 3 <sup>ème</sup> type de poutrelles (commerce).....	39
<b>Fig III.1.4</b> Schéma du 4 <sup>ème</sup> type de poutrelles (terrasse accessible).....	39
<b>Fig III.1.5</b> Schéma du 5 <sup>ème</sup> type de poutrelles.....	39
<b>Fig III.1.6</b> : Schéma du 1 <sup>er</sup> type de poutrelles.....	39
<b>Fig III.1.7</b> : Schéma du 2 <sup>ème</sup> type de poutrelles.....	39
<b>Fig III.1.8</b> : Schéma du 3 <sup>ème</sup> type de poutrelles.....	39
<b>Fig III.1.9</b> : Schéma du 4 <sup>ème</sup> type de poutrelles.....	39

<b>Fig III.1.10</b>	Schéma du 1 <sup>er</sup> type de poutrelles.....	40
<b>Fig III.1.11</b>	Schéma du 2 <sup>ème</sup> type de poutrelles.....	40
<b>Fig III.1.12</b>	Schéma du 3 <sup>ème</sup> type de poutrelles.....	40
<b>Fig III.1.13</b>	Schéma du 4 <sup>ème</sup> type de poutrelles.....	40
<b>Fig III.1.14</b>	Schéma du 5 <sup>ème</sup> type de poutrelles .....	40
<b>Fig III.1.15</b>	Schéma du 1 <sup>er</sup> type de poutrelles.....	40
<b>Fig III.1.16</b>	Schéma du 2 <sup>ème</sup> type de poutrelles.....	40
<b>Fig III.1.17</b>	Schéma du 3 <sup>ème</sup> type de poutrelle .....	41
<b>Fig III.1.18</b>	Schéma du 4 <sup>ème</sup> type de poutrelles.....	41
<b>Fig III.1.19</b>	Moments sur une poutre à plus de deux travées.....	42
<b>Fig III.1.20</b>	Moments sur une poutre à deux travées.....	42
<b>Fig.III.1.21</b>	Effort tranchant sur une poutre à 2 travées.....	43
<b>Fig.III.1.22</b>	Effort tranchant d'une poutre à plus de 2 travées.....	43
<b>Fig III.1.23</b>	Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	61
<b>Fig. III.1.24</b>	Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	61
<b>Fig III.2.1</b>	diagramme de l'effort tranchant et moment.....	64
<b>Fig III.2.2.</b>	Section à ferrailer.....	64
<b>Fig III.2.3.</b>	Schéma statique de la poutre palière.....	70
<b>Fig III.2.4.</b>	Section creuse équivalente.....	72
<b>Fig III.2.5</b>	Schéma de ferrailage de la poutre.....	74
<b>Fig III.2.6</b>	Schémas du palier de repos.....	74
<b>Fig III.2.7</b>	Schéma statique la volé.....	76
<b>FigIII .2.8</b>	Schéma de ferrailage de l'escalier type (I) et(II).....	79
<b>Fig III.2.9</b>	Schéma statique de la volé (I).....	79
<b>Fig III.2.10</b>	Schéma statique de la volé (II) et(III).....	81
<b>Fig III.2.11</b>	Schéma statique de la volée (IV) .....	83
<b>FigIII.2.12</b>	schéma de ferrailage de la volée (IV).....	85
<b>FigIII.2.13</b>	Schéma statique de la volé I.....	85
<b>Fig III.2.14</b>	Schéma statique de la volé (II) et (III).....	87
<b>FigIII.2.15</b>	schéma de ferrailage des volées (I) (II) et(III) escalier type (III) et (IV).....	90
<b>Fig III.3.1</b>	Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage.....	94
<b>Fig III.4.1</b>	Schéma de la Cage d'ascenseur.....	95
<b>Fig III.4.2</b>	Schéma représentant la surface d'impacte.....	99

<b>Fig III.4.3</b> Vue en coupe du ferrailage de la dalle.....	104
<b>Fig III.4.4</b> Schéma de ferrailage de la dalle.....	104
<b>Fig III.5.1.</b> Vue en plan.....	112
<b>Fig.III.5.2</b> schéma de ferrailage de la dalle pleine type1.....	112
<b>Fig III.5.3</b> dalle sur un seul appui.....	113
<b>Fig III.5.4</b> schéma statique de la dalle.....	113
<b>Fig.III.5.5</b> schéma de ferrailage de la dalle sur un seul appui.....	125
<b>Fig III.5.6</b> dalle sur deux appuis.....	116
<b>Fig III.5.7</b> schéma statique de la dalle sur.....	116
<b>Fig III.5.8</b> dalle sur trois appuis.....	117
<b>Fig.III.5.9</b> schéma de ferrailage de la dalle sur trois appuis.....	119
<b>Fig IV.1</b> disposition des voiles.....	125
<b>Fig IV.2</b> modes 1 translation suivant l'axe x-x.....	126
<b>Fig IV.3</b> modes 2 T translations suivant l'axe y-y.....	126
<b>Fig IV.4</b> modes 3 rotations suivant l'axe z-z.....	136
<b>Fig V.1</b> zone nodale.....	135
<b>Fig V.2</b> Section d'un poteau.....	141
<b>Fig V.3</b> Schéma de ferrailage des poteaux .....	144
<b>Fig V.4</b> Schéma de la zone nodale.....	149
<b>Fig V.5</b> Schéma de ferrailage des poutres .....	154
<b>Fig V.6</b> Section du voile.....	156
<b>Fig V.7</b> Schéma de ferrailage du voile Sous sol V 3 .....	161
<b>Fig VI.1</b> semelle isolée.....	163
<b>Fig VI.2</b> Longueur des semelles filantes.....	163
<b>Fig VI.3</b> Dalle sur quatre appuis.....	167
<b>Fig VI.4</b> Schéma de ferrailage du radier.....	170
<b>Fig VI.5</b> Sollicitations sur les nervures longitudinales.....	172
<b>Fig VI.6</b> Sollicitations sur les nervures transversales.....	172
<b>Fig VI.7</b> Section à ferrailer.....	173
<b>Fig VI.8</b> Schéma de ferrailage .....	175
<b>Fig VI.9</b> Voile périphérique.....	177
<b>Fig VI.10</b> répartition des contraintes sur le voile.....	177
<b>Fig VI.11</b> : Schéma de ferrailage de voile périphérique.....	180



## *Symboles Et Notations*

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

**Au** : Section d'aciers pour l'ELU.

**A<sub>t</sub>** : Section d'un cours d'armature transversal.

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

**B** : Aire d'une section de béton.

**Br** : Section réduite.

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

**C** : Constante de compressibilité.

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

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

**C<sub>r</sub>** : Cohésion réduite.

**D** : Diamètre.

**D<sub>e</sub>** : Hauteur d'ancrage équivalente (m).

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

**ELS** : Etat limite de service.

**ELU**: Etat limite ultime.

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

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

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

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

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

**F** : Coefficient de sécurité = 1.5

**G** : Action permanente.

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

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

**Q** : Charge variable.

**Q** : Facteur de qualité

**L** : Longueur ou portée.

**L<sub>max</sub>** : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs (m).

**M** : Moment en général.

**Ma** : Moment sur appui.

**Mu** : Moment de calcul ultime.

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

**M<sub>t</sub>** : Moment en travée.

**Ns** : Effort normal de service.

**Nu** : Effort normal ultime

**N<sub>r</sub>** : Poids du radier (KN).

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

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

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

**P<sub>radier</sub>** : Poids du radier (KN).

**R** : coefficient de comportement global.

**S** : Section.

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

**S<sub>bat</sub>** : Surface totale du bâtiment (m<sup>2</sup>).

**S<sub>t</sub>** : Espacement des armatures

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

**V** : Effort tranchant.

**Vser** : Effort normal en service.

**V<sub>u</sub>** : Effort tranchant vis-à-vis de l'état limite ultime.

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

**Q** : Charges d'exploitation.

**W<sub>a</sub>** : poids du aux charges permanentes et à celles d'équipement fixes éventuels.

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

**Z** : Coordonnée d'altitude, bras de levier

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

**a** : Epaisseur.

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

**d** : Hauteur utile.

**e** : Excentricité, épaisseur.

**f** : Flèche

**fe** : Limite d'élasticité

**h<sub>r</sub>** : hauteur total du radier (m).

**h<sub>N</sub>** : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

**σ<sub>bc</sub>** : Contrainte de compression du béton.

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

$\nu$  : Coefficient de poisson

$\sigma$  : Contrainte normale.

$\gamma_h$  : Poids volumique humide ( $t/m^3$ ).

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

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

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

$\alpha$  : Coefficient dépendant de la nature de sol.

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

$\eta$  : Facteur d'amortissement.

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

## *Introduction générale*

L'intensité des forces sismique agissant sur un bâtiment lors d'un séisme est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée.

Le mouvement sismique a pour effets d'introduire dans le sol et les ouvrages des forces d'inerties importantes et rapidement variables. Son action s'exerce donc d'une manière fondamentalement dynamique.

A cet effet l'ingénieur en génie civil est censé de concevoir des édifices de manière à faire face à ce phénomène (construction parasismique), il doit en outre tenir compte de différents facteurs tels que l'économie, l'esthétique, la résistance et surtout la sécurité.

Dans l'analyse et le dimensionnement des structures, l'ingénieur doit appliquer le règlement afin d'assurer le bon fonctionnement de l'ouvrage, son choix du système de contreventement dépend de certaines considérations à savoir la catégorie du site, la hauteur et l'usage de la construction ainsi que les contraintes architecturales.

Le présent travail consiste en une étude d'un bâtiment multifonctionnel (R+4+ duplexe+ soupente+ 3 sous sol), il regroupe à la fois commerces, parking et logements d'habitations, contreventé par un système mixte (voiles-portiques) avec justification de l'interaction vis-à-vis des efforts verticaux et horizontaux.

Nos trois premiers chapitres se résumes au calcul statique, en suite nous entamons l'étude dynamique dans le chapitre IV à la recherche d'un bon comportement de notre structure par la mis en place d'une bonne disposition des voiles porteurs.

le calcul de ferrailage des éléments structuraux sera exposé dans le chapitre V sa réponse est calculée par le SAP2000/Version 14, et enfin en termine par l'étude de l'infrastructure qui fera l'objet du chapitre VI.

**Introduction :**

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de bases sur lesquelles l'ingénieur prend appui dans son étude pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique à cet effet, on consacre ce chapitre de généralités pour donner quelques rappels et des descriptions de projet à étudier.

**I.1. Présentation de l'ouvrage :**

Le projet qui nous a été confié par la société civile professionnelle d'architecture BART, fait l'objet de notre mémoire de fin d'étude qui consiste à l'étude d'un immeuble de forme irrégulière (3sous sol+ RDC+ soupent+ 4étages+ Duplex) multifonctionnelle (commerce, habitation et parking). Classer d'après les règles parasismiques algériennes « RPA 99 version 2003 » dans le **groupe 2**.

Cet ouvrage est implanté dans la ville de Bejaia qui est classée comme zone de moyenne sismicité (**Zone IIa**) selon le RPA 99/Version 2003.

**I.1.1. Caractéristiques géométriques et architecturales:**

Les dimensions du bâtiment sont :

- Hauteur totale du bâtiment : 27.95m.
- Hauteur totale des sous-sol : 10.20 m.
- Hauteur du R.D.C : 4.08 m.
- Hauteur d'un sous-sol : 3.40 m.
- Hauteur soupenste : 3.06 m.
- Hauteur d'étage : 3.06 m.
- La largeur du bâtiment : 18.64 m.
- La longueur du bâtiment : 23.43 m.

**I.2.Système de contreventement :**

Le RPA 99 version 2003 exige que pour toute structure dépassant une hauteur de 14m (4 niveaux) en zone de IIa, d'adopter un contreventement mixte et vu la forme irrégulière de notre bâtiment il est donc plus judicieux d'adopter pour un contreventement mixte(portiques-voiles) avec vérification de l'interaction ; les voiles doivent reprendre en plus de 20%des sollicitations dues aux charges verticales , les charges horizontales (effort sismique) sont repris conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives, ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

**I.3. Description structurales :****I.3.1. Les planchers :**

Seront constitués de corps creux, une dalle de compression qui forme un diaphragme horizontal rigide et assure la transmission des forces agissant dans son plan aux éléments de contreventement.

**I.3.2. La maçonnerie :**

Elle est réalisée en briques creuses comme suit :

- Les murs extérieurs : ils sont réalisés en briques creuses à doubles parois séparées par une lame d'air d'épaisseur 5 cm pour l'isolation thermique et phonique.
- Les murs de séparation intérieurs : sont en simples parois réalisés en briques d'épaisseur 10 cm. Leurs fonctions principales est la séparation des espaces sans isolation thermique et acoustique.

**I.3.3. Les escaliers :**

Ce sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à l'autre, ils sont réalisés en béton armé coulé sur place.

**I.3.4. L'ascenseur :**

L'ascenseur est un élément mécanique, qui sert à faire monter et descendre les usagers du bâtiment sans utiliser les escaliers.

**I.3.7. La terrasse :**

Dans notre projet on a deux types de terrasses :

- Une terrasse accessible.
- Une terrasse inaccessible (toiture).

**I.3.7. Enduits et revêtements :**

- Céramique pour SDB, cuisines.
- Carrelage et plinthe.
- Mortier pour les façades.

**I.4. Règlements et normes utilisés :**

Notre étude sera faite conformément aux règlements suivants :

- RPA 99/version 2003 (Règles Parasismiques Algériennes).
- CBA 93 (Code du béton armé).
- DTR BC 2.2 (Charges permanentes et surcharges d'exploitation).
- DTR BC 2.33.1 (Règles de calcul des fondations superficielles).
- BAEL 91/version 99

### I.5. Indications générales sur les règles du B.A.E.L 91 : [6]

Le matériau béton-par nature non homogène - associé à l'acier induit un comportement autrement plus complexe que ne peut le décrire les hypothèses très simplificatrices de la RDM. C'est pourquoi des règles de calcul précises et dédiées au béton armé ont été établies. Elles sont contenues dans le règlement **BAEL** (Béton Armé aux Etats Limites). La dernière version majeure date de 1991 mais des modifications mineures ont été réalisées depuis.

Ces règles, basées sur la théorie des états limites, sont applicables à tous les ouvrages en béton armé dont le béton est constitué de granulats naturels normaux et dont le dosage en ciment est au moins égal à  $300 \text{ kg/m}^3$ .

#### I.5.1. Définition de l'état limite :

C'est un état dont lequel une condition de sécurité pour l'ouvrage où un de ses éléments est strictement vérifiée. Au-delà de cet état la structure cesse de remplir les fonctions pour lesquelles elle a été conçue.

Il existe deux états limites différents l'ELU et l'ELS.

##### a) Etat limite ultime ELU :

C'est un état qui correspond à la capacité portante maximale de la structure, son dépassement va entraîner la ruine de l'ouvrage.

On peut citer trois cas :

- Etat limite de l'équilibre statique : c'est la perte de la stabilité d'une partie ou de l'ensemble de la construction (le renversement)
- Etat limite de résistance de l'un des matériaux : c'est la perte de résistance soit du béton soit de l'acier (rupture).
- Etat limite de stabilité de forme : les pièces élancées soumises à des efforts de compression subissant des déformations importantes et deviennent instable (Flambement).

##### b) Etat limite de service ELS :

C'est la condition que doit satisfaire un ouvrage pour que son utilisation normale et sa durabilité soient assurées, son dépassement impliquera un désordre dans le fonctionnement de l'ouvrage.

Il comprend :

- Etat limite d'ouverture des fissures : il consiste à assurer que les armatures sont convenablement disposées dans la section et les contraintes ne dépassent pas la valeur limite.
- Etat limite de déformation (flèche) : il consiste à vérifier que les déformations

sont inférieurs à des déformations limites.

➤ Etat limite de compression du béton : cette limitation a pour but d'empêcher la formation des fissures.

❖ **Hypothèse de calcul (ELU) :**

Ces hypothèses sont au nombre de six.

1. conservation des sections planes.
2. Il n'y a pas de glissement relatif (l'un par rapport à l'autre) entre les armatures et le béton.
3. La résistance à la traction du béton est négligeable.
4. Le diagramme contrainte-déformation de calcul de béton : on utilise le diagramme parabole rectangle lorsque la section est entièrement comprimée et le diagramme rectangulaire simplifié dans les autres cas.
5. La section d'un groupe de barre est remplacée par une section unité située au centre de gravité de groupe.
6. Le diagramme linéaire des déformations passe par l'un des trois pivots A, B, C (la règle des trois pivots).

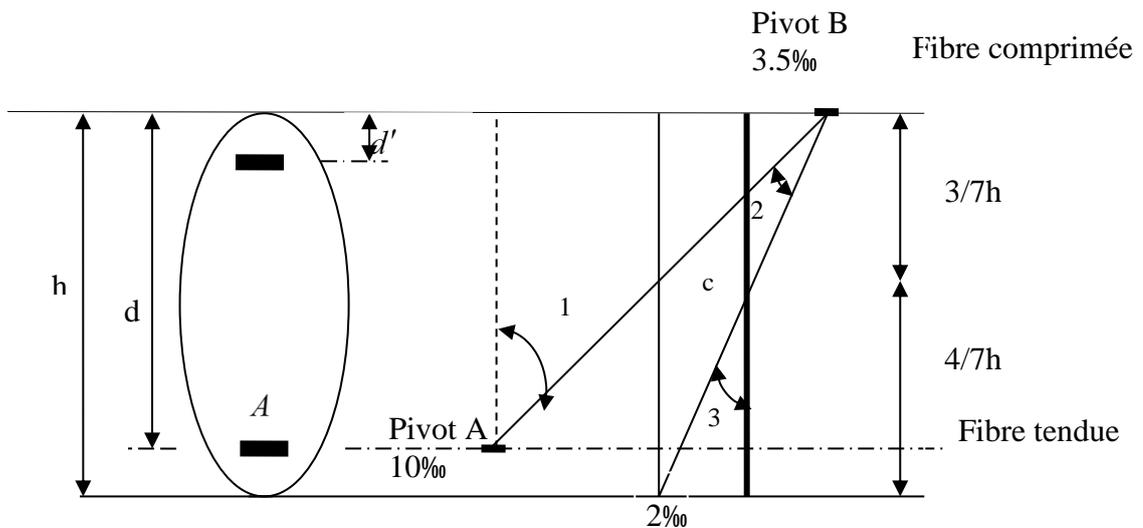
✓ **Règle des trois pivots :**

Les calculs de dimensionnement sont conduits en supposant que le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots A, B, ou C définis par la (fig I.1). On distingue trois domaines :

▪ Dans le domaine 1, pivot A, l'état-limite ultime est défini par l'atteinte de l'allongement limite de 10 ‰ de l'armature la plus tendue : la section est soumise à la traction simple ou à la flexion simple ou composée.

▪ Dans le domaine 2, pivot B, l'état-limite ultime est défini par l'atteinte du raccourcissement limite de 3,5 ‰ de la fibre la plus comprimée : la section est soumise à la flexion simple ou composée.

▪ Dans le domaine 3, pivot C, l'état-limite ultime est défini par l'atteinte du raccourcissement limite de 2 ‰ à une distance de la fibre la plus comprimée égale aux  $\frac{3}{7}$  de la hauteur totale  $h$  de la section (comme cela résulte des propriétés des triangles semblables de la fig I.1) : celle-ci est entièrement comprimée et soumise à la flexion composée ou à la compression simple.



**Fig I.1** Diagramme des déformations limites (ELU)

Le diagramme passe par :

- ✓ Le pivot A si  $y \leq 0.2596 \times d$
- ✓ Le pivot B si  $0.2593 \times d \leq y \leq h$
- ✓ Le pivot C si  $y \geq h$

❖ **Hypothèse de calcul à l'ELS:**

Conservation des sections planes.

1. Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.
2. La résistance à la traction du béton est négligée.
3. Le glissement relatif entre le béton et l'acier est négligé.
4. Par convention le coefficient d'équivalence entre le béton et l'acier est :

$$n = \frac{E_s}{E_b} = 15$$

**I.5.2. Principe d'application des règles de B.A.E.L 91: [6]**

Ces règles tiennent compte de plusieurs paramètres :

- Les valeurs représentatives des actions.
- Les combinaisons d'actions spécifiques à l'état limite considéré.
- Les résistances caractéristiques des matériaux.
- Les coefficients de sécurité  $\gamma_s$  pour l'acier et  $\gamma_b$  pour le béton.

## I.6. Actions et sollicitations :

### I.6.1. Les actions :

Les actions sont les forces et les couples dues aux charges appliquées à une structure et aux déformations imposées, elles proviennent donc :

- Des charges permanentes,
- Des charges d'exploitations,
- Des charges climatiques.

- **Actions permanentes (G) :**

Ce sont des actions dont l'intensité est constante ou peu variable dans le temps, par exemple :

- le poids propre de la structure.
- le poids des cloisons, revêtements, superstructures fixes.
- les poids de poussée des terres et des liquides.
- les déformations imposées à la structure.

- **Actions variables (Q) :**

Ce sont celles dont l'intensité varie fréquemment de façon importante dans le temps, elles correspondent aux :

- charges d'exploitation.
- les charges appliquées durant l'exécution.
- les charges climatiques (neige et vent).
- les effets thermiques (température).

- **Actions accidentelles (FA) :**

Elles se produisent rarement et leurs durées sont très courtes par rapport à la durée de vie de l'ouvrage, on peut citer :

- Séismes.
- incendies.
- chocs.
- explosions.

### I.6.2. Les sollicitations :

On appelle sollicitations les moments de flexion ou de torsion, les efforts normaux et les efforts tranchants provoqués par les actions.

#### **Sollicitations de calcul :**

On note par :

$G_{\max}$  : l'ensemble des actions permanentes défavorable.

$G_{\min}$  : l'ensemble des actions permanentes favorable.

$Q_1$  : action variable dite de base.

$Q_i$  : action variable dite d'accompagnement.

✓ Sollicitation de calcul vis-à-vis l'ÉLU :

Dans le cas d'une vérification à l'ELU on devra justifier :

- La résistance de tous les éléments de construction,
- La stabilité des éléments compte tenu de l'effet de second ordre,
- L'équilibre statique de l'ouvrage.

Les trois types de vérification seront effectués à partir des mêmes combinaisons de charge.

✓ Sollicitation de calcul vis-à-vis l'ELS :

Les vérifications à effectuer dans ce cas sont :

- La contrainte maximale de compression du béton,
- La fissuration du béton,
- La déformation des éléments.

#### **I.6.4. Valeurs de calcul des actions :**

Pour tenir compte des risques non mesurables, on associe aux valeurs caractéristiques des actions des coefficients de sécurité pour obtenir les valeurs de calcul des actions, puis on combine ces valeurs de calcul pour établir le cas de chargement le plus défavorable.

##### **a. Combinaison d'actions à l'ELU**

###### **▪ Situation durable ou transitoire**

On ne tient compte que des actions permanentes et des actions variables, la combinaison utilisée est :

$$1,35G_{\max} + G_{\min} + 1,5Q_1 + \sum 1,3 \psi_{0i} Q_i$$

$\psi_{0i} = 0,77$  pour les bâtiments à usage courant.

$\psi_{0i}$ : Coefficient de pondération.

###### **▪ Situations accidentelles**

$$G_{\max} + G_{\min} + F_A + \psi_{1i} Q_1 + \sum \psi_{2i} Q_i \quad (i > 1)$$

$F_A$  : Valeur nominale de l'action accidentelle.

$\psi_{1i} Q_1$  : Valeur fréquente d'une action variable.

$\psi_{2i} Q_i$  : Valeur quasi-permanente d'une action variable.

$$\Psi_{ii} = \begin{cases} 0,15 & \text{Si l'action d'accompagnement est la neige.} \\ 0,50 & \text{Si l'action d'accompagnement est l'effet de la température.} \\ 0,20 & \text{Si l'action d'accompagnement est le vent.} \end{cases}$$

**b. Combinaison d'action à l'E L S**

$$G_{\max} + G_{\min} + Q_1 + \sum \psi_{0i} Q_i$$

$\psi_{0i} = 0,6$  pour l'effet de la température.

**c. Les combinaisons d'action : [3]**

Les combinaisons de calcul à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations sont :

$$\text{Situations durables} \quad \begin{cases} \text{ELU : } 1,35G + 1,5Q \\ \text{ELS : } G + Q \end{cases}$$

$$\text{Situations- accidentelles} \quad \begin{cases} G + Q \pm E. \\ G+Q \pm 1,2E \text{ (pour les portiques auto stables)} \\ 0,8G \pm E. \end{cases}$$

**I.7. Les Caractéristiques des matériaux (acier et béton) :**

**I.7.1. Béton :**

Le béton est un matériau hétérogène constitué d'un mélange de liant hydraulique (ciment), des matériaux inertes appelés granulats (sable, gravier..), de l'eau et d'adjuvants (éventuellement).

Le béton utilisé dans la construction de l'ouvrage doit être conforme aux règles techniques d'étude et de conception des ouvrages en béton armé (BAEL),

Le rapport entre la masse d'eau (E) et de ciment (C) contenue dans le béton est mentionné sous la forme de rapport eau-ciment (E/C) est l'une des valeurs caractéristiques les plus importantes du béton frais et du béton durci. Lorsque le rapport E/C augmente, le béton frais devient plus plastique et son ouvrabilité ainsi que sa compactibilité s'améliorent, par contre la qualité d'un béton après le durcissement est d'autant meilleure que le rapport E/C est faible.

Le béton présente les avantages suivants :

- . Une bonne résistance à la compression,
- . Une souplesse d'utilisation,
- . Un entretien facile,
- . Une bonne résistance aux feux,
- . Une possibilité d'obtenir des éléments préfabriqués de différentes formes.

➤ **Les constituants du béton :**

- Le ciment :

C'est un liant hydraulique caractérisé par la propriété de donner avec l'eau une pâte qui se solidifie en passant par un processus chimique.

- Les granulats :

Ce sont des matériaux inertes provenant de l'érosion des roches ou de leurs concassages, on distingue :

Les granulats naturels utilisés directement sans aucun traitement mécanique préalable.  
Les granulats naturels provenant de concassage des roches.

- Les adjuvants :

Ce sont des produits qui sont ajoutés à faible proportion au béton dont le but est l'amélioration de certaines de ces propriétés.

❖ **Résistance du béton :**

**a). Résistance mécanique à la compression  $f_{cj}$  :**

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise ; notée  $f_{c28}$ .

Cette valeur est mesurée par compression axiale d'un cylindre droit de révolution de diamètre 16cm, et de hauteur de 32cm, pour un granulat de grosseur au plus égale à 40mm.

Pour les éléments principaux le béton doit avoir une résistance  $f_{c28}$  au moins égale à 20 MPa et au plus égale à 45 MPa.

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

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} & \text{si } j \leq 28j \dots\dots\dots 1 \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28j \end{array} \right. \quad [4]$$

- Pour des résistances  $f_{c28} > 40$  MPa.

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95j} f_{c28} & \text{si } j \leq 28j \dots\dots\dots 2 \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28j \end{cases} \quad [4]$$

Pour l'évaluation de la déformation, pour de grandes valeurs de j, on a :  $f_{cj} = 1.1 \times f_{c28}$ .

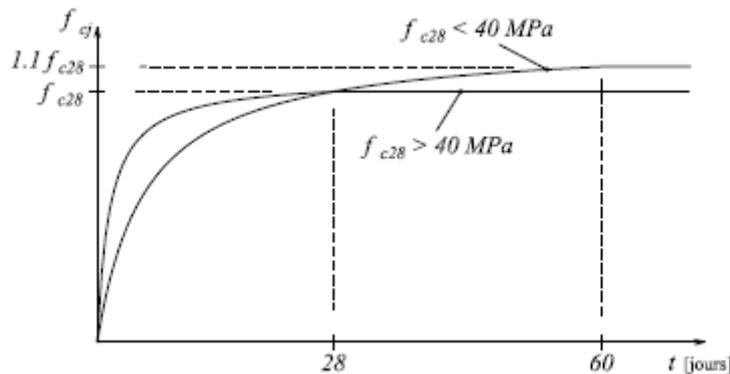


Fig I.2 Evolution de  $f_{cj}$  en fonction de l'âge du béton

Pour l'étude de notre projet, on prendra  $f_{c28} = 25$  Mpa.

**b) .Résistance à la traction  $f_{tj}$  :**

La résistance caractéristique du béton à la traction est mesurée directement par plusieurs essais de traction axiale étant délicate on a recourt à deux mode opératoires différents :

- ✓ flexion d'éprouvettes prismatiques non armées.
- ✓ Fendage diamétral d'une éprouvette cylindrique (essai Brésilien)

La résistance caractéristique du béton à la traction à l'âge de j jours notée ( $f_{tj}$ ) est conventionnellement définie par :

$$\begin{cases} f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} & \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} \\ f_{tj} = 0.275 f_{cj} & \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa} \end{cases} \quad [4]$$

Pour notre cas  $f_{c28} = 25$  Mpa donc  $f_{t28} = 2,1$  Mpa

**C) .Contrainte ultime de cisaillement (du béton) : [6]**

Dans le cas où les armatures d'âme sont droites ou comportent à la fois des barres droites et des barres relevées, d'après l'article A.5.2.11 de BAEL91 on a :

$\tau_{adm} = \min (0.20 f_{cj} / \gamma_b ; 5 \text{ Mpa})$  pour la fissuration peu nuisible.

$\tau_{adm} = \min (0.15 f_{cj} / \gamma_b ; 4 \text{ Mpa})$  pour la fissuration préjudiciable.

Dans notre cas on a  $f_{c28} = 25$  Mpa donc :

$\tau_{adm}=3.33\text{Mpa}$  —————> fissuration peu nuisible.

$\tau_{adm}=2.50\text{Mpa}$  —————> fissuration préjudiciable

#### d).Module de déformation longitudinale du béton :

- **module de déformation instantané  $E_{ij}$  :**

Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24h, nous définissons le module de déformation instantané du béton :

$$E_{ij}=11000*(f_{cj})^{1/3}. \quad [6]$$

- **module de déformation différé :**

Pour des charges de longue durée d'application, le module de déformation différé du béton à j jours est :

$$E_{ij}=3*E_{vj} \quad [6]$$

Pour les vérifications courantes : j > 28 jours on a :

$$E_{ij} = 11000*(f_{c28.})^{1/3}.$$

$$E_{vj} = (1/3)* E_{ij}$$

Pour :  $f_{c28}=25\text{Mpa}$  on a :

$$E_{i28}=32164.20 \text{ MPa.}$$

$$E_{v28}=10721.40 \text{ MPa.}$$

#### e) Module déformation transversale du béton :

$$G = \frac{E}{2*(\nu + 1)}$$

Avec :

E : module de Young

$\nu$  : Coefficient de poisson

$$\nu = \frac{\text{déformation transversale}}{\text{déformation longitudinale}} \quad [4]$$

✓ Pour le calcul des sollicitations, le coefficient de poisson est pris égal à 0 (à l'ELU).

✓ Pour le calcul des déformations, le coefficient de poisson est pris égal à 0,2(à l'ELS).

Pour le calcul des éléments bidimensionnelles (dalle, coques) on prend :

ELU :  $\nu=0$  et  $G=0,5*E$  (béton fissuré)

ELS :  $\nu = 0,2$  et  $G=0,42*E$  (béton non fissuré)

#### f) Diagramme contraintes déformations :

- **A l'ELU :** le diagramme contrainte –déformation de béton utilisé dans ce cas est le diagramme non linéaire dit : « parabole-rectangle » ; il comporte un arc de parabole qui

s'étend de l'origine des coordonnées jusqu'à son sommet de coordonnées  $\sigma_{bc} = 2\text{‰}$  et  $\sigma_{bc} = f_{bu}$  suivi d'un segment d'une droite parallèle à l'axe de déformation et tangente à la parabole à son sommet .

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta_{\gamma b}}$$

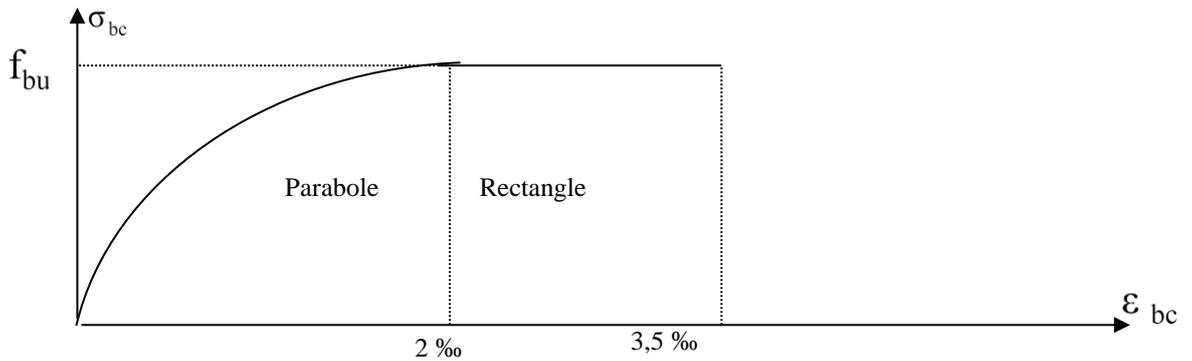


Fig I.3 Diagramme contrainte – déformation du béton à l'ELU

-  $f_{bu}$  : est la valeur de calcul de la contrainte du béton

$$f_{bu} = \begin{cases} 0.25 * f_{bu} * 10^3 * \epsilon_{bc} * (4 * 10^3 * \epsilon_{bc}) & \text{si } 0 \leq \epsilon_{bc} \leq 2^0/00 \\ 0.85 * f_{c28} / \theta * \gamma_b & \text{si } 2 \leq \epsilon_{bc} \leq 3.5^0/00 \end{cases}$$

- le coefficient  $\theta$  dépend de la durée d'application des charges :

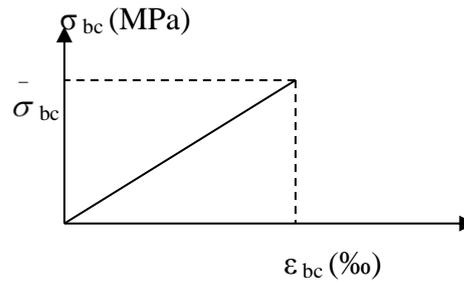
$$\theta = \begin{cases} 1.00 & t > 24 \text{ heures} \\ 0.90 & 1 \text{ heure} < t < 24 \text{ heures} \\ 0.85 & t < 1 \text{ heure} \end{cases}$$

$\gamma_b$  est le coefficient de sécurité :

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.50 & \text{(cas courants)} \\ 1.15 & \text{(combinaisons accidentelles)} \end{cases}$$

- **A l'ELU** : dans ce cas le diagramme contrainte-déformation est considéré

linéaire et la contrainte limite est donnée par :  $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 15 \text{ MPa}$



**Fig I.4** Diagramme des contraintes-déformation du béton à l'ELS

### I.7.2. L'Acier:

Il a pour rôle d'équilibrer les efforts de tractions, cisaillement, torsion et de compression quand le béton seul ne peut y suffire. Les armatures longitudinales des éléments structuraux doivent être de haute adhérence et l'allongement sous charges maximales doit être supérieur à cinq pourcent (5%) pour faire travailler au maximum l'acier.

#### a) Différents types d'aciers:

Les aciers utilisés pour constituer les pièces en béton armé sont :

- **Les ronds lisses (R.L):**

Les ronds lisses sont obtenus par laminage d'un acier doux. Comme leur nom l'indique, leur surface ne présente aucune aspérité en dehors des irrégularités de laminage qui sont négligeables, on utilise les nuances FeE215 et FeE235 et les diamètres normalisés 6 et 8mm.

-  $f_e=215\text{Mpa}$  (contrainte à la limite élastique).

-  $f_u=330$  à  $490\text{Mpa}$  (contrainte à la limite de rupture).

- **Les aciers à haute adhérence (H.A):**

Dans le but d'augmenter l'adhérence béton-acier, on utilise des armatures présentant une forme spéciale. Généralement obtenue par des nervures en saillie sur le corps de l'armature.

On a deux classes d'acier FeE400 et FeE500 et de diamètre 10,12,14,16,20,25,30,32,40,50mm .

Les aciers utilisés dans notre bâtiment sont des FeE400 caractérisés par:

- Limite élastique:  $f_e=400\text{Mpa}$ .
- Contrainte admissible:  $\sigma_s=348\text{Mpa}$ .
- Coefficient de fissuration:  $\eta=1.6$
- Coefficient de sécurité:  $\gamma_s=1.15$
- Module d'élasticité:  $E_s = 2.10^5\text{Mpa}$ .

• **Treillis soudés:**

Les treillis soudés sont constitués par des fils se croisant perpendiculairement et soudés électriquement à leurs points de croisement.

-TL50( $\phi > 6\text{mm}$ ) ;  $f_e = 500\text{Mpa}$ .

-TL52( $\phi \leq 6\text{mm}$ ) ;  $f_e = 520\text{Mpa}$ .

**b).Résistance caractéristique de l'acier :**

On définit la résistance caractéristique de l'acier comme étant sa limite d'élasticité  $f_e$

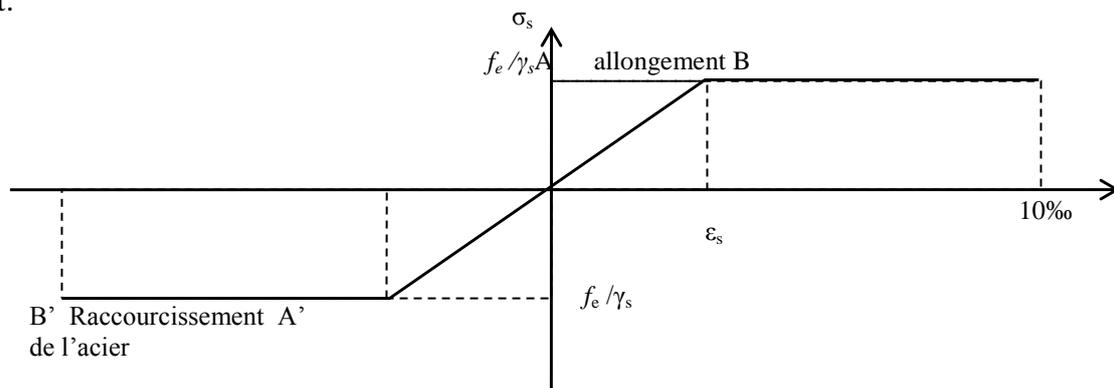
**Tableau I.1**  $f_e$  en fonction du type d'acier.

	Aciers ronds lisses		Aciers à hautes adhérences		Treillis soudé à fils lisses	Treillis soudés à haute adhérence
Désignation	FeE215	FeE235	FeE400	FeE500	TLE500	FeTE500
$f_e$ (MPa)	215	235	400	500	500	500

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier  $E_s = 200\ 000\ \text{MPa}$ .

**1-Diagramme des contraintes – déformations (acier) :**

Le diagramme contrainte ( $\sigma_s$ ) déformation( $\epsilon_s$ ) est conventionnellement défini comme suit:



**Fig I.5** Diagramme contrainte déformation de l'acier

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \epsilon_{es} = \frac{\sigma_s}{E_s}$$

Le diagramme de calcul permet de connaître la contrainte de l'acier  $\sigma_s$ , lorsque l'on connaît sa déformation relative  $\epsilon_s$ .

$f_e$  : limite d'élasticité de l'acier.

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité.  $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1 \quad \text{cas de situations accidentelles.} \\ \gamma_s = 1,15 \quad \text{cas de situations durable où transitoire.} \end{array} \right.$

**b). Contrainte limite des aciers:**

1. Etat limite ultime: la contrainte de l'acier est  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

2. Etat limite de service: on distingue les cas suivants:

- ✓ Cas où la fissuration est préjudiciable, la vérification à l'état limite ultime est suffisante.

La contrainte est limitée à:

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{(\eta \times f_{tj})} \right] [MPa] \quad [6]$$

$f_{tj}$  : résistance à la traction du béton à l'âge de j jours.

- ✓ Cas où fissuration très préjudiciable:

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{1}{2} \times f_e ; 90 \times \sqrt{(\eta \times f_{tj})} \right] [MPa] \quad [6]$$

$\eta$  : Coefficient de fissuration avec:

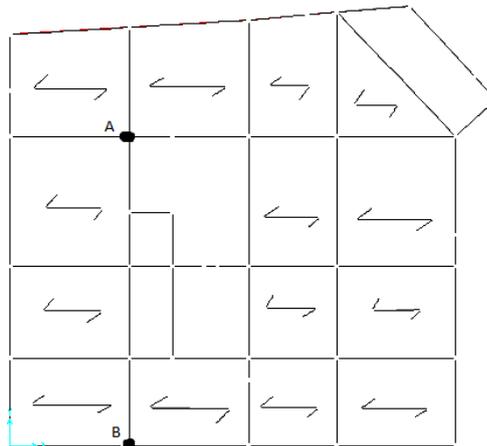
$\eta=1$  : pour les ronds lisses, treilles soudés.

$\eta=1.6$  : pour les hautes adhérences  $\phi \geq 6mm$

$\eta=1.3$ : pour les hautes adhérences  $\phi < 6mm$

**Introduction :**

Avant d'entamer tout les calculs des éléments de la structure, il faut passer par leur pré dimensionnement et cela on respectant les recommandations du **RPA99/version 2003** et du **CBA93**.

**II.1.Pré dimensionnement des éléments porteurs :****Fig II.1** Disposition des poutrelles**II.1.1.Plancher à corps creux :**

Le plancher est un élément qui joue un rôle de porteur (il supporte les charges et les surcharges) et un rôle d'isolant thermique et acoustique, il est composé de corps creux, des poutrelles et de la dalle de compression.

Par conséquent le CBA93 recommande que :

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

$L_{\max}$  : longueur maximal entre nus d'appuis selon la disposition des poutrelles.

$h_t$  : hauteur de plancher.

$$L_{\max} = 530 - 30 = 500 \text{ cm} \Rightarrow h_t = 500 / 22.5$$

$$\Rightarrow h_t = 22.22 \text{ cm.}$$

Donc on adoptera des planchers à corps creux avec une hauteur  $h_t$  de 24cm.

$$h_t = 24 \text{ cm} : \begin{cases} 20 \text{ cm} : \text{l'épaisseur de corps creux} \\ 4 \text{ cm} : \text{dalle de compression} \end{cases}$$

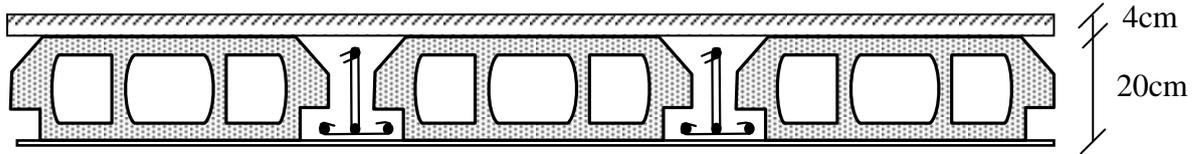


Fig II.2 Plancher à corps creux

### II.1.2.Poutres :

Une poutre est un élément porteur à section rectangulaire, en T ou en I dont la portée est prise entre nus d'appuis.

- **Poutres principales:** elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, leur hauteur est donnée selon la condition de flèche (CBA 93) qui est :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10} \dots\dots\dots[4]$$

Avec :

ht : hauteur de la poutre

$L_{\max}$  : portée libre maximale entre axe de la poutre ( $L_{\max} = 580\text{cm}$ ).

d'où :

$$\text{On prend } \begin{cases} h = 45\text{cm} \\ b = 30\text{cm} \end{cases}$$

- **Poutres secondaire :** elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, leur hauteur est donnée par la condition de flèche qui est :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10} \dots\dots\dots[4]$$

Avec :

ht: hauteur de la poutre

$L_{\max}$  : portée libre maximale entre axe de la poutre ( $L_{\max} = 530\text{cm}$ ).

D'où :

$$\frac{530}{15} \leq h \leq \frac{530}{10} \Rightarrow 35.33\text{cm} \leq h \leq 53\text{cm}$$

$$\text{On prend : } \begin{cases} h = 40\text{cm} \\ b = 30\text{cm} \end{cases}$$

- **Vérification :** [3]

On doit vérifier les dimensions adoptées aux exigences du RPA.

- ✓  $b \geq 20\text{cm}$ .....c'est vérifiée.
- ✓  $h_t \geq 30\text{cm}$ .....c'est vérifiée.
- ✓  $\left(\frac{h_t}{b}\right) = \left(\frac{40}{30}\right) = 1.33 \leq 4$ .....c'est vérifiée.

Ces conditions sont vérifiées donc on opte pour l'ensemble des poutres principales les dimensions suivantes :

- ✓ **h = 45 cm**
- ✓ **b = 30cm.**

Et pour les poutres secondaires les dimensions suivantes :

- ✓ **h = 40 cm**
- ✓ **b = 30 cm**

**II.1.3 .poutrelles :**

Ce sont des éléments préfabriqués en béton ou coulées sur place armée destinées à transmettre les charges verticales aux poutres.

Le choix de disposition des poutrelles dépend de deux critères :

- Critère de la plus petite portée : les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée.
- Critère de continuité : les poutrelles sont disposées selon la travée qui comporte le plus grand nombre d'appuis.

$h_t$  = hauteur de plancher (24cm)

$h_0$ =hauteur de la dalle de compression (4cm)

$b_0$ =largeur de la nervure

telque  $b_0 = (0.4 \text{ à } 0.6) \times h_t$

$b_0 = (9.6 \text{ à } 14.4) \text{ cm}$

On adopte pour  $b_0 = 12\text{cm}$

$b$  : largeur efficace de la dalle donnée par la formule :

$$\frac{(b - b_0)}{2} \leq \text{Min} \left[ \frac{L_x}{2}; \frac{L_y}{10} \right]$$

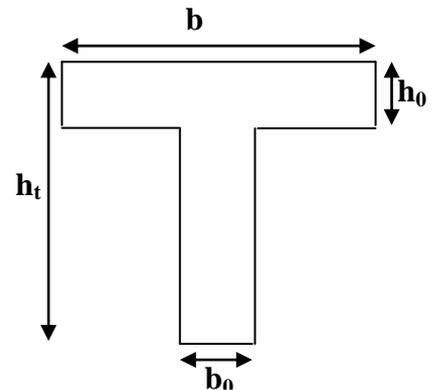
$L_x$  : distance entre axe de deux poutrelles successives.

$L_y$  : la distance maximale entre nus d'appuis de deux poutres perpendiculaire à  $l_x$ .

$L_x = 65 - b_0 \Rightarrow l_x = 65 - 12$

$L_x = 53\text{cm}$

$L_y = 390\text{cm}$



**Fig II.3** Schéma poutrelle

$$\frac{b-12}{2} \leq \text{Min} \left[ \frac{53}{2}; \frac{590}{10} \right]$$

$$b \leq 2\text{min}(26.5 ; 39) + 12$$

$$b \leq \text{min}(53 ; 78) + 12$$

On adopte  $b=65\text{cm}$

#### II.1.4. Dalles pleines :

Une dalle pleine est un élément à contour généralement rectangulaire dont les appuis peuvent être continus (poutres, voiles ou murs en maçonneries) ou ponctuels (poteaux).

Son pré-dimensionnement se fait en se basant sur les critères suivants :

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

$$\checkmark \quad \frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \quad \text{Pour les dalles sur deux appuis.}$$

$$\checkmark \quad \frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \quad \text{pour les sur trois ou quatre appuis.}$$

$$\checkmark \quad \frac{L_x}{20} \leq e \quad \text{Pour les dalles sur un seul appui.}$$

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

#### Dalles pleines du plancher :

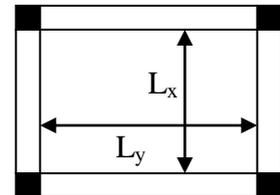
➤ **Dalle sur 4 appuis** : on prend le panneau le plus sollicité

$$L_x = 530\text{cm}$$

On aura donc :

$$\frac{530}{50} \leq e \leq \frac{530}{40} \Rightarrow 10.60 \leq e \leq 13.25$$

$$\Rightarrow e = 12\text{cm}$$



**Fig II.4** Dalle sur quatre appuis

➤ **Isolation phonique** : [4]

l'épaisseur de la dalle plein doit être supérieure ou égale à 14cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

On adopte  $e = 16\text{cm}$ .

➤ **Les balcons :**

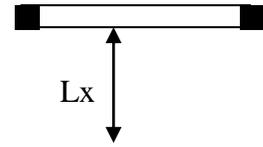
✓ **Dalle sur un seul appui :**

$L_x=140\text{cm}$

On aura donc :

$e \geq 140/20$

$\Rightarrow e = 7\text{cm}$



**Fig II.5** Dalle sur un appui

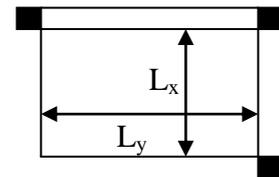
✓ **dalle sur deux appuis :**

$L_x=140\text{cm}$

On aura donc:

$140/35 \leq e \leq 140/30$

$\Rightarrow e = 4\text{cm}$



**Fig II.6** Dalle sur deux appuis

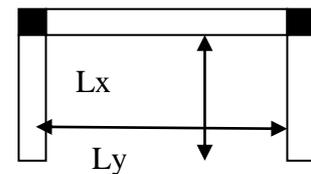
✓ **Dalle sur trois appuis :**

$L_x=50\text{cm}$

On aura donc :

$\frac{50}{50} \leq e \leq \frac{50}{40} \Rightarrow 1 \leq e \leq 1.25$

$\Rightarrow e = 1.2\text{cm}$



**Fig II.7** Dalle sur trois appuis

➤ **Critère de coup feu : [6]**

$e \geq 7\text{cm}$  pour une heure de coup feu

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

Toutes les dalles des balcons ont des dimensions modérées et c'est pour cette raison que la condition de coupe feu est la plus défavorable

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

**II.1.5. Les voiles :**

Les voiles sont des murs, en béton armé, pleins ou comportant des ouvertures, liés entre eux par des planchers, son épaisseur est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidités aux extrémités.

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes :

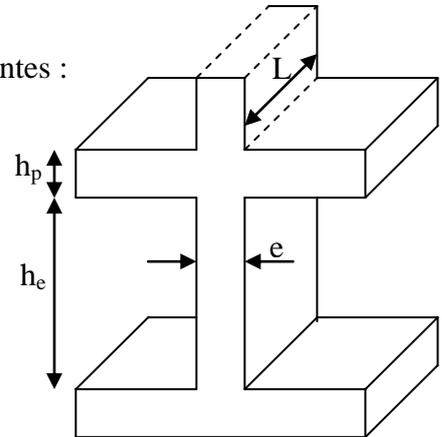
- $e \geq 15\text{cm} \dots \dots \dots \text{condition (1)}$ .
- $e \geq h_e / 20\text{cm} \dots \dots \dots \text{condition(2)}$ .
- $L \geq 4 \times e \dots \dots \dots \text{condition(3)}$

L: longueur du voile.

e : épaisseur du voile.

he : hauteur libre d'étage

hp : hauteur totale de la poutre.



**Fig II.8** coupe de voiles en élévation

➤ **Pour le sous-sol 2et 3**

$h_e = 3.28\text{m}$

$e \geq \max[328/20 ; 15]=16.4\text{cm} \Rightarrow e \geq 16.4 \text{ cm}$

➤ **Pour le sous-sol 1**

$h_e = 3.16\text{m}$

$e \geq \max[316/20 ; 15]=15.8\text{cm} \Rightarrow e \geq 15.8 \text{ cm}$

➤ **pour le RDC :**

$h_e = 3.84\text{m}$

$e \geq \max[384/20 ; 15]=19.2\text{cm} \Rightarrow e \geq 19.2 \text{ cm}$

➤ **Pour étage courant et soupente :**

$h_e = 2.82\text{m}$

$e \geq \max[282/20 ; 15]=14.1\text{cm} \Rightarrow e \geq 14.1\text{cm}$

On adopte pour tous les voiles une épaisseur de :  $e = 20\text{cm}$ .

➤ **Pour le voile d'ascenseur : [3]**

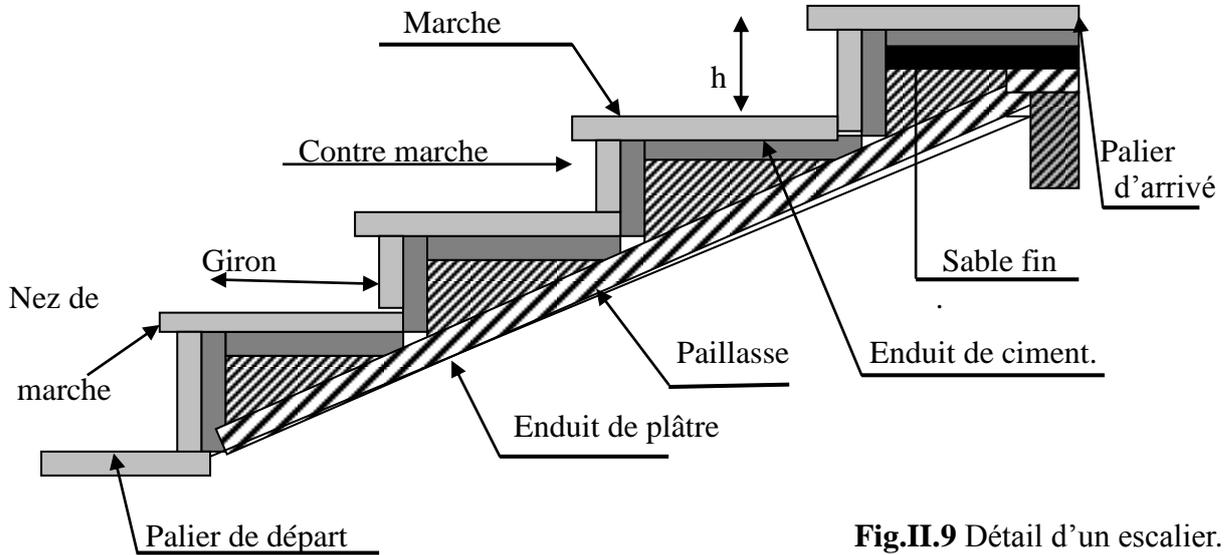
Comme ce voile n'intervient presque pas dans le contreventement, alors, son épaisseur sera égale à 15cm qui est l'épaisseur minimal exigée par le RPA99/ Version 2003.

• **La longueur des voiles :**

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

**II.1.6. Les escaliers :**

Les escaliers sont une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre. Ils peuvent être réalisés en béton armé, en bois ou en acier. Les différents éléments constituant un escalier sont :



**Fig.II.9** Détail d'un escalier.

Notre projet présente quatre types d'escaliers :

- Type1 : Escalier à deux volées (souple, étages courant et sous-sol)
- Type2 : Escalier à deux volées avec cartier tournant(RDC)
- Type3 : Escalier à trois volées droite et double quartier tournant (RDC et souple)
- Type4 : Escalier à trois volées droite et trois quartiers tournants (RDC et souple)

➤ **Pré dimensionnement**

Pour déterminer les dimensions des marches et des contres marches on utilise la formule de

**Blondel** qui est donnée par :

$$60 \leq g + 2 \times h \leq 65 \text{cm} \dots\dots\dots(1)$$

Avec :

$$g = (L / (n-1))$$

$$h = H / n$$

Soit :

g : giron.

h : hauteur de la contre marche.

L : longueur totale d'escalier.

H : hauteur de la volée.

n : nombre de contre marche.

n-1 : nombre de marche.

En remplaçant les expressions de g et h dans (1) on trouve :

$$64 \times n^2 - (64 + 2 \times H_0 + L_0) \times n + 2 \times H_0 = 0 \dots\dots\dots (2)$$

**Type1:**

H=153cm

= 240cm

$2 \times (153/n + 240/n-1) = 64$

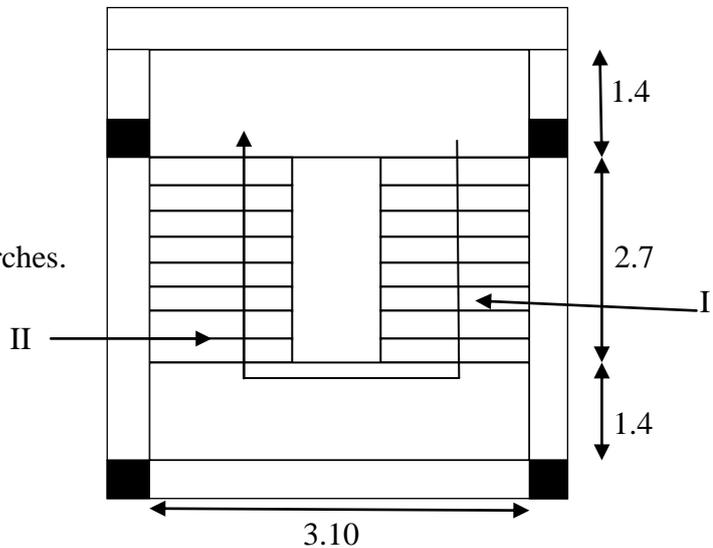
$32 \times n^2 - 305 \times n + 137 = 0$

n = 9 est le nombre contre marches.

n - 1 = 8 est le nombre de marches.

$h = 153 / 9 \Rightarrow h = 17\text{cm.}$

$g = 240 / 8 \Rightarrow g = 30\text{cm.}$



**Fig II.10** Escalier type 1

➤ L'angle de raccordement :

$Tg\alpha = H/L \Rightarrow Tg\alpha = 135/240 \Rightarrow \alpha = 29.35^\circ$

➤ Epaisseur de la paillasse :

$L/30 \leq e \leq L/20$

$L = L_v + L_p \Rightarrow L = \sqrt{135^2 + 240^2} + 140 = 275.36 + 140 \Rightarrow L = 415.36\text{cm}$

$415.36/30 \leq e \leq 415.36/20 \Rightarrow e = 15\text{cm.}$

Pour le sous-sol la hauteur est différent des autres étages H = 340cm.

On aura donc

$340/n + 240/n-1$

n = 9.5 on opte pour n = 10 contre marches.

n-1 = 9 marches.

$h = 170/10 \Rightarrow h = 17\text{ cm}$

$g = 240/9 \Rightarrow g = 26.66\text{ cm}$  on opte pour g = 30 cm.

$Tg\alpha = 170/240 \Rightarrow Tg\alpha = 0.708 \Rightarrow \alpha = 35.29^\circ \quad e = 15\text{ cm}$

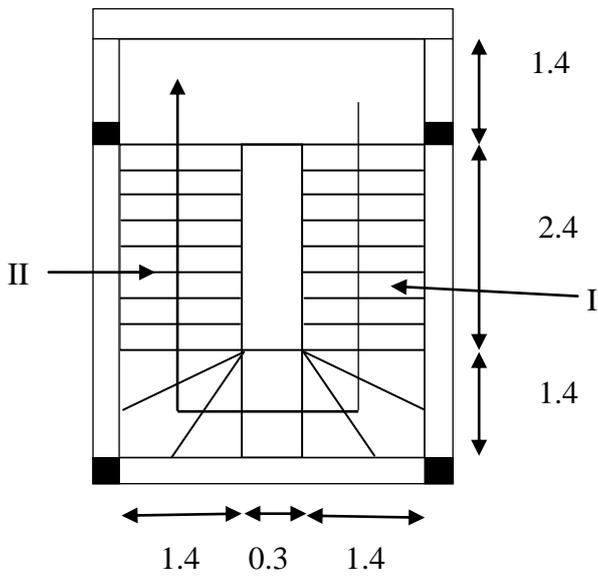


Fig II.11 Escalier type 2

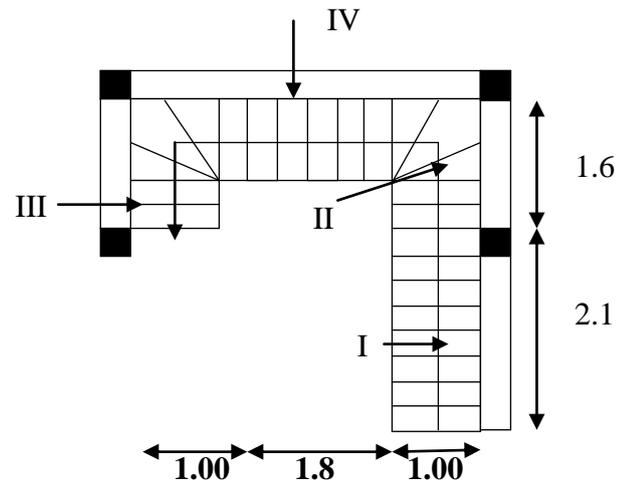


Fig II.12 Escalier type 3

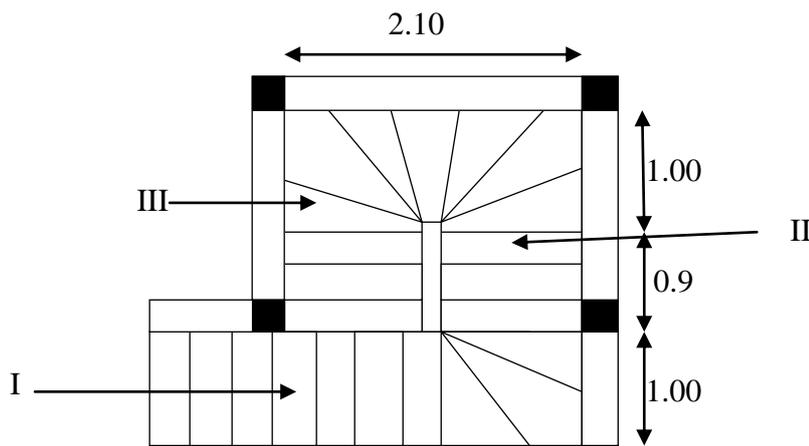


Fig II.13 Escalier type 4

**Type (II) :**

Volée (I) et (II)

N	g (cm)	h (cm)	l (cm)	H (cm)	L (cm)	$\alpha^\circ$	e (cm)
10	30	17	380	170	416.29	24.10	15

**Type (III):**

Volée (I)

N	g (cm)	h (cm)	l (cm)	H (cm)	L (cm)	$\alpha^\circ$	e (cm)
7	30	17	180	119	215.77	33.46	10

Volée (II) et (III)

N	g (cm)	h (cm)	l (cm)	H (cm)	L (cm)	$\alpha$ °	e (cm)
4	30	17	160	68	173.85	23.02	8

Volée (IV)

N	g (cm)	h (cm)	l (cm)	H (cm)	L (cm)	$\alpha$ °	e (cm)
7	30	17	180	119	215.77	33.46	10

On opte pour e= 10cm (plus défavorable)

Type (IV) :

Volée (I)

N	g (cm)	h (cm)	l (cm)	H (cm)	L (cm)	$\alpha$ °	e (cm)
9	30	17	310	153	345.70	26.26	15

Volée (II) et (III)

N	g (cm)	h (cm)	l (cm)	H (cm)	L (cm)	$\alpha$ °	e (cm)
4	30	17	160	68	173.85	23.02	8

On opte pour e= 15cm (plus défavorable)

**II.1.6. Les poteaux : [3]**

Sont des éléments porteurs en béton armé qui participent à reprendre les efforts sismiques et les efforts verticaux. Ils servent aussi aux chaînages verticaux.

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 :

$$\begin{cases} \min(b_1; h_1) \geq 25cm \\ \min(b_1; h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ 0,25 < \frac{b_1}{h_1} < 4 \end{cases}$$

he: Hauteur libre d'étage

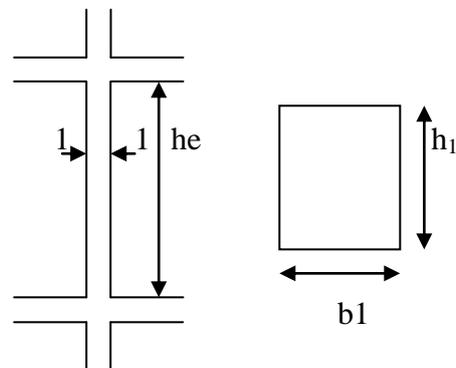


Fig II.14 Hauteur libre d'étage.

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

- 60 x 60 cm<sup>2</sup> pour (sous-sol, 2et 3)
- 55 x 55 cm<sup>2</sup> pour (sous-sol 1 et 1<sup>er</sup> étage)
- 50 x 50 cm<sup>2</sup> pour (1<sup>er</sup> étage et soupente)
- 45 x 45 cm<sup>2</sup> pour (étage 2 et 3)
- 40x 40 cm<sup>2</sup> pour (étage 4et 1<sup>er</sup> niveau duplexe)
- 35 x 35 cm<sup>2</sup> pour (2em niveau duplexe et les poteaux courts)

## II.2. Evaluation des différentes charges [1]

### II.2.1. Plancher toiture

**Tableau II.1.** Evaluation des charges du plancher toiture.

Désignation des éléments	e (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
<b>Ferme (bois+pannes+chevrons+ tuiles)</b>	/	0.85
<b>Dalle pleine</b>	0.10	2.5
<b>Enduit de plâtre</b>	0.015	0.27
<b>Tuile mécanique</b>	/	0.4
$\Sigma$	/	<b>3.9</b>

La charge permanente amenée par le plancher toiture est donc : **G=3.9KN/m<sup>2</sup>**.

La surcharge d'exploitation à prendre pour un plancher toiture est : **Q=1KN/m<sup>2</sup>**.

### II.2.2. Plancher étage courant et commercial :

**Tableau II.2** Evaluation des charges du plancher étage courant.

Désignation des éléments	e (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
<b>Cloison de séparation</b>	0.1	0.9
<b>Carrelage</b>	0.02	0.44
<b>Mortier de pose</b>	0.02	0.40
<b>Lit de sable</b>	0.02	0.36
<b>Plancher à corps creux (20+4)</b>	0.24	3.20
<b>Enduit de plâtre</b>	0.015	0.15
$\Sigma$	/	<b>5.45</b>

La charge permanente amenée par le plancher étage courant et commercial est donc : **G=5.45KN/m<sup>2</sup>**.

La surcharge d'exploitation à prendre pour un plancher usage habitation est :  $Q=1.5\text{KN/m}^2$ .

La surcharge d'exploitation à prendre pour un plancher usage commercial est :  $Q=5\text{KN/m}^2$ .

### II.2.3. Balcons et dalle pleine :

**Tableau II.3** Evaluation des charges des dalles

Désignation des éléments	e (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
<b>Carrelage</b>	0.02	0.44
<b>Mortier de pose</b>	0.02	0.40
<b>Lit de sable</b>	0.02	0.36
<b>Dalle pleine</b>	0.16	4.00
<b>Enduit de ciment</b>	0.015	0.27
$\Sigma$	/	<b>5.47</b>

**Tableau II.4** Evaluation des charges des balcons

Désignation des éléments	e (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
<b>Carrelage</b>	0.02	0.44
<b>Mortier de pose</b>	0.02	0.40
<b>Lit de sable</b>	0.02	0.36
<b>Dalle pleine</b>	0.14	3.50
<b>Enduit de ciment</b>	0.015	0.27
$\Sigma$	/	<b>4.97</b>

La charge permanente amenée par les balcons est :  $G= 4.97\text{KN/m}^2$ .

La surcharge d'exploitation à prendre pour les balcons est :  $Q=3.5\text{KN/m}^2$ .

### II.2.4. Murs extérieurs

**Tableau II.5** Evaluation des charges des murs extérieurs.

Désignation des éléments	e (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
<b>Enduit de plâtre</b>	0.015	0.15
<b>Brique creuse</b>	0.15	1.35
<b>Brique creuse</b>	0.10	0.90
<b>Enduit en ciment</b>	0.15	0.27
$\Sigma$	/	<b>2.67</b>

La charge permanente amenée par les murs extérieurs est :  $G=2.67\text{KN/m}^2$ .

### II.2.5. Murs de séparation

Tableau II.6 Evaluation des charges des murs de séparations.

Désignation des éléments	e (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Enduit en plâtre	0.015	0.15
Brique creuse	0.10	0.90
Enduit en plâtre	0.015	0.15
$\Sigma$	/	<b>1.2</b>

La charge permanente amenée par les murs de séparation est :  $G=1.2\text{KN/m}^2$ .

### II.2.7.plancher terrasse accessible :

Tableau II.7 Evaluation des charges de plancher terrasse accessible

Désignation des éléments	e (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	0.02	0.44
Mortier de pose	0.022	0.44
Lit de sable	0.02	0.36
Plancher corps creux (20+4)	0.24	3.20
Enduit en plâtre	0.015	0.15
Forme de pente	0.065	1.43
$\Sigma$	/	<b>5.98</b>

La surcharge d'exploitation à prendre pour le plancher terrasse est :  $Q=1.5\text{KN/m}^2$ .

### II.2.2. l'escalier:

Tableau II.8 Evaluation des charges de la volée.

Désignation des éléments	e (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Paillasse	$15/\cos\alpha=0.1720$	4.3
Marches	$h/2=0.085$	1.87
Mortier de pose	0.02	0.40
Carrelage	0.02	0.44
Lit de sable	0.02	0.32
Enduit de plâtre	0.015	0.15
$\Sigma$	/	7.48

Tableau II.9 Evaluation des charges sur le palier.

Désignation des éléments	e (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Dalle pleine	0.16	4.00
Mortier de pose	0.02	0.40
Carrela	0.02	0.44
Lit de sable	0.02	0.32
Enduit de plâtre	0.015	0.15
Σ	/	<b>5.31</b>

La surcharge d'exploitation à prendre pour l'escalier est :  $Q=2.5\text{KN/m}^2$ .

### II.3.Descente de charges :

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

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

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

Nous appliquons les lois de dégression uniquement pour les étages à usages d'habitation.

#### • Surcharges différentes selon la loi de dégression :

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

➤ **Poteaux centrale A** (fig II.1 page 16)

**Calcul de la surface afférente :**

$$S = \sum S = S1 + S2 + S3 + S4$$

$$S = (2.5 \times 2.75) + (2.5 \times 2.12) + (2.5 \times 2.75) + (2.5 \times 2.12)$$

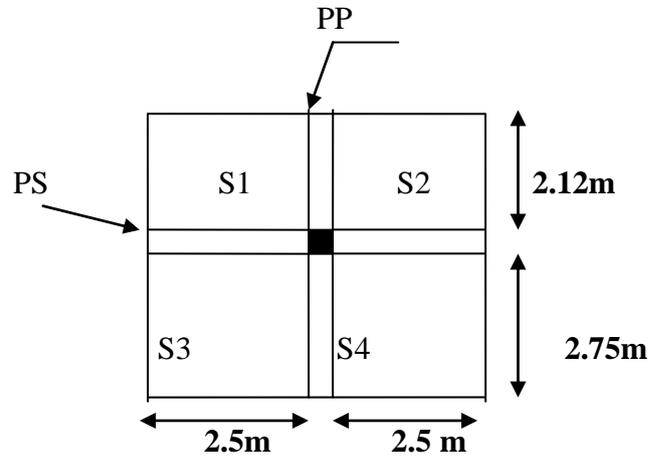
$$S = 24.35 \text{ m}^2$$

**a) Poids des Planchers**

▪ **Plancher Toiture**

$$G = 3.822 \times 24.35 = 93.06 \text{ KN}$$

$$Q = 0.98 \times 24.35 = 23.863 \text{ KN}$$



**Fig II.15** Surface afférente du poteau.

▪ **Plancher étage**

$$G_{cc} = 5.45 \times 17.47 = 95.21 \text{ KN.}$$

$$G_{dp} = 5.47 \times 5.3 = 28.99 \text{ KN.}$$

$$Q = 1.5 \times 24.35 = 36.52 \text{ KN.}$$

▪ **Planchers soupente + RDC**

$$G_{cc} = 5.45 \times 17.47 = 95.21 \text{ KN.}$$

$$G_{dp} = 5.47 \times 5.3 = 28.99 \text{ KN.}$$

$$Q = 5 \times 24.35 = 121.75 \text{ KN.}$$

**b) Poutres**

$G_T = P$  poutre principale +  $P$  poutre secondaire

$$G_{pp} = 25 \times (0.45 \times 0.30 \times 4.87) = 16.43 \text{ KN.}$$

$$G_{ps} = 25 \times (0.4 \times 0.3 \times 5) = 15 \text{ KN.}$$

$$P_{tot} = 31.43 \text{ KN.}$$

**c) Poteau**

- Pour sous-sol 2 et 3 :

$$G = 25 \times 0.60 \times 0.60 \times 3.4 = 30.6 \text{ KN}$$

- Pour sous-sol 1 :

$$G = 25 \times 0.50 \times 0.50 \times 3.4 = 25.71 \text{ KN}$$

- Pour RDC :

$$G = 25 \times 0.55 \times 0.55 \times 4.08 = 30.85 \text{ KN.}$$

- Pour la soupente et 1<sup>er</sup> étage :

$$G = 25 \times 0.50 \times 0.50 \times 3.06 = 19.125 \text{ KN.}$$

- Pour 2eme et 3eme étage :

$$G = 25 \times 0.45 \times 0.45 \times 3.06 = 15.49 \text{ KN.}$$

- Pour 4eme étage et 1<sup>er</sup> niveau duplexe :

$$G = 25 \times 0.40 \times 0.40 \times 3.06 = 12.24 \text{ KN.}$$

- Pour 2eme niveau duplexe :

$$G = 25 \times 0.35 \times 0.35 \times 3.06 = 9.37 \text{ KN.}$$

- Pour poteau de la toiture (court) :

$$G = 25 \times 0.35 \times 0.35 \times 0.5 = 1.531 \text{ KN.}$$

La loi de dégression sera comme suite :

$$Q_{N1} = Q_0 = 23.86 \text{ Kn.}$$

$$Q_{N2} = Q_0 + Q_1 = 60.38 \text{ Kn}$$

$$Q_{N3} = Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2) = 93.25 \text{ Kn}$$

$$Q_{N4} = Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2) = 122.47 \text{ Kn}$$

$$Q_{N5} = Q_0 + \frac{3+4}{2 \times 4} (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 155.35 \text{ Kn}$$

$$Q_{N6} = Q_0 + \frac{3+5}{2 \times 5} (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 168.86 \text{ Kn}$$

$$Q_{N7} = Q_0 + \frac{3+6}{2 \times 6} (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 188.22 \text{ Kn}$$

$$Q_{N8} = Q_0 + \frac{3+7}{2 \times 7} (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 267.36 \text{ Kn}$$

$$Q_{N9} = Q_0 + \frac{3+8}{2 \times 8} (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 341.93 \text{ Kn}$$

$$Q_{N10} = Q_0 + \frac{3+9}{2 \times 9} (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 372.87 \text{ Kn}$$

$$Q_{N11} = Q_0 + \frac{3+10}{2 \times 10} (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 403.71 \text{ Kn}$$

$$Q_{N12} = Q_0 + \frac{3+11}{2+11} (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 434.48 \text{ Kn}$$

Tableau récapitulatif de la descente de charge dans le poteau :

Tableau II.10 Calcul de la descente de charge du poteau.

Niveau	N	Elément	G (KN)	Q (KN)
<b>Niv Toiture</b>	N <sub>1</sub>	Plancher toiture Poutres	93.06 31.43	23.86
	N <sub>1</sub> *	Venant de N <sub>1</sub> Pot (1)	124.49 1.5312	
	Totale		126.02	
<b>2<sup>ème</sup> Niv Dup</b>	N <sub>2</sub>	Venant de N <sub>1</sub> * Dalle pleine Poutres	126.02 133.19 31.430	60.38
	N <sub>2</sub> *	Venant de N <sub>2</sub> Pot (1) Murs	290.64 09.370 21.66	
	Totale		321.67	
<b>1<sup>er</sup> Niv Dup</b>	N <sub>3</sub>	Venant de N <sub>2</sub> * Plancher étage courant Dalle pleine Poutres	321.67 95.21 28.99 31.43	93.25
	N <sub>3</sub> *	Venant de N <sub>3</sub> Pot (1) Murs	477.30 12.24 24.38	
	Total		513.92	
<b>4<sup>ème</sup> Etage</b>	N <sub>4</sub>	Venant de N <sub>3</sub> * Plancher étage courant Dalle pleine Poutres	513.92 95.21 28.99 31.43	122.47
	N <sub>4</sub> *	Venant de N <sub>4</sub> Pot (2) Murs	669.55 12.24 24.38	
	Totale		706.17	
<b>3<sup>ème</sup> Etage</b>	N <sub>5</sub>	Venant de N <sub>4</sub> * Plancher étage courant Dalle pleine Poutres	706.17 95.21 28.99 31.43	155.35
	N <sub>5</sub> *	Venant de N <sub>5</sub> Pot (2) Murs	861.80 15.49 24.38	
	Totale		901.67	
<b>2<sup>ème</sup> Etage</b>	N <sub>6</sub>	Venant de N <sub>5</sub> * Plancher étage courant Dalle pleine Poutres	901.67 95.21 28.99 31.43	
	N <sub>6</sub> *	Venant de N <sub>6</sub>	1057.30	

		Pot (2)	15.49	168.86
		Murs	24.38	
	Totale		1097.17	
<b>1<sup>er</sup> étage</b>	N <sub>7</sub>	Venant de N <sub>6</sub> * Plancher étage courant Dalle pleine Poutres	1131.14 95.21 28.99 31.43	188.22
	N <sub>7</sub> *	Venant de N <sub>7</sub> Pot (3) Murs	1252.80 19.12 24.38	
	Totale		1296.30	
<b>Soupenne</b>	N <sub>8</sub>	Venant de N <sub>7</sub> * Plancher étage courant Dalle pleine Poutres	1296.30 95.21 28.99 31.43	267.36
	N <sub>8</sub> *	Venant de N <sub>8</sub> Pot (3) Murs	1451.93 19.12 35.05	
	Totale		1506.10	
<b>RDC</b>	N <sub>9</sub>	Venant de N <sub>8</sub> * Plancher étage courant Dalle pleine Poutres	1506.10 95.21 28.99 31.43	341.93
	N <sub>9</sub> *	Venant de N <sub>9</sub> Pot (3) Murs	1661.73 30.85 51.87	
	Totale		1744.45	
<b>Sous-sol 1</b>	N <sub>10</sub>	Venant de N <sub>9</sub> * Plancher étage courant Dalle pleine Poutres	1744.45 95.21 28.99 31.43	372.87
	N <sub>10</sub> *	Venant de N <sub>10</sub> Pot (3)	1900.08 25.71	
	Totale		1925.79	
<b>Sous-sol 2</b>	N <sub>11</sub>	Venant de N <sub>10</sub> * Dalle pleine Poutres	1925.79 133.19 31.43	403.71
	N <sub>11</sub> *	Venant de N <sub>11</sub> Pot (3)	2090.41 30.6	
	Totale		2121.01	
	N <sub>12</sub>	Venant de N <sub>11</sub> *	2121.01	

<b>Sous-sol 3</b>		Dalle pleine	133.19	<b>434.48</b>
		Poutres	31.43	
	N <sub>12</sub> *	Venant de N <sub>11</sub> Pot (3)	2285.63 30.6	
	Totale		<b>2316.23</b>	

✓ **Effort normal :**

$$N_u = (1.35 \times 2316.23) + (1.5 \times 434.48)$$

$$N_u = 3778.63 \text{ KN}$$

➤ **Poteaux de rive B :** (fig II.1 page16)

$$G_{tot} = 1383.19 \text{ KN} \quad ; \quad Q_{tot} = 160.50 \text{ KN.}$$

✓ **Effort normal : [4]**

$$N_u = (1.35 \times 1383.19) + (1.5 \times 160.50)$$

$$N_u = 2108.19 \text{ KN.}$$

Donc : le poteau A est le Poteau le plus sollicité.

Et Selon le CBA93 (article B.8.11) on doit majorer l'effort normal de compression ultime  $N_u$  de 10% tel que :  $N_{ui} = 1.1 \times (1.35G + 1.5Q)$

L'effort normal maximum  $N = 3379.82$

$$\text{Donc } N_{ui} = 1.1 \times 3778.63 = 4156.49 \text{ Kn}$$

**II.4. Vérification:**

✓ **Vérification à la compression :**

Elle se fera à l'ELU sous la combinaison : (1.35 G + 1.5 Q)

On doit vérifier que :  $\frac{N_{ui}}{B} \leq 0.6 \times f_{c28}$  Avec  $B$  : section du béton.

$$N_{ui} = 4156.49 \text{ KN.}$$

$$B \geq \frac{N_{ui}}{0.6 \times f_{c28}} \Rightarrow B \geq \frac{415649 \times 10^{-3}}{0.6 \times 25} = 0.2770 \text{ m}^2 \quad \text{Or} \quad B = 0.36 \text{ m}^2$$

$B = 0.36 \text{ m}^2 > 0.2770 \text{ m}^2$  .....Condition vérifiée.

Tous les résultats sont illustrés dans le tableau si dessous :

Tableau II.11 Vérification a la compression.

Niveau	G(KN)	Q(KN)	Nu(KN)	1.1Nu(KN)	Bc <sub>al</sub> (m <sup>2</sup> )	B(m <sup>2</sup> )	Section (cm <sup>2</sup> )	« observe »
S sol 3	2316.23	434.48	3778.63	4156.49	0.277	0.36	(60x60)	Vérifié
S sol 2	2121.01	403.71	3468.92	3815.82	0.305	0.36	(60x60)	Vérifié
S sol 1	1925.79	372.87	3159.12	3475.03	0.231	0.302	(55x55)	Vérifié
RDC	1744.45	341.93	2867.90	3154.69	0.210	0.302	(55x55)	Vérifié
SP	1506.10	267.36	2434.27	2677.70	0.178	0.25	(50x50)	Vérifié
1 <sup>er</sup> étage	1296.30	188.22	2032.33	2235.56	0.140	0.25	(50x50)	Vérifié
2 <sup>ème</sup> étage	1097.17	168.86	1734.46	1907.91	0.127	0.202	(45x45)	Vérifié
3 <sup>ème</sup> étage	901.67	155.35	1450.27	1595.30	0.106	0.202	(45x45)	Vérifié
4 <sup>ème</sup> étage	706.17	122.47	1137.03	1250.73	0.083	0.16	(40x40)	Vérifié
1 <sup>er</sup> niv dup	513.92	93.25	833.66	917.03	0.061	0.16	(40x40)	Vérifié
2 <sup>ém</sup> nivdup	321.67	60.38	524.82	577.30	0.038	0.122	(35x35)	Vérifié
Toiture	126.02	23.86	205.91	226.50	0.015	0.122	(35x35)	Vérifié

✓ **Vérification au flambement :**

D'après le (CBA 93), on doit faire la vérification suivante :

$$N_u \leq \alpha \times \left[ \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \quad [4]$$

$B_r$  : Section réduite du béton  $\Rightarrow Br = (b-2) \times (h-2)$

$A_s$  :Section des armatures.

$\gamma_b$  : coefficient de sécurité de béton.

$\gamma_s$  : coefficient de sécurité des aciers.

$\alpha$  : Coefficient en fonction de l'élancement  $\lambda$  .

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \rightarrow 0 < \lambda \leq 50. \\ 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \rightarrow 50 < \lambda \leq 70. \end{cases}$$

On calcule l'élancement  $\lambda = \frac{l_f}{i}$ .

$l_f$  : Longueur de flambement :  $l_f = (0.7 \times l_0)$

$l_0$  : Longueur du poteau.

$i$  : Rayon de giration :  $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

$I$  : Moment d'inertie :  $I = \frac{b_1 \times h_1^3}{12}$

▪ **Vérification du poteau RDC**

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 4.08 = 2.85m.$$

$$B = 0.55 \times 0.55 = 0.3025m^2.$$

$$I = \frac{0.55 \times 0.55^3}{12} = 7.62 \times 10^{-3} m^4.$$

$$i = \sqrt{\frac{7.62 \times 10^{-3}}{0.3025}} = 0.158m$$

$$\lambda = \frac{2.85}{0.158} = 18.03 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{18.03}{35}\right)^2} = 0.80$$

On admet que  $A_s / Br = 1\% \Rightarrow A_s = 1\% Br$

$$Br = (0.55 - 0.02) \times (0.55 - 0.02) = 0.280 m^2.$$

$$A_s = 1\% \times (0.280) = 28 cm^2.$$

D'après le BAEL91 on doit vérifier :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left[ \frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]} \quad [6]$$

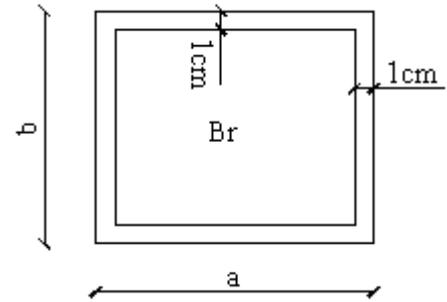


Fig II.16 La section réduite.

$$\Rightarrow Br \geq \frac{415649 * 10^{-3}}{0.8 \left[ \frac{25}{0.9 * 1.5} + \frac{400}{100 * 1.15} \right]} = 0.236 \text{ m}^2$$

Or Br= 0.280 m<sup>2</sup>

Donc le poteau ne risque pas de se flamber.

✓ **Condition de RPA 99 : [3]**

$$\left\{ \begin{array}{l} \min (b , h) \geq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots\text{C'est vérifiée.} \\ \min (b , h) \geq \frac{h_e}{20} \dots\dots\dots\text{C'est vérifiée.} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4 \dots\dots\dots\text{C'est vérifiée.} \end{array} \right.$$

**Conclusion :**

Dans ce chapitre nous avons pris les dimensions qui suivent :

- **Plancher :** 24 cm (20+4).
- **Poutres :**
  - Poutres principale : (45 x 30).
  - Poutres secondaires : (40 x 30).
- **Poteaux :**
  - Sous-sol, 2et 3 : (60 x 60) cm<sup>2</sup>.
  - Sous-sol 1 et RDC: (55 x 55) cm<sup>2</sup>
  - 1<sup>er</sup> étage et soupenite : (50 x 50) cm<sup>2</sup>
  - Étage 2 et 3 : (45 x 45) cm<sup>2</sup>
  - Étage 4et 1<sup>er</sup> niveau duplexe : (40x 40) cm<sup>2</sup>
  - 2em niveau duplexe et les poteaux courts : (35 x 35) cm<sup>2</sup>.

### III.1. Etude des planchers

#### Introduction :

Les planchers sont de l'aire généralement plane, destinés à limiter les étages et dont les fonctions principales sont :

- Une fonction de résistance mécanique : ils doivent supporter les charges permanentes et les surcharges d'exploitation.
- Un rôle d'isolation thermique et acoustique qui peut être assurée conjointement avec un faux plafond ou un revêtement de sol approprié.
- Un rôle de transmission des charges.

Dans notre structure nous avons opté pour des planchers à corps creux pour des raisons économiques et esthétiques.

#### III.1.1. Disposition et Pré dimensionnement des poutrelles :

Dans notre cas elles sont disposées dans le sens transversal (la fig II.1 Page 16) on respectant les critères de continuité et de la petite portée.

Dans le pré dimensionnement des planchers on a opté pour un plancher (20+4) cm

- Corps creux de 20cm d'épaisseur et 65cm de largeur.
- Table de compression de 4cm.

#### III.1.2. Les différents types de poutrelles :

##### A. Poutrelles du plancher RDC :

##### Type 01 :

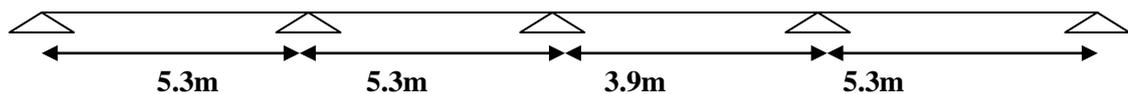


Fig III.1.1 Schéma du 1<sup>er</sup> type de poutrelles

##### Type 02 :



Fig III.1.2 Schéma du 2<sup>ème</sup> type de poutrelles

Type 03 :

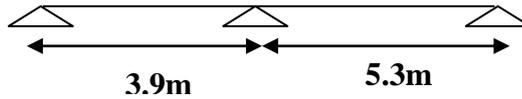


Fig III.1.3 Schéma du 3<sup>ème</sup> type de poutrelles (commerce)

Type 04 :

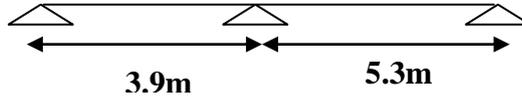


Fig III.1.4 Schéma du 4<sup>ème</sup> type de poutrelles (terrasse accessible)

Type 05 :

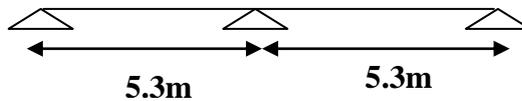


Fig III.1.5 Schéma du 5<sup>ème</sup> type de poutrelles

**B. Poutrelles du plancher la soupent:**

Type 01 :

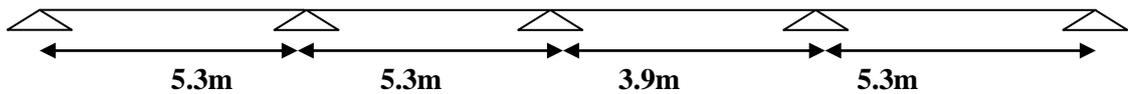


Fig III.1.6 : Schéma du 1<sup>er</sup> type de poutrelles

Type 02 :



Fig III.1.7 : Schéma du 2<sup>ème</sup> type de poutrelles

Type 03 :

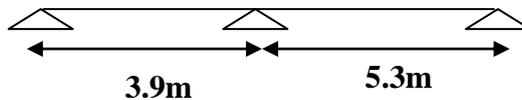


Fig III.1.8 : Schéma du 3<sup>ème</sup> type de poutrelles

Type 04:

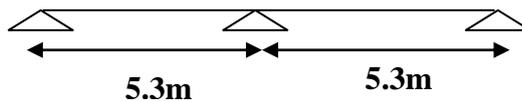
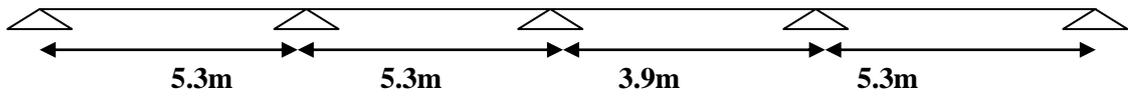


Fig III.1.9 : Schéma du 4<sup>ème</sup> type de poutrelles

**C. Poutrelles du plancher étage courant et les duplexe 01:**

Type 01 :



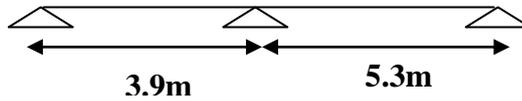
**Fig III.1.10** Schéma du 1<sup>er</sup> type de poutrelles

Type 02 :



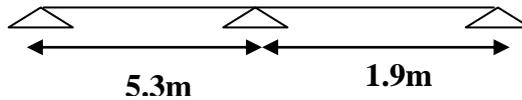
**Fig III.1.11** Schéma du 2<sup>ème</sup> type de poutrelles

Type 03 :



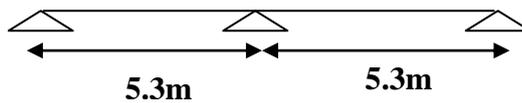
**Fig III.1.12** Schéma du 3<sup>ème</sup> type de poutrelles

Type 04:



**Fig III.1.13** Schéma du 4<sup>ème</sup> type de poutrelles

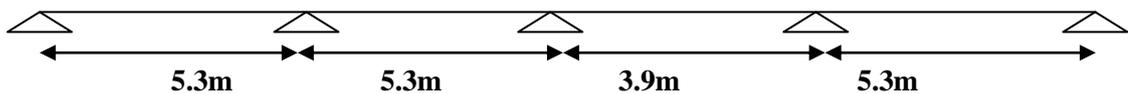
Type 05:



**Fig III.1.14** Schéma du 5<sup>ème</sup> type de poutrelles

**D. Poutrelles du plancher de duplexe 02:**

Type 01 :



**Fig III.1.15** Schéma du 1<sup>er</sup> type de poutrelles

Type 02 :



**Fig III.1.16** Schéma du 2<sup>ème</sup> type de poutrelles

Type 03 :

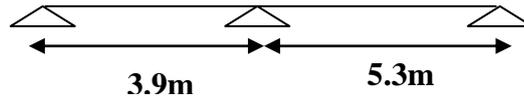


Fig III.1.17 Schéma du 3<sup>ème</sup> type de poutrelles

Type 04:

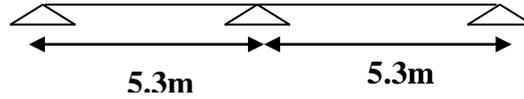


Fig III.1.18 Schéma du 4<sup>ème</sup> type de poutrelles

### III.1.3. Charges et surcharges :

- plancher toiture.....G=3.9Kn/m<sup>2</sup> et Q= 1Kn/m<sup>2</sup>
- plancher étage courant.....G=5.45Kn/m<sup>2</sup> et Q= 1.5 Kn/m<sup>2</sup>
- plancher étage commerce.....G=5.45Kn/m<sup>2</sup> et Q=5 Kn/m<sup>2</sup>

### III.1.4. Méthodes de calcul des sollicitations :

Pour le calcul des sollicitations sur les poutrelles, il existe trois méthodes :

- A- La méthode forfaitaire.
- B- La méthode de Caquot.

#### A-La méthode forfaitaire :

Elle est applicable essentiellement pour les planchers à surcharges d'exploitations modérées, les conditions d'application sont les suivantes :

- ✓ Surcharges d'exploitations modérées c-à-d :  $Q \leq \min (2G ; 5 \text{ Kn/m}^2)$ .
- ✓ Moment d'inertie est le même dans toutes les travées.
- ✓ Les portées successives sont dans le rapport compris entre 0.8 et 1.25
- ✓ La fissuration est peu nuisible.

Cette méthode est aussi applicable pour les poutres continues, et les dalle pleines portant dans un

seul sens lorsque les conditions précédentes sont satisfaites et le rapport :  $\frac{l_x}{l_y} \leq 0,4$

#### ➤ Principe de la méthode forfaitaire :

- ✓ Définition des grandeurs :

Soit une poutre continue soumise à une charge q

Et soit  $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$  Le rapport des charges d'exploitations sur la somme des charges d'exploitations

et permanentes.

• **Moment en travées :**

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

$$\begin{cases} M_t + \frac{|M_g| + |M_d|}{2} \geq \max (1.05)M_0, (1 + 0.3\alpha)M_0 \\ M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 & \text{Pour une travée de rive.} \\ M_t \geq \frac{1 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 & \text{Pour une travée intermédiaire.} \end{cases}$$

Avec :

$M_0$  : Moment isostatique.

$M_d$  : Moment sur l'appui de droite.

$M_g$  : Moment sur l'appui de gauche.

$M_t$  : Moment en travée.

• **Moment en appuis :**

$0.5 \times M_0$  : Pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.

$0.4 \times M_0$  : Pour les appuis intermédiaires pour une poutre à plus de trois travées.

$0.6 \times M_0$  : Pour l'appui intermédiaire pour une poutre à deux travées.

Avec :

$M_0$  la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de référence (travée isostatique) à gauche ou à droite de l'appui considéré.

**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  $M_0 = \max (M^1_0, \dots, M^n_0)$ , avec  $n = \text{nombre de travées d'une poutre}$ .

$$M_0 = \frac{q \times l_i^2}{8}$$

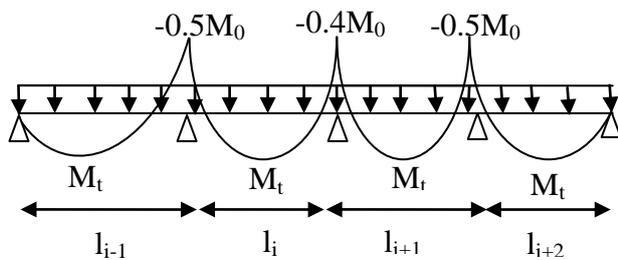


Fig.III.1.19 Moments sur une poutre à plus de deux travées

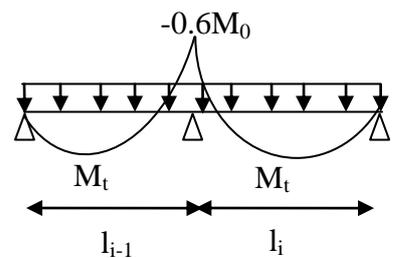


Fig.III.1.20 Moments sur une poutre à deux travées

• **Les efforts tranchants :**

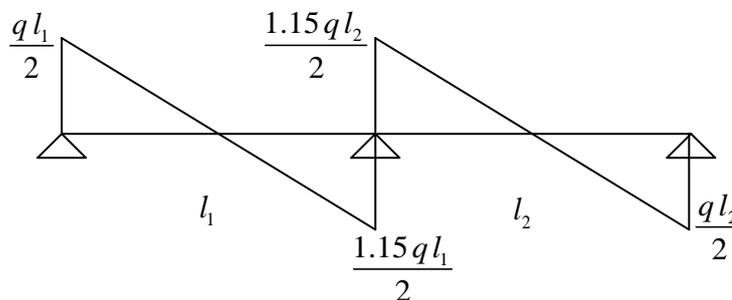
Les efforts tranchants sont évalués :

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

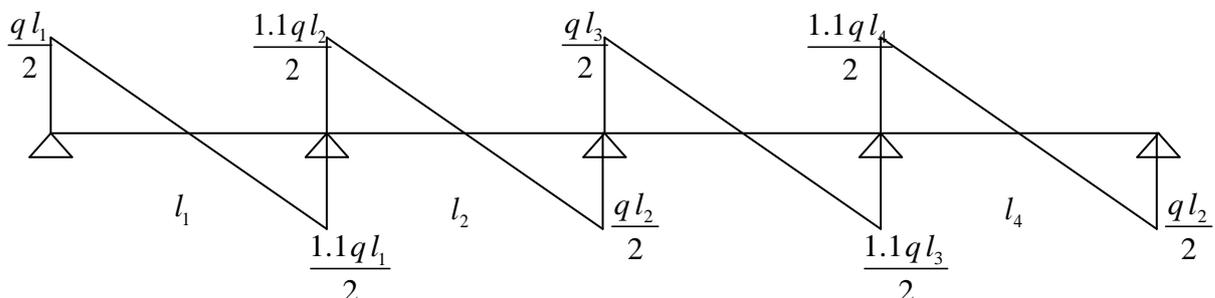
L'effort tranchant isostatique doit être majoré de :

- 15 % s'il s'agit d'une poutre à deux travées
- 10 % s'il s'agit d'une poutre à plus de deux travées.
- ✓ Soit par la méthode RDM :

Compte tenu de la continuité :  $V_u = V_{u0}(\text{isostatique}) + (M_d - M_g) / l_i$



**Fig.III.1.21** Effort tranchant sur une poutre à 2 travées



**Fig.III.1.22** Effort tranchant d'une poutre à plus de 2 travées

➤ **Vérification des surcharges :**

- Surcharges d'exploitations modérées c-à-d :  $Q \leq \min (2 G ; 5 \text{KN/m}^2)$ .

1. Plancher toiture  $G = 3.9 \text{KN/m}^2$  ;  $Q = 1 \text{KN/m}^2 \Rightarrow 1 \leq \min (7.8 ; 5 \text{KN/m}^2)$ . Vérifier
2. Plancher étage courant  $G = 5.45 \text{KN/m}^2$  ;  $Q = 1.5 \text{KN/m}^2 \Rightarrow 1.5 \leq \min (10.9 ; 5 \text{KN/m}^2)$ . Vérifier
3. Plancher étage commerce  $G = 5.45 \text{KN/m}^2$  ;  $Q = 5 \text{KN/m}^2 \Rightarrow 5 \leq \min (10.9 ; 5 \text{KN/m}^2)$ . Vérifier

➤ **Vérification de rapport  $\frac{l_i}{l_{i+1}}$  :**

- Les portées successives sont dans le rapport compris entre 0.8 et 1.25

Type 1 :  $0.8 \leq \frac{5.3}{3.9} \leq 1.25$       Ce n'est pas vérifié.

Type 3 :  $0.8 \leq \frac{3.9}{5.3} \leq 1.25$       Ce n'est pas vérifié.

**B-La méthode de Caquot :**

Lorsque l'une des conditions précédentes n'est pas satisfaite, ou si le plancher supporte des surcharges élevées ( $Q \geq \min(2G, 5\text{KN/m}^2)$ ), on applique la méthode de Caquot. Elle est basée sur la méthode des trois moments, que Caquot a simplifié et corrigé pour tenir compte de l'amortissement des effets de chargement des travées éloignées sur un appui donné, et de la variation du moment d'inertie des travées successives.

➤ **Principe de la méthode de Caquot :**

- **Moment sur appuis ( $M_i$ ) :**

$$M_i = \frac{q_g \times l_g'^3 + q_d \times l_d'^3}{8,5 \times (l_g' + l_d')}$$

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

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

- **Moment en travée ( $M_t$ ) :**

$$M_t(X) = M_0(X) + M_g \times \left(1 - \frac{X}{l}\right) + M_d \times \left(\frac{X}{l}\right) = \frac{q_x}{2} \times (L - X) \times M_g \left(1 - \frac{X}{l}\right) + M_d \times \left(\frac{X}{l}\right)$$

$$\frac{dM_t(x)}{dX} = 0 \Rightarrow -q \times X + q \times \frac{l}{2} - \frac{M_g}{l} + \frac{M_d}{l} = 0$$

$$\Rightarrow X = \frac{\frac{q \times l}{2} - \frac{M_g}{l} + \frac{M_d}{l}}{q}$$

$$M_{\max} = M(X)$$

• Effort tranchant :

$$V = \frac{dM}{dX} = q \times \frac{l}{2} - q \times X - \frac{M_g}{l} + \frac{M_d}{l}$$

Avec :

M d: Moment en appui de droite de la travée considérée.

M g: Moment en appui de gauche de la travée considérée.

L : portée de la travée.

III.1.5. Evaluation des charges revenant aux poutrelles :

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

A l'ELS :  $q_s = G + Q$  et  $p_s = 0.65 \times q_s$

Tableau III.1.1 Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles.

Désignation	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	ELU		ELS	
			q <sub>u</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	P <sub>u</sub> (KN/ml)	q <sub>s</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	P <sub>s</sub> (KN/ml)
Terrasse accessible	5.98	1.5	10.32	6.70	7.48	4.86
Etages d'habitation	5.45	1.5	9.60	6.24	6.95	4.51
Etages commerciaux	5.45	5.0	14.85	9.65	10.45	6.79

III.1.6. Calcul des sollicitations :

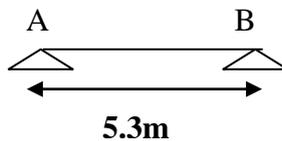
❖ Exemple de calcul :

- Poutrelles du plancher de Soupent :

On prend le type 04 de poutrelle

$P_u = 9.95 \text{ KN/m}^2$ .

$P_s = 6.79 \text{ KN/m}^2$ .



• Moments isostatiques

À l'ELU

Travée A-B :  $M_0^{AB} = \frac{P_u l^2}{8} = \frac{9.65 \times 5.3^2}{8} = 33.90 \text{ KN.m}$

**À l'ELS :**

Travée A-B :  $M_0^{AB} = 23.85KN.m$

- **Moments sur les appuis**

**Appuis de rive :**

$$M_A = M_C = 0$$

Sur les appuis de rive, le moment est nul, mais il faut toujours mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment égal à  $0.15 \times M_0$ .

- **Moments en travées**

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{5}{5+5.45} = 0.478$$

$$\alpha = 0.478 \Rightarrow \begin{cases} 1 + 0,3\alpha = 1.1434 \\ 1.2 + 0.3\alpha = 1.3434 \end{cases}$$

**À l'ELU**

$$\begin{cases} M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max[(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0] \\ M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \rightarrow \text{Pour une travée de rive.} \end{cases}$$

Travée A-B

$$\begin{cases} M_t \geq 1.1434 \times 33.90 = 38.79KN.m \\ M_t \geq \frac{1.343}{2} \times 33.90 = 28.59KN.m \end{cases}$$

**À l'ELS**

Travée A-B

$$\begin{cases} M_t \geq 1.343 \times 23.85 = 32.03KN.m \\ M_t \geq \frac{1.343}{2} \times 23.85 = 16.01KN.m \end{cases}$$

- **Les efforts tranchants**

**À l'ELU**

Travée A-B :

$$V_A = \frac{9.65 \times 5.3}{2} = 25.59KN$$

$$V_B = V_A = 25.59KN$$

## À l'ELS

Travée A-B :

$$V_A = \frac{6.79 \times 35.3}{2} = 119.99 \text{ KN}$$

$$V_B = V_A = 119.99 \text{ KN}$$

Les résultats des sollicitations pour tous les types de poutrelles sont présentés sur les tableaux suivants :

## ❖ Planchers à usage commercial (RDC)

## Type 1.

Tableau III.1.2 Sollicitations à l'ELU

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)
A-B	5.3	9.65	32.52	0	-26.80	21.82	20.53	-30.64
B-C	5.3	9.65	33.69	-26.80	-16.45	12.47	27.54	-23.63
C-D	3.9	9.65	18.13	-16.45	-24.18	-1.75	16.84	-20.81
D-E	5.3	9.65	32.81	-24.18	0	22.89	30.15	-21.02

Tableau III.1.3 Sollicitations à l'ELS.

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)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
A-B	5.3	6.79	22.88	0	-18.85	15.35	14.44	-21.55
B-C	5.3	6.79	23.70	-18.85	-11.57	8.77	19.37	-16.62
C-D	3.9	6.79	10.15	-11.57	-17.01	-1.23	11.85	-14.64
D-E	5.3	6.79	23.09	-17.01	0	16.10	21.21	-14.79

## Type 2

Tableau III.1.4 Sollicitations à l'ELU.

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)
A-B	5.3	9.65	33.90	0.00	0.00	33.90	25.59	25.59

**Tableau III.1.5** Sollicitations à l'ELS

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)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
A-B	5.3	6.79	23.85	0.00	0.00	23.85	17.99	17.99

**Type 3**

**Tableau III.1.6** Sollicitations à l'ELU.

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)
A-B	3.9	9.65	16.04	0.00	-25.71	7.75	12.23	-25.41
B-C	5.3	9.65	32.66	-25.71	0.00	22.27	30.44	-20.74

**Tableau III.1.7** Sollicitations à l'ELS

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)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
A-B	3.9	6.79	11.29	0.00	-18.09	5.45	8.60	-17.88
B-C	5.3	6.79	22.99	-18.09	0.00	15.66	21.41	-14.58

**Type 4**

**Tableau III.1.8** Sollicitations à l'ELU.

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)
A-B	3.9	6.7	11.14	0.00	-17.81	5.38	8.50	-17.66
B-C	5.3	6.7	22.68	-17.81	0.00	15.47	21.15	-14.41

**Tableau III.1.9** Sollicitations à l'ELS

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)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
A-B	3.9	4.86	15.04	0.00	-12.94	3.90	6.16	-12.8
B-C	5.3	4.86	16.45	-12.94	0.00	11.21	15.31	-10.41

**Type 5**

**Tableau III.1.10** Sollicitations à l'ELU.

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)
A-B	5.3	9.65	30.52	0	-26.82	16.47	20.51	19.26
B-C	5.3	9.65	42.02	-26.82	-15.07	21.56	27.78	28.33

**Tableau III.1.11** Sollicitations à l'ELS.

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)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
A-B	5.3	6.79	22.88	0	-18.87	15.33	14.43	-13.55
B-C	5.3	6.79	23.78	-18.87	-14.17	7.38	18.87	-19.09

❖ **Planchers à usage commercial (Soupente)**

**Type 1**

**Tableau III.1.12** Sollicitations à l'ELU

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)
A-B	5.3	9.65	32.52	0	-26.80	21.82	20.53	-30.64
B-C	5.3	9.65	33.69	-26.80	-16.45	12.47	27.54	-23.63
C-D	3.9	9.65	18.13	-16.45	-24.18	-1.75	16.84	-20.81
D-E	5.3	9.65	32.81	-24.18	0	22.89	30.15	-21.02

**Tableau III.1.13** Sollicitations à l'ELS.

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)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
A-B	5.3	6.79	22.88	0	-18.85	15.35	14.44	-21.55
B-C	5.3	6.79	23.70	-18.85	-11.57	8.77	19.37	-16.62
C-D	3.9	6.79	10.15	-11.57	-17.01	-1.23	11.85	-14.64
D-E	5.3	6.79	23.09	-17.01	0	16.10	21.21	-14.79

**Type 2**

**Tableau III.1.14** Sollicitations à l'ELU

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)
A-B	5.3	9.65	33.90	0.00	0.00	33.90	25.59	25.59

**Tableau III.1.15** Sollicitations à l'ELS

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)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
A-B	5.3	6.79	23.85	0.00	0.00	23.85	17.99	17.99

**Type 3**

**Tableau III.1.16** Sollicitations à l'ELU.

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)
A-B	3.9	9.65	16.04	0.00	-25.71	7.75	12.23	-25.42
B-C	5.3	9.65	32.67	-25.71	0.00	22.27	30.44	-20.74

**Tableau III.1.17** Sollicitations à l'ELS

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)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
A-B	3.9	6.79	11.29	0.00	-18.09	5.45	8.60	-17.88
B-C	5.3	6.79	22.99	-18.09	0.00	15.66	21.41	-14.58

**Type 4**

**Tableau III.1.18** Sollicitations à l'ELU.

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)
A-B	5.3	9.65	33.90	0.00	-20.34	28.59	25.59	29.42
B-C	5.3	9.65	33.90	-20.34	0.00	28.59	29.42	25.59

**Tableau III.1.19** Sollicitations à l'ELS

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)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
A-B	5.3	6.79	23.85	0.00	-14.31	20.17	17.99	19.79
B-C	5.3	6.79	23.85	-14.31	0.00	20.17	19.79	17.99

❖ **Planchers à usage d'habitation (étage courant et duplexe niveaux 01) :**

**Type 1**

**Tableau III.1.20** Sollicitations à l'ELU.

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)
A-B	5.3	6.24	21.03	0	-17.33	14.11	13.27	-19.82
B-C	5.3	6.24	21.78	-17.33	-10.64	8.06	17.81	-15.28
C-D	3.9	6.24	11.72	-10.64	-15.64	-1.13	10.89	-13.46
D-E	5.3	6.24	21.22	-15.64	0	14.80	19.5	-13.59

**Tableau III.1.21** Sollicitations à l'ELS.

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)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
A-B	5.3	4.51	10.55	0	-12.54	10.21	9.60	-14.33
B-C	5.3	4.51	15.74	-12.54	-7.69	5.83	12.88	-11.05
C-D	3.9	4.51	8.47	-7.69	-11.31	-0.82	7.88	-9.73
D-E	5.3	4.51	15.33	-11.31	0	10.71	14.10	-9.83

**Type 2**

**Tableau III.1.22** Sollicitations à l'ELU.

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)
A-B	5.3	6.24	21.92	0.00	0.00	21.92	16.54	16.54

**Tableau III.1.23** Sollicitations à l'ELS

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)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
A-B	5.3	4.51	15.86	0.00	0.00	15.86	11.97	11.97

**Type 3**

**Tableau III.1.24** Sollicitations à l'ELU.

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)
A-B	3.9	6.24	10.31	0.00	-16.62	5.01	7.91	-16.44
B-C	5.3	6.24	21.14	-16.62	0.00	14.40	19.98	-13.41

**Tableau III.1.25** Sollicitations à l'ELS

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)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
A-B	3.9	4.51	7.52	0.00	-12.02	3.62	5.72	-11.89
B-C	5.3	4.51	15.27	-12.02	0.00	10.41	14.24	-9.70

**Type 4****Tableau III.1.26** Sollicitations à l'ELU.

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)
A-B	5.3	6.24	21.19	0.00	-15.89	14.70	13.55	-19.54
B-C	1.9	6.24	-2.70	-15.89	0.00	0.47	14.29	2.43

**Tableau III.1.27** Sollicitations à l'ELS

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)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
A-B	5.3	4.51	15.31	0.00	-11.49	10.63	9.80	-14.14
B-C	1.9	4.51	-1.95	-11.49	0.00	0.34	10.34	1.75

**Type 5****Tableau III.1.28** Sollicitations à l'ELU.

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)
A-B	5.3	6.24	21.92	0.00	-13.15	16.77	19.03	15.77
B-C	5.3	6.24	21.92	-13.15	0.00	16.77	19.03	-16.54

**Tableau III.1.29** Sollicitations à l'ELS

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)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
A-B	5.3	4.51	15.86	0.00	-9.51	12.13	11.973	13.14
B-C	5.3	4.51	15.86	-9.51	0.00	12.13	13.14	11.97

❖ Planchers à usage d'habitation (duplexe niveaux 02) :

Type 1

**Tableau III.1.30** Sollicitations à l'ELU.

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)
A-B	5.3	6.24	21.03	0	-17.33	14.11	13.27	-19.82
B-C	5.3	6.24	21.78	-17.33	-10.64	8.06	17.81	-15.28
C-D	3.9	6.24	11.72	-10.64	-15.64	-1.13	10.89	-13.46
D-E	5.3	6.24	21.22	-15.64	0	14.80	19.5	-13.59

**Tableau III.1.31** Sollicitations à l'ELS.

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)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
A-B	5.3	4.51	10.55	0	-12.54	10.21	9.60	-14.33
B-C	5.3	4.51	15.74	-12.54	-7.69	5.83	12.88	-11.05
C-D	3.9	4.51	8.47	-7.69	-11.31	-0.82	7.88	-9.73
D-E	5.3	4.51	15.33	-11.31	0	10.71	14.10	-9.83

## Type 2

Tableau III.1.32 Sollicitations à l'ELU.

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)
A-B	5.3	6.24	21.92	0.00	0.00	21.92	16.54	16.54

Tableau III.1.33 Sollicitations à l'ELS

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)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
A-B	5.3	4.51	15.86	0.00	0.00	15.86	11.97	11.97

## Type 3

Tableau III.1.34 Sollicitations à l'ELU.

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)
A-B	3.9	6.24	10.31	0.00	-16.62	5.01	7.91	-16.44
B-C	5.3	6.24	21.14	-16.62	0.00	14.40	19.98	-13.41

Tableau III.1.35 Sollicitations à l'ELS

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)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
A-B	3.9	4.51	7.52	0.00	-12.02	3.62	5.72	-11.89
B-C	5.3	4.51	15.27	-12.02	0.00	10.41	14.24	-9.70

## Type 4

Tableau III.1.36 Sollicitations à l'ELU.

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)
A-B	5.3	6.24	21.92	0.00	-13.15	16.77	19.03	15.77
B-C	5.3	6.24	21.92	-13.15	0.00	16.77	19.03	-16.54

Tableau III.1.37 Sollicitations à l'ELS

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)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
A-B	5.3	4.51	15.86	0.00	-9.51	12.13	11.973	13.14
B-C	5.3	4.51	15.86	-9.51	0.00	12.13	13.14	11.97

## III.1.6. Ferrailage des poutrelles :

Le ferrailage se fait avec les sollicitations max en flexion simple.

## ❖ Poutrelle type 2 du plancher habitations (étage courant et duplexe)

$$M_t^{\max} = 21.92 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{aint}}^{\text{maxa}} = 17.33$$

$$V_U = 19.98 \text{ KN}$$

Les résultats de ferrailage des poutrelles sont illustrés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.1.38 ferrailage des poutrelles du plancher étage habitation

Localisation	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )
En travée	21.92	0.049	0.063	0.214	2.93	1HA10+2HA12=3.05
En appui de rive	3.28	0.040	0.051	0.216	0.437	1HA12=1.13
En appui int	17.33	0.21	0.29	0.193	2.56	1HA12+1HA14=2.67

## ✓ Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.12 \times 0.22 \times 2.1}{400} = 0.318 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} < A_{cal} \quad \text{Vérifiée.}$$

**B- armatures transversales**➤ **vérification de l'effort tranchant**

$$V_u = 19.98 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{19.98 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.22} = 0.75 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min [0.13 f_{c28}; 4 \text{ MPa}] = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \quad \text{C'est vérifié.}$$

➤ **Choix des armatures transversales**

On choisit un étrier  $\Phi_6$

$$A_t = 2\Phi_6 = 0.57 \text{ cm}^2$$

➤ **L'espace**

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

➤ **Vérification à l'effort tranchant des armatures longitudinales**

Au niveau de l'appui de rive

On a  $M_u = 0$ .

$$A_L \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u \Rightarrow A_L \geq \frac{1.15}{400} \times 19.98 \times 10^{-3} = 0.57 \text{ cm}^2$$

$$A_L \geq 0.57 \text{ cm}^2$$

Or  $A_L = 3.6 \text{ cm}^2$  ..... vérifiée.

➤ **Vérification de la jonction table nervure au cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_u \left(\frac{b-b_0}{2}\right)}{0.9 \times d \times b \times h_0} = \frac{19.98 \times 10^{-3} \left((0.65 - 0.12)/2\right)}{0.9 \times 0.22 \times 0.65 \times 0.04} = 1.02 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < 3.25 \text{ MPa} \quad \text{C'est vérifié.}$$

❖ **Vérification des poutrelles à l'ELS**➤ **Etat limite d'ouverture des fissures [6]**

La fissuration est peu préjudiciable donc pas de vérification.

➤ **Etat limite de compression du béton**

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

$$\text{Tel que } \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- En travée

$$M_{ser}^{max} = 15.86 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 3.11 \text{ cm}^2$$

**Position de l'axe neutre**

$$b \times y^2 - 30A_s(d - y) = 0 \Rightarrow 0.65 \times y^2 - 30 \times 3.05 \times 10^{-4} \times (0.22 - y) = 0$$

$$\Rightarrow y = 0.049 \text{ m}$$

**Calcul de moment d'inertie**

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2 = \frac{0.65 \times 0.049^3}{3} + 15 \times 3.05 \times 10^{-4} \times (0.22 - 0.049)^2 = 1.61 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$I = 16189 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{15.86 \times 10^{-3}}{1.61 \times 10^{-4}} \times 0.049 = 4.82 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\sigma_{bc} < 15 \text{ MPa}$$

**En appuis**

$$M_{ser}^{max} = 2.37 \text{ Kn.m}$$

$$A_s = 1.13 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre :

$$b \times y^2 - 30A_s(d - y) = 0 \Rightarrow 0.65 \times y^2 - 30 \times 1.13 \times 10^{-4} \times (0.22 - y) = 0$$

$$\Rightarrow y = 0.0314 \text{ m}$$

**Moment d'inertie**

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2 = \frac{0.65 \times 0.0314^3}{3} + 15 \times 1.13 \times 10^{-4} \times (0.22 - 0.0314)^2 = 669968 \text{ cm}^4$$

$$I = 669968 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2.37 \times 10^{-3}}{0.669968 \times 10^{-4}} \times 0.0314 = 1.12 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < 15 \text{ MPa}$$

➤ **Etat limite de déformation**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

On a :  $\frac{h}{l} = \frac{24}{530} = 0.045 < \frac{1}{16}$

La condition n'est pas satisfaite donc on doit faire une vérification de la flèche.

$q_{jser} = 0.65 \times G = 2.66 \text{ KN / m}$

$q_{gser} = 0.65 \times G = 3.54 \text{ KN / m}$

$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) = 4.51 \text{ KN / m}$

$M_{jser} = 7.00 \text{ KN.m}$  ,  $M_{gser} = 9.32 \text{ KN.m}$  ,  $M_{pser} = 11.87 \text{ KN.m}$

$I_0 = 79545 \text{ m}^4$

$I = 669968 \text{ cm}^4$  ,  $A_s = 3.05 \text{ cm}^2$  ,  $\rho = 0.0117$  ,  $y = 0.0314 \text{ m}$

$E_i = 321642 \text{ Mpa}$

$E_v = \frac{E_i}{3} = 107214 \text{ Mpa}$

$y = 0.049 \text{ m}$

Les résultats des contraintes et  $\mu$  sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau III.1.39** valeurs de contrainte de compression et  $\mu$

$\sigma_{sj}$ (Mpa)	$\sigma_{sg}$ (Mpa)	$\sigma_{sp}$ (Mpa)	$\mu_j$	$\mu_g$	$\mu_p$
110.90	147.66	187.27	0.49	0.59	0.66

• calcul des flèches

Les résultats des inerties et les flèches sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau III.1.40** valeurs des inerties et de la flèche

$I_{fij}$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{fig}$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{fip}$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{fv_g}$ (cm <sup>4</sup> )	$f_{ij}$ (cm)	$f_{ig}$ (cm)	$f_{ip}$ (cm)	$f_{vg}$ (cm)
32170.11	28493.11	26382.28	47918.67	$1.90 \times 10^{-3}$	$2.14 \times 10^{-3}$	$2.31 \times 10^{-3}$	$3.82 \times 10^{-3}$

• La flèche totale  $\Delta f$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = (3.82 - 1.90 + 2.31 - 2.14) \times 10^{-3} = 2.09 \times 10^{-3} m$$

$$\Delta f = 0.209 cm \leq f_{adm} = 1.03 cm$$

Donc la condition de flèche est vérifiée.

• Schéma de ferrailage des poutrelles

**Tableau III.1.41** Schéma de ferrailage des poutrelles

	Appui de rive	Appui intermédiaire
Etage à usage Habitations)	<p>1HA12</p> <p>Ø6 St=15cm</p> <p>1HA10+2HA12</p>	<p>1HA12+1HA14</p> <p>Ø6 St=15cm</p> <p>1HA10+2HA12</p>

**III.1.7. Ferrailage de la dalle de compression**

On utilise des ronds lisses de nuance  $f_e = 400 MPa$

**Armatures perpendiculaires aux poutrelles :** [4]

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 65}{400} = 0.65 (cm^2/ml)$$

**Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{\parallel} = A_{\perp} / 2 = 0.705 cm^2/ml$$

On choisit

5T6/ml = 1.41 cm<sup>2</sup> perpendiculaires aux poutrelles → St = 25 cm < 33 cm... Vérifiée.

3T6/ml = 0.85 cm<sup>2</sup> parallèles aux poutrelles → St = 33.33 cm < 44 cm... Vérifiée.

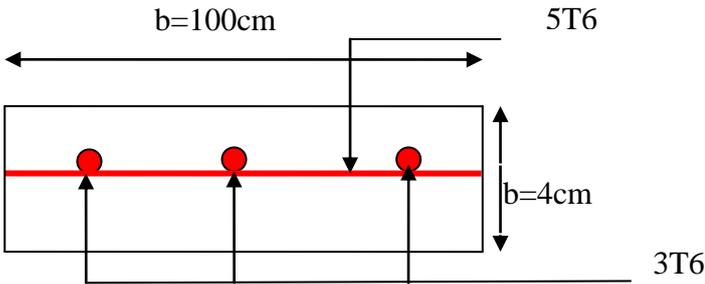


Fig III.1.23 Schéma de ferrailage de la dalle de compression

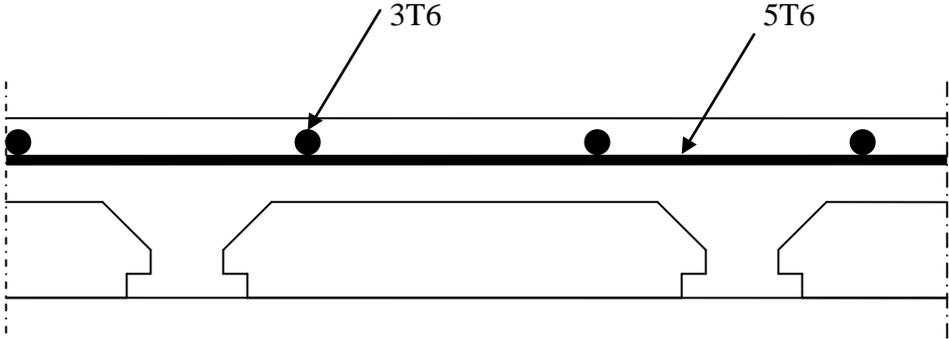


Fig. III.1.24 Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

### III.2. Etude des escaliers

#### III.2.1. Etude de l'escalier à 2 volées (type 1)

Ce type d'escalier est composé de :

- ✓ Un palier d'épaisseur 16cm.
- ✓ Deux volées parallèles d'épaisseur 16cm.
- ✓ Giron de 30cm.
- ✓ Contre marche de 17cm

L'escalier travaille à la flexion simple en considérant la dalle comme une poutre uniformément chargée et en tenant des types d'appuis sur les quels elle repose.

Pour déterminer les sollicitations, on a deux méthodes de calcul qui sont les suivantes :

- La méthode des charges équivalentes
- La méthode R.D.M.

#### a) Charges et surcharges :

**Calcul de la volée (1) et (2) :**

$$G_p = 5.31 \text{ KN/m}^2$$

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

$$G_v = 7.48 \text{ KN/m}^2$$

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

#### b) Calcul des sollicitations :

➤ à l'ELU

$$P_{uv} = 1.35G_v + 1.5Q = 13.32 \text{ KN/ml}$$

$$P_{up} = 1.35G_p + 1.5Q = 9.64 \text{ KN/m}$$

#### • Les réactions d'appuis

$$\sum M_{/B} = 0 \Rightarrow R_A = \frac{(P_{uv} \times 2.4)(2.4 + 1.4) + P_{up} \times 1.4 \times (1.4 / 2)}{3.8} = 25.54 \text{ KN}$$

D'autre part ;

$$R_A + R_B = 48.49 \text{ KN} \Rightarrow R_B = 22.94 \text{ KN}$$

#### • moments fléchissant

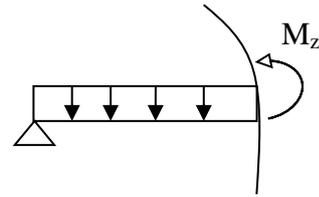
Pour le calcul on utilise la méthode de la RDM

$$0 \leq x \leq 2.4 \text{ m}$$

$$M_z = R_A \times X - P_{uv} \times X^2 / 2 \Rightarrow \begin{cases} x = 0; M_z = 0 \text{ KN.m} \\ x = 2.4; M_z = 21.43 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$0 \leq x \leq 1.4 \text{ m ;}$$

$$M_z = R_B \times X - P_{\text{up}} \times X^2/2 \Rightarrow \begin{cases} x=0; M_z = 0 \text{ KN.m} \\ x=1.4; M_z = 21.43 \text{ KN.m} \end{cases}$$



- **Calcul du moment max en travée**

$$dM_z/dx = 0 \Rightarrow x = 1.84 \text{ m} \Rightarrow M_{0\text{max}} = 23.56 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} M_a = -0.5M_{0\text{max}} = -11.78 \text{ KN.m} \\ M_t = 0.75M_{0\text{max}} = 17.67 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **L'effort tranchant max**

$$T_{\text{max}} = 25.54 \text{ KN}$$

- **à l'ELS**

$$P_{\text{sp}} = G_v + Q = 9.98 \text{ KN/m}^2$$

$$P_{\text{sv}} = G_p + Q = 7.81 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{0\text{max}} = 16.96 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} M_a = -0.5M_{0\text{max}} = -8.48 \text{ KN.m} \\ M_t = 0.75M_{0\text{max}} = 12.72 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T_{\text{max}} = 18.40 \text{ KN}$$

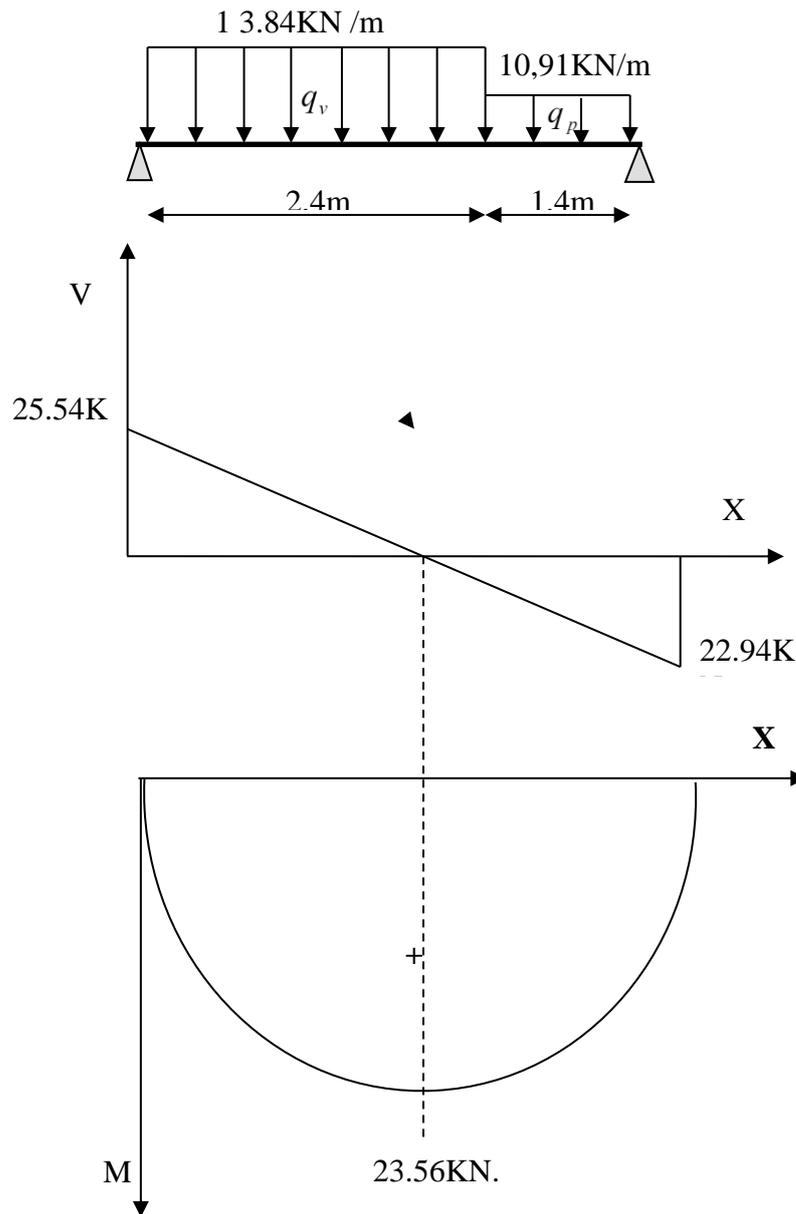


Fig III.2.1 diagramme de l'effort tranchant et moment

c) Ferrailage des escaliers :

Le ferrailage se fera pour une bande d'un mètre en flexion simple pour une sollicitation maximale à l'ELU. Et la vérification se fera à l'ELS.

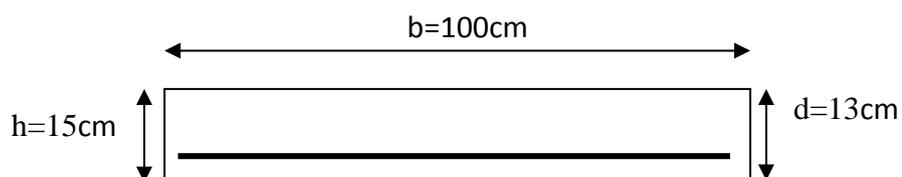


Fig III.2.2. Section à ferrailer

**Caractéristique de la section :**

$$b=100\text{cm}$$

$$h=15\text{cm}$$

$$d=13\text{cm}$$

✓ **En travée :**

$$M^t = 17.67\text{KN.m}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 * 25}{1.5} = 14.2\text{MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{17.67 * 10^{-3}}{1(0.13)^2 * 14.2} = 0.0736$$

$$\mu_{bu} = 0.0736 < \mu_l = 0.392$$

➔ Pivot A et les armatures comprimée sont pas nécessaires ( $A'_s = 0$ ).

$$\varepsilon_s = 10\% \text{ et } f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 34.8\text{MPa}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} = 0.095$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.125\text{m}$$

$$A_s = \frac{M_U}{Z f_{st}} = \frac{17.67 * 10^{-3}}{43.5} = 4.06\text{cm}^2$$

**On adopte :** 6HA10=4.71

✓ **En appuis :**

$$M^a = 11.78\text{KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{11.78 * 10^{-3}}{1(0.13)^2 * 14.2} = 0.049$$

$$\mu_{bu} = 0.049 < \mu_l = 0.392$$

Pivot A et les armatures comprimée sont pas nécessaires ( $A'_s = 0$ ).

$$\alpha = 0.0628$$

$$Z = 0.126\text{m}$$

$$A_s = \frac{11.78 * 10^{-3}}{44.10} = 2.67\text{cm}^2$$

**On adopte :** 6HA8=3.02

On résume les calculs dans le tableau ci après :

Tableau III.2.1 Résultats de ferrailage des volées (1) et (2).

Zone	$M_u(\text{KNm})$	$\mu_{bu}$	$\alpha$	$z(\text{m})$	$A_{cal}(\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_s(\text{cm}^2/\text{ml})$
appui	11.78	0.049	0.0628	0.126	2.67	6HA8=3.02
travée	17.67	0.073	0.095	0.125	4.06	6HA10=4.71

- Calcul des armatures de répartitions :

- ✓ En travée :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{4.71}{4} = 1.17 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{Soit : } 6\text{HA}6=1.70 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- ✓ En appuis

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{3.02}{4} = 0.75 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit : } 2\text{HA}8=1.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Calcul de l'écartement des barres :

Les charges appliquées sont des charges réparties alors les armatures de la même nappe ne doivent pas dépasser les espacements suivants :

- Les armatures principales :  $St \leq \min(3h; 33\text{cm}) \Rightarrow \min \leq 33$
- Les armatures secondaires :  $St \leq \min(4h; 33\text{cm}) = \min \leq 45\text{cm}$

➔ Ces conditions sont vérifiées dans les deux directions.

On opte pour  $St=20\text{cm}$

d) Vérification à l'ELU et à l'ELS :

➤ à l'ELU :

❖ Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.13 \times \frac{2.1}{400} = 1.569 \text{ cm}^2$$

En travée :  $A^t = 4.06 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.569 \text{ cm}^2$  vérifiée

En appuis :  $A_a = 2.67 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.569 \text{ cm}^2$  vérifiée

❖ Vérification de l'effort tranchant :

L'escalier est à l'intérieur du bâtiment donc la fissuration est peu nuisible.

$$\overline{\tau}_V = \min(0.13f_{c28}; 4\text{MPa}) = 3.25\text{MPa}$$

Tel que :  $\tau_V = \frac{V_{\max}}{bd} \leq \overline{\tau}_V$

$$\tau_U = \frac{25.54 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0.13} = 0.196 \text{ MPa}$$

$$\tau_U = 0.196 \text{ MPa} < \bar{\tau}_U = 3.25 \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée}$$

❖ **Vérification des armatures longitudinales à l’effort tranchant**

On doit d’abord vérifier la condition suivante :

$$A > (V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = (25.54 \times 10^{-3} - \frac{11.78 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.13}) \times \frac{1.15}{400} = -0.0002 \text{ m}^2$$

➤ **à l’ELS :**

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l’abri des intempéries, donc les vérifications à faire sont :

❖ **Vérification de l’état limite de compression du béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \cdot y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

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

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

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III.2.2** Vérification des contraintes de compression :

Localisation	Mser(KN.m)	I (m <sup>4</sup> )	Y (m)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)
Travées	12.96	7.79 10 <sup>-5</sup>	0.036	6.03	15
Appuis	8.48	5.43 10 <sup>-5</sup>	0.036	4.68	15

❖ **Vérification De l’état limite de déformation :**

➤ **Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{array} \right.$$

Avec :

h : hauteur de la poutre

l : longueur de la travée

Mt : moment en travée

M0 : moment statique de cette poutre

A : section des armatures choisies

$$\frac{h}{l} = 0.039 < \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{la condition n'est pas vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} = 0.039 < \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0,75 \quad \text{la condition n'est pas vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} = \frac{4.71}{100 \times 13} = 0,0036 < \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.01 \quad \text{la condition est vérifiée.}$$

La condition (1) et (2) n'est pas vérifiée, donc on procède à la vérification de la flèche.

La flèche totale est définie comme suit : [6]

Pour une poutre simplement appuyée de portée inférieure à 5m, la flèche admissible est prise

égale à :  $f_{adm} = \frac{L}{500}$  , ce qui donne pour notre cas :  $f_{adm} = 0.76cm$

✓ **Calcul des différents paramètres intervenant dans le calcul de la flèche :**

$$I_0 : I_0 = \frac{b}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times A_s \times (V_2 + c)^2$$

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

$$V_2 = h - V_1$$

$$B = b \times h + 15 \times A_s \Rightarrow B = 100 \times 15 + 15 \times 4.71 = 1570.65 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{1}{157065} \times \left( \frac{100 \times 15^2}{2} + 15 \times 4.71 \times 13 \right) = 7.357 \text{ cm}$$

$$V_2 = 15 - 7.357 \Rightarrow V_2 = 7.643 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{100}{3} \times (7.357^3 + 7.643^3) + 15 \times 4.71 \times (7.643 + 2)^2 \Rightarrow I_0 = 3472523 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{4.71}{100 \times 13} = 0.00362$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho \times (2 + 3 \times \frac{b_0}{b})} \Rightarrow \lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{0.00362 \times (2 + 3)} = 5.80$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 2.32$$

✓ **Evaluation des moments en travée :**

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

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

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

$$q_{jv} = 6.17 \text{ KN/m}$$

$$q_{jp} = 4 \text{ KN/m}$$

$$M_{serj} = 0.75 \times M_0^{\max} \Rightarrow M_{serj} = 0.75 \times 6.30 = 4.72 \text{ KN.m}$$

$$q_{gv} = 7.48 \text{ KN/m}$$

$$q_{gp} = 5.31 \text{ KN/m}$$

$$M_{serg} = 0.75 \times M_0^{\max} \Rightarrow M_{serg} = 0.75 \times 7.18 = 5.38 \text{ KN.m}$$

$$q_{pv} = G + Q = 7.48 + 2.5 = 9.98 \text{ KN/m}$$

$$q_{pp} = G + Q = 5.31 + 2.5 = 7.81 \text{ KN/m}$$

$$M_{serp} = 0.75 \times M_0^{\max} \Rightarrow M_{serp} = 0.75 \times 10.77 = 8.07 \text{ KN.m}$$

• **Calcul de  $\sigma_s$  :**  $\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I}$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{serg} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sg} = 97.37 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{serj} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sj} = 85.43 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{seip} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sp} = 14606 \text{ MPa}$$

• Calcul de  $\mu$  : 
$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}}$$

$$\mu_g = -0.59, \mu_j = -0.60, \mu_p = -0.52$$

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

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

$$\Rightarrow I_{fij} = 852668 \text{ cm}^4$$

$$\Rightarrow I_{fig} = 863811 \text{ cm}^4$$

$$\Rightarrow I_{fip} = 951139 \text{ cm}^4$$

$$\Rightarrow I_{fvg} = 1596896 \text{ cm}^4$$

$$E_i = 321642 \text{ Mpa}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 107214 \text{ Mpa}$$

$$f_{ij} = \frac{M_j \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fij}} \Rightarrow f_{ij} = \frac{4.72 \times 10^{-3} \times 3.8^2}{10 \times 321642 \times 852668 \times 10^{-8}} = 0.00248 \text{ m}$$

$$f_{gi} = \frac{M_g \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fig}} \Rightarrow f_{gi} = \frac{5.38 \times 10^{-3} \times 3.8^2}{10 \times 321642 \times 863811 \times 10^{-8}} = 0.00279 \text{ m}$$

$$f_{gv} = \frac{M_g \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fvj}} \Rightarrow f_{gv} = 0.00453 \text{ m}$$

$$f_{pi} = \frac{M_p \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fip}} \Rightarrow f_{pi} = \frac{0.0807 \times 3.8^2}{10 \times 321642 \times 951139 \times 10^{-8}} \times 10^7 = 0.00496 \text{ m}$$

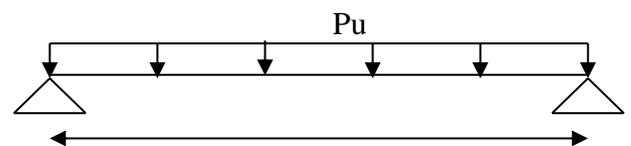
$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij} = 0.00453 + 0.00380 - 0.00279 - 0.00248$$

$$\Delta f = 0.306 \text{ cm} < f_{adm} = \frac{380}{500} = 0.76 \text{ cm}$$

Donc la flèche est vérifiée

### III.2.2. Etude de la poutre palière :

Cette poutre est soumise à son poids propre, aux charges transmises sous formes de réaction d'appuis et aux moments de torsion.



FigIII.2.3 Schéma statique de la poutre palière

**a) Dimensionnement [3]**

$$b \geq 30\text{cm}$$

$$h \geq 30\text{cm}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4$$

**Condition de la flèche :**

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

$$20.66\text{cm} < h < 31\text{cm}$$

$$\text{On prend : } \begin{cases} h = 30\text{cm} \\ b = 30\text{cm} \end{cases}$$

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

$g_0$  : Poids propre de la poutre

$$g_0 = 0.09 \times 25 = 2.25 \text{ KN / m}$$

$$g_1 = (2.67 \times 2.76) = 7.36 \text{ KN / m}$$

La charge transmise par l'escalier : c'est la réaction d'appui au point B

$$\text{➤ ELU : } R_B = 22.94 \text{ KN}$$

$$\text{➤ ELS : } R_B = 16.48 \text{ KN}$$

Les sollicitations

$$P_u = 1.35(g_0 + g_1) + R_B$$

$$P_u = 35.91 \text{ KN/m}$$

$$M_0 = \frac{P_u \times L^2}{8} = 43.13 \text{ KN / m}$$

$$M^t = 0.85M_0 = 36.66 \text{ KN / m}$$

$$M^a = -0.5M_0 = -21.56 \text{ KN / m}$$

$$V_u = \frac{P_u \times L}{2} = 55.66 \text{ KN}$$

c) Calcul d'armature à la flexion simple :

Tableau III.2.3 Calcul d'armature

	$M (KN.m)$	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	$A_{CAL} (cm^2)$
<b>En travée</b>	36.66	0.117	0.155	0.27	4.05
<b>En appuis</b>	21.56	0.069	0.089	0.27	2.29

$$A_{min} = 0.5\% b \times h = 4.5cm^2 \dots\dots\dots[3]$$

$A^a$  : Section d'armature en appui

$A^t$  : Section d'armature en travée

Donc on prend  $A^a = 2.29cm^2$

d) Calcul d'armature a la torsion

Le moment de torsion provoquer sur la poutre palière est transmis par la volée

C'est le moment d'appui

$$M^{torion} = M_b^a = 11.78KN.m$$

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
- $\Omega$  : air du contour tracer a mi hauteur
- e : épaisseur de la paroi
- $A_1$ : section d'acier

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

$$\Omega = [b-e] \times [h-e] = 0.0625m^2$$

$$U = 2 \times [(h-e)+(b-e)] = 1m^2$$

$$A_1 = \frac{M_{tor} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = 2.70cm^2$$

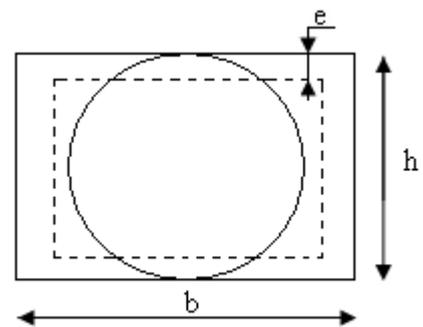


Fig III.2.4 Section creuse équivalente

e) Choix des armatures

✓ En travée

$$A^t = 4.05 + \frac{2.70}{2} = 5.4cm^2 \quad \text{Soit } 3HA10+3HA12=5.65cm^2$$

✓ **En appui**

$$A^a = 2.29 + \frac{2.70}{2} = 3.64 \text{cm}^2 \quad \text{Soit } 3\text{H}8+3\text{H}A12 = 4.9 \text{cm}^2$$

On doit vérifier la condition suivante :

❖ **Condition de non fragilité**

$$A_t > A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.3 \times 0.28 \times \frac{2.1}{400} = 1.01 \text{cm}^2 \quad \text{Vérifiée}$$

$$A_u > A_{\min} = 1.01 \text{cm}^2$$

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

On vérifie que :  $\tau_u < \bar{\tau}_u$

Avec  $\tau_u = \sqrt{\tau_{cr}^2 + \tau_v^2}$  contrainte de cisaillement due à l'effort tranchant [6].

On a  $V_{\max} = 38.68 \text{KN}$

$$\tau_v = \frac{V_U}{b_0 \times d} = \frac{55.66 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.28} = 0.66 \text{MPa}$$

$$\tau_{cr} = \frac{M_{tu}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{11.78 \times 10^{-3}}{2 \times 0.0625 \times 0.05} = 1.88 \text{MPa}$$

D'où  $\tau_u = 1.99 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = \min(0.3 f_{c28}; 4 \text{MPa}) = 3.25 \text{MPa} \dots \dots \dots$  Condition vérifiée

**Ferraillage :**

❖ **Calcul des armatures transversales :**

Soit  $S_t = 15 \text{cm}$

✓ **Flexion simple :**

$$A_t \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 0.3 \times 0.15}{400} = 0.45 \text{cm}^2$$

$$A_t \geq \frac{b \times S_t \times (\tau_v - 0.3 \times f_{t28})}{0.8 \times f_e} = \frac{0.30 \times 0.15 \times (0.66 - 0.3 \times 2.1)}{0.8 \times 400} = 0.042 \text{cm}^2$$

✓ **Torsion :**

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{cm}^2$$

$$A_t = \frac{M_{tor} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{11.78 \times 10^{-3} \times 1 \times 1.15}{2 \times 0.0625 \times 400} = 2.70 \text{cm}^2$$

D'où  $A_t = 0.0421 + 2.70 = 2.74 \text{cm}^2$  soit  $4\text{H}A10 = 3.14 \text{cm}^2$

❖ Vérification de l'état limite de compression de béton

On vérifie :  $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \cdot y}{I} \leq \overline{\sigma_b} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15$

✓ travée ( $M^t = 26.63 \text{KN.m}$ ) ;  $y = 3.92 \text{cm}$  ;  $I = 8995.20 \text{cm}^4$

Application numérique  $\sigma_{bc} = 11.60 < \overline{\sigma_b} = 15 \dots \dots \dots$  Condition vérifié

✓ appuis ( $M_a = 15.67 \text{KN.m}$ ) ;  $y = 3.69 \text{cm}$  ;  $I = 8045.47 \text{cm}^4$

$\sigma_{bc} = 7.18 \text{MPa} < \overline{\sigma_b} = 15 \dots \dots \dots$  Condition vérifié

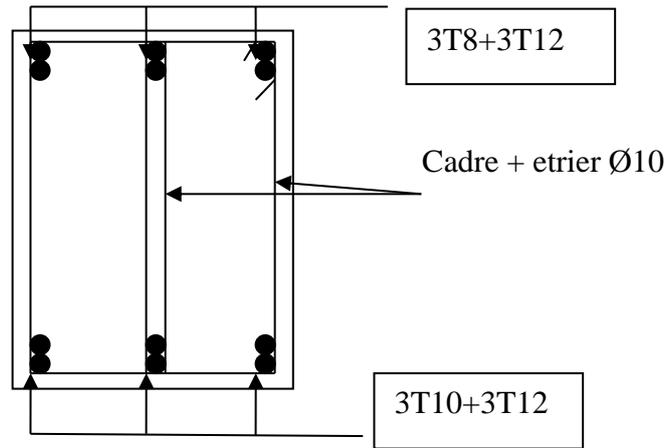


Figure III.2.5 Schéma de ferrailage de la poutre

II.2.3. Etude du palier de repos

Le palier de repos se calcule comme une dalle pleine en console

$l_x = 1.40 \text{m}$

$l_y = 3.10 \text{m}$

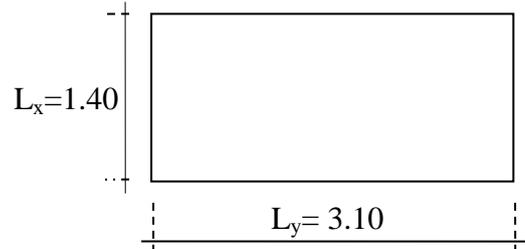


Fig III.2.6. Schémas du palier de repos

• Calcul des sollicitations

➤ ELU :  $q_u = 10.91 \text{KN/m}^2$

$M_u = q_u \times \frac{l^2}{2} = 10.91 \times \frac{1.4^2}{2} = 10.69 \text{KN.m}$

$V_u = q_u \times l = 15.27 \text{KN}$

➤ ELS :  $q_s = 7.81 \text{KN/m}^2$

$M_{ser} = q_s \times \frac{l^2}{2} = 7.81 \times \frac{1.4^2}{2} = 7.65 \text{KN.m}$

**Ferraillage**

Le calcul de ferraillage se fait à la flexion pour une bande de 1m de large. Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau III.2.4** Résultat de ferraillage de palier de repos

	$M_{travée}(KN.m)$	$\mu_{bu}$	A	Z (m)	$A_{cal}(cm^2/ml)$	$A_{adopte}(cm^2/cm)$
Armatures principales	10.69	0.0384	0.048	0.13	2.36	4HA10=3.14

On prévoit des armatures de répartitions comme suit :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 0.78cm^2$$

Soit  $A_r = 4HA8 = 2.01cm^2/ml$ .

- **Espacement des armatures**

Sens xx :  $S_t \leq \min(33cm, 3 \times e) = \min(33cm, 48) = 33cm$  ; soit  $S_t = 25cm$ .

Sens yy :  $S_t \leq \min(45cm, 4 \times e) = \min(45cm, 64cm) = 45cm$  ; soit  $S_t = 25cm$ .

❖ **Vérifications**

➤ **à L'ELU**

- **Condition de non fragilité**

$$A_s \leq A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.14 \times \frac{2.1}{400} = 1.69cm^2 \quad \text{Vérfiée}$$

- **Contrainte de cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{15.27 \times 10^{-3}}{1 \times 0.14} = 0.10MPa < \tau_{adm} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25MPa \quad \text{Vérfiée}$$

➤ **à L'ELS**

- **Etats limite de compression de béton**

La fissuration est peu nuisible donc il faut juste vérifier que la contrainte de compression du béton est inférieure au égale ou égale à la contrainte admissible du béton.

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

$$\frac{100 \times y^2}{2} + (15 \times 3.14) \times y - 15 \times 3.14 \times 14 = 0 \Rightarrow y = 2.63cm$$

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

$I = \frac{100 \times 2.63^3}{3} + 15 \times 3.14 \times (14 - 2.63)^2 \Rightarrow I = 6695.32 \text{ cm}^4$

$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{7.65 \times 2.63 \times 10^3}{669532} = 3 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa}$  Vérifiée

- **État limite de déformation**
- ❖ **Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{14}{140} = 0.1 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h}{L} = 0.1 \geq \frac{7.65}{10 \times 7.65} = 0.1 \quad \text{Condition vérifié} \\ \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{3.14}{100 \times 14} = 0,00224 < \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.01 \quad \text{Condition vérifié} \end{array} \right.$$

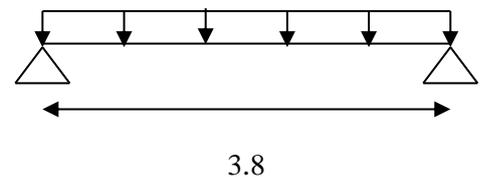
**III.2.4. Etude d'escalier type2**

- ✓ **Combinaison de charges**

Pour la volée

- ELU :  $P_{uv} = 1.35 \times G_v + 1.5 \times Q = 13.848 \text{ KN/ml}$
- ELS :  $P_{sv} = G_v + Q = 9.98 \text{ KN/m}^2$

- ✓ **Les sollicitations à l'ELU**



**Fig III.2.7** Schéma statique la volée

**Tableau III.2.5** Sollicitation à l'E.L.U escalier type 2

	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> <sup>max</sup> (KNm)	M <sub>A</sub> =M <sub>B</sub> <sup>max</sup> (KNm)	Vu(KN)
ELU	24.99	18.74	12.49	26.31
ELS	18.01	13.51	9.00	18.96

❖ **Ferraillage**

**Tableau III.2.6** Ferraillage d'escalier type 2

	M (KN.m)	μ <sub>bu</sub>	α	Z(m)	A <sub>CAL</sub> (cm <sup>2</sup> /m)	A <sub>Adopté</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	St(cm)
En travée	18.74	0.078	0.10	0.12	4.48	6T10=4.71	20
En appuis	12.49	0.052	0.066	0.12	2.99	6T8=3.02	20

• **Calcul des armatures de répartitions**

**En travée :**  $A_t \geq \frac{A}{4} = \frac{4.48}{4} = 1.12 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  on choisie : 5T6 = 1.51 cm<sup>2</sup>/ml

**En appuis :**  $A_a \geq \frac{A}{4} = \frac{2.99}{4} = 0.74 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  on choisie : 5T6 = 1.51 cm<sup>2</sup>/ml

❖ **Vérification à l'ELU et à l'ELS :**

➤ **à l'ELU :**

**Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.13 \times \frac{2.1}{400} = 1.569 \text{ cm}^2$$

**En travée :**  $A^t = 4.48 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.569 \text{ cm}^2$  vérifiée

**En appuis :**  $A_a = 2.99 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.569 \text{ cm}^2$  vérifiée

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

L'escalier est à l'intérieur du bâtiment donc la fissuration est peu nuisible.

$$\overline{\tau}_U = \min(0.13 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

**Tel que :**  $\tau_U = \frac{V_{\max}}{bd} \leq \overline{\tau}_U$

$$\tau_U = \frac{26.31 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.202 \text{ MPa}$$

$$\tau_U = 0.202 \text{ MPa} < \bar{\tau}_U = 3.25 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

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

On doit d'abord vérifier la condition suivante :

$$A > (V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = (26.31 \times 10^{-3} - \frac{12.49 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.13}) \times \frac{1.15}{400} = -0.00023 \text{ m}^2$$

➤ à l'E.L.S

❖ **Vérification de l'état limite de compression du béton**

**Tableau III.2.7** Vérification des contraintes à l'E.L.S, escalier type2

	$M_{ser}$ (KNm)	y(m)	$I \times 10^{-4}$ (m <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
En travée	13.51	0.036	$7.79 \times 10^{-5}$	6.24	15	vérifiée
En appui	9.00	0.036	$5.43 \times 10^{-5}$	5.96	15	

❖ **Vérification de l'état limite de déformation : [6]**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} = 0.039 < \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{la condition n'est pas vérifiée.} \\ \frac{h}{l} = 0.039 < \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0,75 \quad \text{la condition n'est pas vérifiée.} \\ \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{4.71}{100 \times 13} = 0,0036 < \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.01 \quad \text{la condition est vérifiée} \end{array} \right.$$

Donc la vérification de la flèche est nécessaire.

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{4.71}{100 \times 13} = 0.00362$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho \times (2 + 3 \times \frac{b_0}{b})} \Rightarrow \lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{0.00362 \times (2 + 3)} = 5.80$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 2.32$$

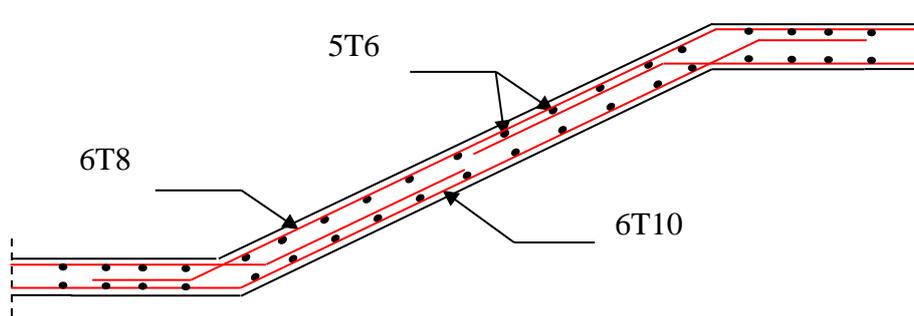
Tableau III.2.8 Calcul de la flèche, escalier type2

$q_j$ (KN/ml)	$M_{jser}$ (KN.m)	$I_{f_j}$ (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_j$ (MPa)	$\mu_j$	$f_{ji}$ (m)
4.01	5.42	8311.08	72.58	0.62	0.0029
$q_g$ (KN/ml)	$M_{gser}$ (KN.m)	$I_{f_g}$ (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_g$ (MPa)	$\mu_g$	$f_{gi}$ (m)
4.862	6.58	8526.28	88.00	0.60	0.0034
$q_p$ (KN/ml)	$M_{pser}$ (KN.m)	$I_{f_p}$ (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_p$ (MPa)	$\mu_p$	$f_{pi}$ (m)
6.487	8.78	8991.93	117.41	0.56	0.0043
$q_g$ (KN/ml)	$M_{gser}$ (KN.m)	$I_{f_{gv}}$ (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{gv}$ (MPa)	$\mu_g$	$f_{gv}$ (m)
4.862	6.58	15968.96	88.00	0.60	0.0055

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.35 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{380}{500} = 0.76 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \Delta f_t < f_{adm} \quad \text{Vérifier}$$



FigIII.2.8 schéma de ferrailage de la volée (I) et (II) de l'escalier type (I) et (II)

III.2.5. Etude de l'escalier type III :

Pour la volée I :

- Combinaison de charges

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

$G_v=6.17.67\text{KN/m}^2$

$e=10 \text{ cm}$

ELU :  $P_{uv}=1.35 \cdot G_v + 1.5 \cdot Q = 12.07\text{KN/ml}$

ELS :  $P_{sv} = G_v + Q = 8.67 \text{ KN/m}^2$

Les sollicitations à l'ELU

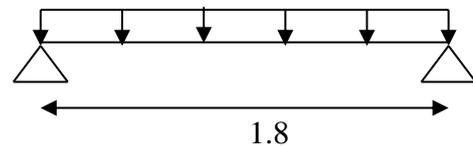


Fig III.2.9 Schéma statique de la volée (I)

**Tableau III.2.9** Sollicitation à l'E.L.U de la volé (I)

	$M_0(KNm)$	$M_t^{max}(KNm)$	$M_A=M_B^{max}(KNm)$	$V_u(KN)$
ELU	4.88	3.66	2.44	10.86
ELS	3.51	2.63	1.75	7.80

✓ **Ferraillage**

**Tableau III.2.10** Ferraillage de la volé (I)

	$M(KN.m)$	$\mu_{bu}$	$\alpha$	$Z(m)$	$A_{CAL}$ ( $cm^2/m$ )	$A_{min}$ ( $cm^2/ml$ )	$A_{Adopté}$ ( $cm^2/ml$ )
En travée	3.66	0.040	0.051	0.078	1.34	1.569	4T10=3.14
En appuis	2.44	0.026	0.032	0.078	0.89	1.569	4T8=2.01

• **Calcul des armatures de répartitions**

En travée :  $A_r \geq \frac{A}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.78cm^2/ml$  on choisie : 4T6 = 1.13cm<sup>2</sup>/ml

En appuis :  $A_a \geq \frac{A}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.50cm^2/ml$  on choisie : 4T6 = 1.13cm<sup>2</sup>/ml

• **Calcul de l'écartement des barres :**

- Les armatures principales :  $St \leq \min(3h; 33cm) \Rightarrow St \leq \min 33 = 25cm$
- Les armatures secondaires :  $St \leq \min(4h; 33cm) \Rightarrow \min 45cm = 25cm$

➔ Ces conditions sont vérifiées dans les deux directions

e) **Vérification à l'ELU et à l'ELS :**

➤ **à l'ELU :**

❖ **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.10 \times \frac{2.1}{400} = 1.207cm^2$$

**En travée :**  $A' = 1.34m^2 < A_{min} = 1.569cm^2$  n'est pas vérifiée

**En appuis :**  $A_a = 0.89cm^2 < A_{min} = 1.569cm^2$  n'est pas vérifiée

On feraille avec Amin

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

L'escalier est à l'intérieur du bâtiment donc la fissuration est peu nuisible.

$$\bar{\tau}_U = \min(0.13f_{c28}; 4MPa) = 3.25MPa$$

Tel que :  $\tau_U = \frac{V_{max}}{bd} \leq \bar{\tau}_U$

$$\tau_U = \frac{10.86 \times 10^{-3}}{1 \times 0.10} = 0.10MPa$$

$$\tau_U = 0.10MPa < \bar{\tau}_U = 3.25 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

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

On doit d'abord vérifier la condition suivante :

$$A > (V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = (10.86 \times 10^{-3} - \frac{3.66 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.10}) \times \frac{1.15}{400} = -0.000085 m^2$$

❖ **Vérification à l'E.L.S**

✓ **Vérification de l'état limite de compression du béton**

**Tableau III.2.11** Vérification des contraintes à l'E.L.S, de la volé (I)

	$M_{ser}$ (KN.m)	y(m)	$I \times 10^{-4}$ (m <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
En travée	2.63	0.0305	$5.60 \times 10^{-5}$	1.43	15	vérifiée
En appui	1.75	0.0251	$3.84 \times 10^{-5}$	1.14	15	vérifiée

❖ **Vérification de l'état limite de déformation : BAEL91**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} = 0.083 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \\ \frac{h}{l} = 0.083 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.075 \\ \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{3.14}{100 \times 13} = 0,0024 < \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.01 \end{array} \right.$$

Toutes les conditions sont vérifiées, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

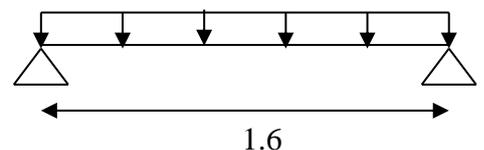
**Pour la volée (II) et (III) :**

**1. Combinaison de charges**

$Q=2.5KN/m^2$

$G_v=5.89KN/m^2$

$e=10cm$



**Fig III.2.10** Schéma statique de la volée (II) et(III)

ELU :  $P_{uv}=1.35 \cdot G_v+1.5 \cdot Q=11.70 \text{KN/ml}$

ELS :  $P_{sv} = G_v + Q = 8.39 \text{ KN/m}^2$

**Les sollicitations à l'ELU**

**Tableau III.2.12.** Sollicitation à l'E.L.U volé (II) et (III)

	$M_0(\text{KNm})$	$M_t^{\max}(\text{KNm})$	$M_A=M_B^{\max}(\text{KNm})$	$V_u(\text{KN})$
ELU	3.74	2.80	1.87	9.36
ELS	2.68	2.01	1.34	6.71

• **Ferraillage**

**Tableau III.2.13.** Ferraillage volé (II) et (III)

	$M(\text{KN.m})$	$\mu_{bu}$	$\alpha$	$Z(\text{m})$	$A_{CAL}(\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{\min}(\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{Adopté}(\text{cm}^2/\text{ml})$
En travée	2.80	0.03	0.038	0.078	1.03	1.569	4T10=3.14
En appuis	1.87	0.02	0.025	0.078	0.68	1.569	4T8=2.01

**Calcul des armatures de répartitions**

En travée :  $A_r \geq \frac{A}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.78 \text{cm}^2 / \text{ml}$  on choisie : 4T6 = 1.13cm<sup>2</sup>/ml

En appuis :  $A_a \geq \frac{A}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.50 \text{cm}^2 / \text{ml}$  on choisie : 4T6 = 1.13cm<sup>2</sup>/ml

• **Calcul de l'écartement des barres :**

- Les armatures principales :  $St \leq \min(3h; 33\text{cm}) \Rightarrow St \leq \min 33 = 25\text{cm}$

- Les armatures secondaires :  $St \leq \min(4h; 33\text{cm}) \Rightarrow \min 45\text{cm} = 25\text{cm}$

➔ Ces conditions sont vérifiées dans les deux directions

❖ **Vérification à l'ELU et à l'ELS :**

➤ **à l'ELU :**

❖ **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.13 \times \frac{2.1}{400} = 1.569 \text{cm}^2$$

**En travée :**  $A^t = 1.03 \text{cm}^2 < A_{\min} = 1.569 \text{cm}^2$  vérifiée

**En appuis :**  $A_a = 0.68 \text{cm}^2 < A_{\min} = 1.569 \text{cm}^2$  vérifiée

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

L'escalier est à l'intérieur du bâtiment donc la fissuration est peu nuisible.

$$\bar{\tau}_U = \min(0.13f_{ct28}; 4MPa) = 3.25MPa$$

Tel que :  $\tau_U = \frac{V_{max}}{bd} \leq \bar{\tau}_U$

$$\tau_U = \frac{9.36 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08} = 0.117MPa$$

$$\tau_U = 0.117MPa < \bar{\tau}_U = 3.25 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

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

On doit d'abord vérifier la condition suivante :

$$A > (V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = (9.36 \times 10^{-3} - \frac{2.80 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.08}) \times \frac{1.15}{400} = -0.0000849m^2$$

❖ **Vérification à l'E.L.S**

✓ **Vérification de l'état limite de compression du béton**

**Tableau III.2.14** Vérification des contraintes à l'E.L.S, de la volé (II) et (III)

	$M_{ser}$ (KNm)	y(m)	$I \times 10^{-4}$ (m <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
En travée	2.01	0.0305	$5.60 \times 10^{-5}$	1.09	15	vérifiée
En appui	1.34	0.0251	$3.84 \times 10^{-5}$	0.96	15	

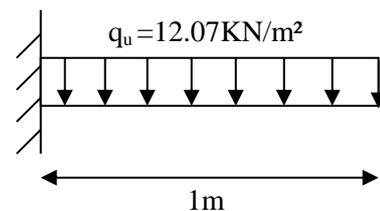
c) **Vérification de l'état limite de déformation : [6]**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} = 0.0625 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \\ \frac{h}{l} = 0.0625 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.075 \\ \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{3.14}{100 \times 10} = 0,00314 < \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.01 \end{array} \right.$$

Toutes les conditions sont vérifiées, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

**Pour la volée (IV) :**

Elle sera étudiée comme une console encadrée dans la poutre palière :



**Fig III.2.11** Schéma statique de la volée (IV)

- **Les charges :**

$$G = 6.17 \text{ KN} / \text{m}^2$$

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

- **Calcul des sollicitations :**

- 

- **A l'ELU :**

$$q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 12.07 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} = 6.03 \text{ KN.m}$$

$$V_u = q_u l = 12.07 \text{ KN.m}$$

- **A l'ELS :**

$$q_{ser} = G + Q = 8.67 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$M_s = \frac{q_s l^2}{2} = 4.33 \text{ KN.m}$$

$$V_s = q_s l = 8.67 \text{ KN}$$

- **Calcul du ferrailage :**

Le ferrailage se fait pour une bande de 1m.

$$\mu_{bu} = 0.066$$

$$\alpha = 0.085$$

$$z = 0.077$$

$$A = 2.25 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{on choisit } 4\text{T}10 = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Les armatures transversales :**

$$A_t = \frac{A}{4} = 0.78 \text{ cm}^2. \text{ On choisit des } 4\text{T}6 = 1.13 \text{ cm}^2$$

- **❖ Vérification à l'ELU :**

- **Condition de non fragilité :**

On calcule  $A_{\min}$  :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \cdot f_{t28} / f_e = 0.23 \times 1 \times 0.10 \times 2.1 / 400 = 1.207 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On a :  $A > A_{\min}$  Condition vérifiée.

- **Calcul des espacements :**

$$S_t \leq \min(3e; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 33 \text{ cm}$$

on adopte  $S_t = 25 \text{ cm}$

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

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{12.07 \times 10^{-3}}{1 \times 0.10} = 0.15 \text{MPa} < 1.25 \text{MPa} \quad \text{C'est vérifié.}$$

❖ Vérification à l'ELS

✓ Vérification des contraintes :

Tableau III.2.15 Vérification des contraintes à l'E.L.S, la volée(IV)

$M_{ser}$ (KNm)	$y$ (m)	$I \times 10^{-4}$ (m <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
4.33	0.0305	$5.60 \times 10^{-5}$	2.35	15	vérifiée

❖ Vérification de l'état limite de déformation : [6]

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} = 0.1 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \\ \frac{h}{l} = 0.1 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.075 \\ \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{3.14}{100 \times 10} = 0,00314 < \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.01 \end{array} \right.$$

Toutes les conditions sont vérifiées, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

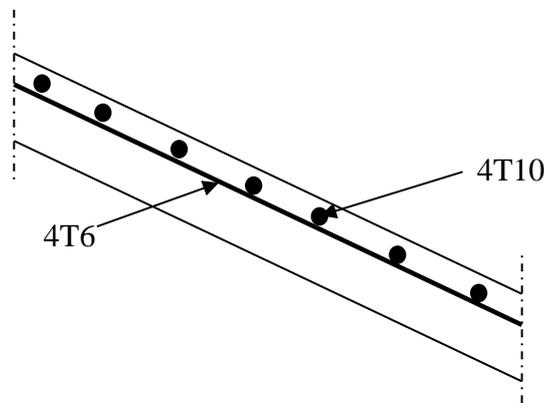


Fig.III.2.12 schéma de ferrailage de la volée (IV)

III.2.6.Calcul d'escalier type IV :

Pour la volée I :

• Combinaison de charges

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

$$G_v=7.36 \text{KN/m}^2$$

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

$$\text{ELU : } P_{uv}=1.35 \times G_v + 1.5 \times Q = 13.68 \text{KN/ml}$$

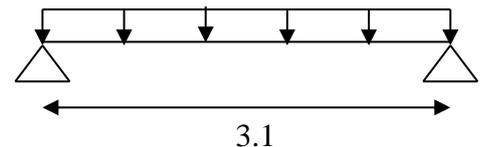


Fig III.2.13 Schéma statique de la volée (I)

ELS :  $P_{sv} = G_v + Q = 9.86 \text{ KN/m}^2$

Les sollicitations à l'ELU

**Tableau III.2.16** Sollicitation à l'E.L.U escalier type (IV)

	$M_0(\text{KNm})$	$M_t^{\text{max}}(\text{KNm})$	$M_A=M_B^{\text{max}}(\text{KNm})$	$V_u(\text{KN})$
ELU	16.43	12.32	8.215	21.20
ELS	11.84	8.88	5.92	15.28

• **Ferraillage**

**Tableau III.2.17** Ferraillage d'escalier type (IV)

	$M(\text{KN.m})$	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	$A_{\text{cal}}(\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{\text{min}}(\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{\text{adop}}(\text{cm}^2/\text{ml})$
En travée	12.32	0.051	0.065	0.12	2.95	1.569	4T10=3.14
En appuis	8.215	0.034	0.043	0.12	1.95	1.569	4T8=2.01

**Calcul des armatures de répartitions**

En travée :  $A_r \geq \frac{A}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.78 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  on choisie : 4T6 = 1.13cm<sup>2</sup>/ml

En appuis :  $A_a \geq \frac{A}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.50 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  on choisie : 4T6 = 1.13cm<sup>2</sup>/ml

• **Calcul de l'écartement des barres :**

- Les armatures principales :  $St \leq \min(3h; 33\text{cm}) \Rightarrow St \leq \min 33 = 25\text{cm}$
- Les armatures secondaires :  $St \leq \min(4h; 33\text{cm}) \Rightarrow \min 45\text{cm} = 25\text{cm}$

→ Ces conditions sont vérifiées dans les deux directions

❖ **Vérification à l'ELU et à l'ELS :**

➤ **à l'ELU :**

❖ **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{\text{min}} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{ij}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.13 \times \frac{2.1}{400} = 1.569 \text{ cm}^2$$

**En travée :**  $A' = 2.95 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1.569 \text{ cm}^2$  vérifiée

**En appuis :**  $A_a = 1.94 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1.569 \text{ cm}^2$  vérifiée

❖ Vérification de l'effort tranchant :

L'escalier est à l'intérieur du bâtiment donc la fissuration est peu nuisible.

$$\bar{\tau}_U = \min(0.13f_{c28}; 4MPa) = 3.25MPa$$

Tel que :  $\tau_U = \frac{V_{max}}{bd} \leq \bar{\tau}_U$

$$\tau_U = \frac{*10^{-3}}{1*0.13} = 0.16MPa$$

$$\tau_U = 0.16MPa < \bar{\tau}_U = 3.25 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

❖ Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant

On doit d'abord vérifier la condition suivante :

$$A > (V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = (21.20 \times 10^{-3} - \frac{8.215 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.13}) \times \frac{1.15}{400} = -0.000140m^2$$

Vérification à l'E.L.S

Vérification de l'état limite de compression du béton

Tableau III.2.18 Vérification des contraintes à l'E.L.S, escalier type (IV)

	$M_{ser}$ (KNm)	y(m)	$I \times 10^{-4}$ (m <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
En travée	8.88	0.034	$5.65 \times 10^{-5}$	5.34	15	vérifiée
En appui	5.92	0.025	$3.84 \times 10^{-5}$	3.85	15	

Vérification de l'état limite de déformation : [6]

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} = 0.048 \leq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{la condition n'est pas vérifiée} \\ \frac{h}{l} = 0.048 \leq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.075 \quad \text{la condition n'est pas vérifiée} \\ \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{3.14}{100 \times 13} = 0,0024 < \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.01 \quad \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Donc la vérification de la flèche est nécessaire. Elle se calcul de la même façon que celle de type (I) et (II)

Pour la volée (II) et (III) :

Combinaison de charges

$$Q=2.5KN/m^2$$

$$G_v=7.25KN/m^2$$

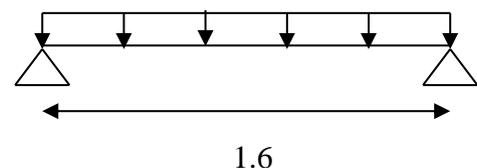


Fig. III.2.14 Schéma statique de la volée (II) et (III)

e=15 cm

ELU :  $P_{uv}=1.35 \cdot G_v + 1.5 \cdot Q = 13.53 \text{ KN/ml}$

ELS :  $P_{sv} = G_v + Q = 9.75 \text{ KN/m}^2$

Les sollicitations à l'ELU

Tableau III.2.19 Sollicitation à l'E.L.U la volé(II) et (III)

	$M_0(\text{KN.m})$	$M_t^{\text{max}}(\text{KN.m})$	$M_A=M_B^{\text{max}}(\text{KNm})$	$V_u(\text{KN})$
ELU	4.32	3.24	2.16	10.82
ELS	3.12	2.34	1.56	7.8

Ferraillage

Tableau III.2.20 Ferraillage de la volé (II) et (III)

	$M(\text{KN.m})$	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	$A_{\text{cal}}(\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{\text{min}}(\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{\text{adop}}(\text{cm}^2/\text{ml})$
En travée	3.24	0.013	0.061	0.12	0.77	1.569	4T10=3.14
En appuis	2.16	0.009	0.011	0.12	0.51	1.569	4T8=2.01

Calcul des armatures de répartitions

En travée :  $A_r \geq \frac{A}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.78 \text{ cm}^2/\text{ml}$  on choisie : 4T6 = 1.13cm<sup>2</sup>/ml

En appuis :  $A_a \geq \frac{A}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.50 \text{ cm}^2/\text{ml}$  on choisie : 4T6 = 1.13cm<sup>2</sup>/ml

• Calcul de l'écartement des barres :

- Les armatures principales :  $St \leq \min(3h; 33\text{cm}) \Rightarrow St \leq \min 33 = 25\text{cm}$

- Les armatures secondaires :  $St \leq \min(4h; 33\text{cm}) \Rightarrow \min 45\text{cm} = 25\text{cm}$

➔ Ces conditions sont vérifiées dans les deux directions

❖ Vérification à l'ELU et à l'ELS :

➤ à l'ELU :

❖ Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\text{min}} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.13 \times \frac{2.1}{400} = 1.569 \text{ cm}^2$$

En travée :  $A^t = 0.77 \text{ cm}^2 < A_{\text{min}} = 1.569 \text{ cm}^2$

**En appuis :**  $A_a = 0.51\text{cm}^2 < A_{\min} = 1.569\text{cm}^2$

Les deux conditions ne sont pas vérifiées on ferraille avec  $A_{\min}$

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

L'escalier est à l'intérieur du bâtiment donc la fissuration est peu nuisible.

$$\bar{\tau}_U = \min(0.13f_{c28}; 4\text{MPa}) = 3.25\text{MPa}$$

**Tel que :**  $\tau_U = \frac{V_{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_U$

$$\tau_U = \frac{10.82 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0.13} = 0.083\text{MPa}$$

$$\tau_U = 0.083\text{MPa} < \bar{\tau}_U = 3.25 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

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

On doit d'abord vérifier la condition suivante :

$$A > (V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = (10.82 \times 10^{-3} - \frac{2.16 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.13}) \times \frac{1.15}{400} = -0.0000219\text{m}^2$$

**Vérification à l'E.L.S**

**Vérification de l'état limite de compression du béton**

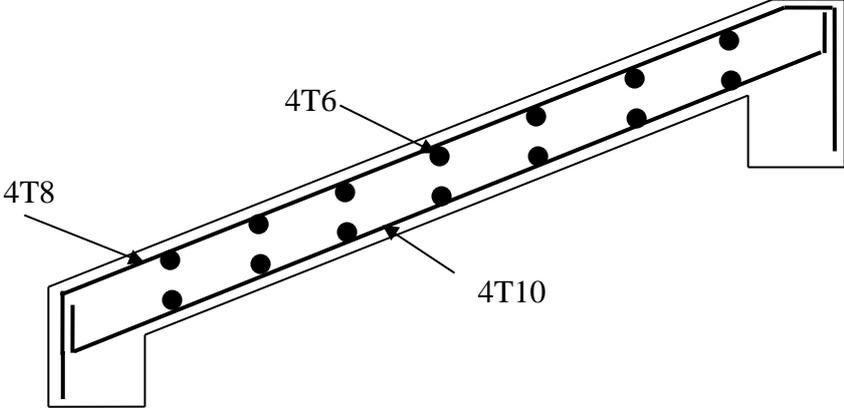
**Tableau III.2.21** Vérification des contraintes à l'E.L.S de la volé (II) et (III)

	$M_{ser}$ (KNm)	y(m)	$I \times 10^{-4}$ (m <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
En travée	2.34	0.026	$3.21 \cdot 10^{-5}$	1.89	15	vérifiée
En appui	1.56	0.026	$2.40 \cdot 10^{-5}$	1.69	15	

**Vérification de l'état limite de déformation :** [6]

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} = 0.093 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h}{l} = 0.093 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.075 \quad \text{Condition est vérifiée.} \\ \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{3.14}{100 \times 13} = 0,0024 < \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.01 \quad \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

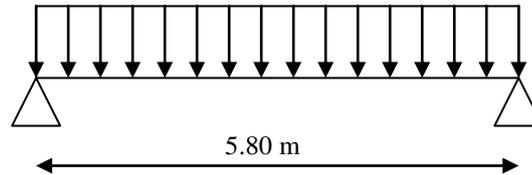
Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire



**Fig.III.2.15** schéma de ferrailage des volées (I) (II) et(III)  
escalier type (III) et (IV)

### III.3. Etude de la poutre de chaînage

Cette 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 :

> La hauteur de la poutre de chaînage est supérieure ou égale à **24 cm**, sans qu'elle puisse être inférieure à la hauteur du plancher ;

> La longueur est égale à **5.80m**.

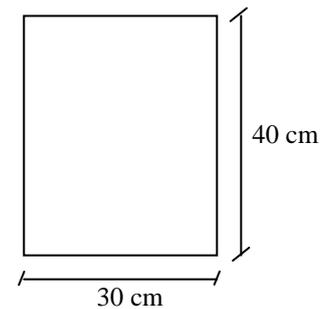
$$\frac{l_{\max}}{16} \leq ht \leq \frac{l_{\max}}{10} \Rightarrow \frac{580}{16} \leq ht \leq \frac{580}{10}$$

$$\Rightarrow 36.25 \leq ht \leq 58$$

$$\checkmark \text{ Le RPA exige : } \begin{cases} h_t \geq 15 \text{ cm} \\ b > \frac{2h}{3} \text{ cm} \end{cases}$$

✓ On adopte :  $h_t = 40 \text{ cm}$

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



#### • Calcul des sollicitations :

- poids propre de la poutre :

$$G = 25 * 0.40 * 0.30 * 1 = 3 \text{ Kn / ml}$$

- poids de plancher :

$$G = 3.2 \times 2 = 6.4 \text{ Kn / ml}$$

On aura donc :

$$Q_u = 1.35 \times 9.4 = 12.69 \text{ kn / m}$$

$$Q_{ser} = 9.24 \text{ kn / m}$$

➤ Calcul à l'ELU :

$$M_t = \frac{q_U * l^2}{8} = \frac{12.69 \times 5.8^2}{8} = 53.36 \text{ Kn.m}$$

✓ Ferrailage :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b_0 * d^2 * f_{bu}} = \frac{53.36 \times 10^{-3}}{0.3 \times (0.38)^2 \times 14.2} = 0.086$$

$$\mu_{bu} = 0.086 < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

$$A = 4.31 \text{ cm}^2$$

✓ Vérification de la condition de non fragilité : [4]

$$A_{\min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0.23 * 0.3 * 0.38 \frac{2.1}{400} = 1.38 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\min} = 1.38 \text{ cm}^2 < A = 4.31 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On ferraille avec } A_{\text{cal}}$$

On adopte : **6HA12=6.79 cm<sup>2</sup>**

✓ Vérification de l'effort tranchant : [4]

$$V_U = \frac{q_U * l}{2} = \frac{12.69 \times 5.8}{2} = 36.80 \text{ KN.}$$

$$\text{On a : } \tau_U = \frac{V_U}{b * d} = \frac{36.80 \times 10^{-3}}{0.3 * 0.38} = 0.322 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_U} = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right)$$

$$\Rightarrow \tau_U = 0.322 \text{ MPa} < \overline{\tau_U} = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Armatures transversales : [6]**

$$\phi_t \leq \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_1\right)$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq (11.42; 30; 12) \text{ soit } \phi_t = 8 \text{ mm.}$$

$$A_t = 4\phi_8 = 2.01 \text{ cm.}$$

✓ **Les espacements :**

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \frac{0.8 * A_t * f_e}{b_0 * (\tau_U - 0.3 f_{t28})} \rightarrow \delta_t < 0 \text{ (Car : } \tau_U = 0.13 \text{ MPa)} \\ S_t \leq \min(0.9 * d, 40 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq 40 \text{ cm} \\ S_t \leq \frac{A_t f_e}{b * 0.4} \rightarrow S_t \leq 43.14 \text{ cm.} \\ \text{soit : } S_t = 20 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

➤ **Calcul à l'ELS :**

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

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

✓ **Vérification de la contrainte dans le béton : [4]**

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} * l^2}{8} = \frac{9.4 * 5.8^2}{8} = 39.527 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} * y}{I} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser} * 15}{I} * (d - y) \leq \overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} * f_e; 110 * \sqrt{\eta f_{t28}}\right) = 201.63 \text{ MPa.}$$

**Tableau III.3.1** Vérification des contraintes dans le béton et l'acier.

M <sub>ser</sub> (KN.m)	As (cm <sup>2</sup> )	I (cm)	Y (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub>	σ <sub>s</sub>
39.527	6.79	7.83846	108706.76	2.85	42.74

Toutes les contraintes sont vérifiées

✓ **Vérification à la flèche :**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 * M_0} \dots\dots\dots(2) \end{array} \right.$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots (3)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} = \frac{40}{580} = 0.068 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{Vérifier} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots \text{n'est pas vérifier} \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots \text{Vérifier} \end{array} \right.$$

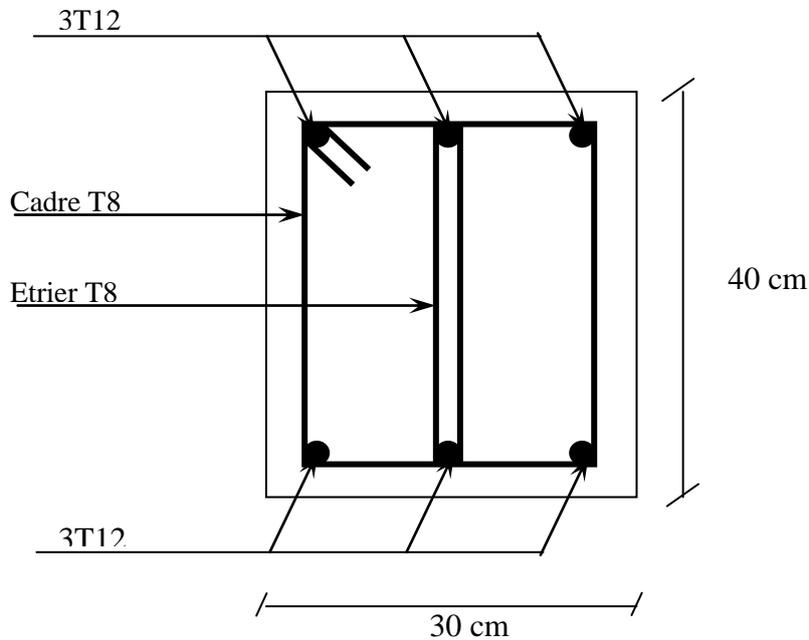
La vérification de la flèche est nécessaire.

Les résultats du tableau suivant, montrent que les poutres de chaînage ne risquent pas de fléchir.

**Tableau.III.3.2** : Evaluation de la flèche

M <sub>j</sub> (KN.m)	M <sub>p</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	A(cm <sup>2</sup> )	f <sub>gv</sub> (mm)	f <sub>gq</sub> (mm)	Δf <sub>t</sub> (mm)	f <sub>lim</sub> (mm)
39.52	39.52	39.52	6.79	12.92	12.92	5.2	10.10

**Schéma de ferrailage :**



**Fig III.3.1** Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage

### III.4. Etude de l'ascenseur

#### III.4.1. Définition

C'est un appareil au moyen duquel on élève ou on descend des personnes aux différents niveaux du bâtiment. Dans notre structure on utilise un ascenseur pour huit (08) personnes dont les caractéristiques sont les suivantes :

- $L$  : Longueur de l'ascenseur=140cm.
- $l$  : Largeur de l'ascenseur=110cm.
- $H$  : Hauteur de l'ascenseur=220cm.
- $F_c$  : Charge due à la cuvette = 145 KN.
- $P_m$  : Charge due à l'ascenseur = 15 KN.
- $D_m$  : Charge due à la salle des machines = 51KN.
- La charge nominale est de 630kg.
- La vitesse  $V = 1.6m/s$ .

#### III.4.2. Etude de la dalle de l'ascenseur

La dalle de la cage d'ascenseur doit être épaisse pour qu'elle puisse supporter les charges importantes (machine + ascenseur) qui sont appliquées sur elle.

On a  $l_x = 1.6m$  et  $l_y = 1.7m$  donc une surface  $S = 1.6 \times 1.7 = 2.72m^2$ .

$$e \geq \frac{l}{20} = \frac{1.9}{20} = 0.085m \text{ Soit } e = 20cm.$$

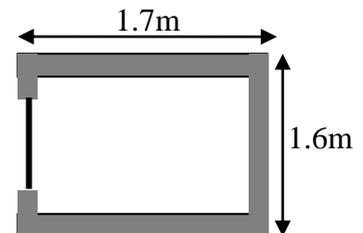


Fig III.4.1 Schéma de la Cage d'ascenseur.

#### III.4.3. Evaluation des charges et surcharges

$$G_1 = 25 \times 0.20 = 5KN/m^2 \quad \text{Poids de la dalle en béton armé.}$$

$$G_2 = 22 \times 0.05 = 1.1KN/m^2 \quad \text{Poids du revêtement en béton (e=5cm).}$$

$$G' = G_1 + G_2 = 6.1KN/m^2.$$

$$G'' = \frac{F_c}{S} = \frac{145}{3.51} = 41.31KN/m^2. \quad \text{Poids de la machine.}$$

$$G_{totale} = G' + G'' = 47.41KN/m^2.$$

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

### III.4.4. Cas d'une charge répartie

- Calcul des sollicitations

A l'ELU :

$$q_u = 1.35 \times G_{\text{totale}} + 1.5 \times Q = 65.50 \text{KN} / \text{m}^2.$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.94 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0.94 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0419 \\ \mu_y = 0.8661 \end{cases} \quad \text{Annexe2}$$

$$\text{Sens x-x'} : M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 7.02 \text{KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 6.08 \text{KNm}$$

#### III.4.4.1. Calcul des moments réels

$$\triangleright \text{En travée} : \text{Sens x-x'} : M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 5.96 \text{KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 5.16 \text{KNm}$$

$$\triangleright \text{En appui} : M_a^x = M_a^y$$

$$M_a^x = M_a^y = 0.3 \times M_0^x = 2.10 \text{KNm}$$

#### III.4.4.2. Calcul du ferrailage

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur et de 20cm d'épaisseur à la flexion simple avec  $d_x = 18 \text{cm}$  et  $d_y = 17 \text{cm}$ .

##### 1. En travée

// à  $l_x$  :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^x}{b \times d_x^2 \times f_{bu}} = 0.012$$

$$\alpha = 1,25 \times [1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0.015$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.178 \text{m}.$$

$$A_t^x = \frac{M_t^x}{z \times f_{st}} = 0.96 \text{cm}^2 / \text{ml}.$$

// à  $l_y$  :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^y}{b \times d_y^2 \times f_{bu}} = 0.012$$

$$\alpha = 1,25 \times [1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{bu})}] = 0.015$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.168m.$$

$$A_t^y = \frac{M_t^x}{z \times f_{st}} = 0.87cm^2 / ml.$$

**2. En appui**

$$M_a^x = M_a^y = 2.10KNm$$

$$\mu_{bu} = 0.004$$

$$\alpha = 0.005$$

$$z = 0.179m$$

$$A_u = 0.33cm^2 / ml$$

**Tableau III .4.1** calcul des armatures

	Mt(KN.m)	Ma(KN.m)	A <sub>ical</sub>	A <sub>acal</sub>	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>aadopté</sub>
Sens xx	5.96	2.10	0.96	0.33	5T10=3.93	5T10=3.93
Sens yy	5.16	2.10	0.87	0.33	5T10=3.93	5T10=3.93

➤ **Vérification à l'ELU**

**a) Condition de non fragilité**

**\* En travée**

On calcule A<sub>min</sub> :

$$\left. \begin{matrix} h_0 > 12cm \\ \rho > 0.4 \end{matrix} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_0 \\ A_{min}^y = \rho_0 \times b \times h_0 \end{cases}$$

On a des HA f<sub>e</sub>E400 ⇒ ρ<sub>0</sub> = 0.0008

$$h_0 = e = 20cm$$

$$b = 100cm$$

$$\rho = 0.94$$

$$\begin{cases} A_{min}^x = 1.648cm^2 / ml \\ A_{min}^y = 1.6cm^2 / ml \end{cases}$$

$$A_t^x = 5T10 = 3.93cm^2 / ml > A_{min}^x = 1.648cm^2 / ml \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

$$A_t^y = 5T10 = 3.93cm^2 / ml > A_{min}^y = 1.6cm^2 / ml \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

$$A_t^y > \frac{A_x^t}{4} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

**\* En appui**

$$A_t^x = 5T10 = 3.93\text{cm}^2 / \text{ml} > A_{\min}^x = 1.73\text{cm}^2 / \text{ml}.$$

$$A_t^y = 5T10 = 3.93\text{cm}^2 / \text{ml} > A_{\min}^y = 1.6\text{cm}^2 / \text{ml}.$$

**b) Calcul des espacements**

Sens x-x' :  $S_t \leq \min(3e; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 33\text{cm}$       on adopte  $S_t = 20\text{cm}$

Sens y-y' :  $S_t \leq \min(4e; 45\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 45\text{cm}$       on adopte  $S_t = 20\text{cm}$

**c) Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25\text{MPa}$$

$\rho = 0.94 > 0.4 \Rightarrow$  Flexion simple dans les deux sens :

$$V_x = q_u \times \frac{l_x}{3} = 34.93\text{KN}$$

$$V_y = q_u \times \frac{l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 35.64\text{KN}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{35.64 \times 10^{-3}}{1 \times 0.17} = 0.21\text{MPa} < 1.25\text{MPa} \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.}$$

➤ **Vérification à l'ELS**

$$q_{ser} = G_{totale} + Q = 47.41 + 1 = 48.41\text{KN} / \text{m}^2$$

$$\nu = 0.2$$

Sens x-x' :  $M_0^x = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 6.08\text{KNm}$

Sens y-y' :  $M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 5.52\text{KNm}$

Sens x-x' :  $M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 6.54\text{KNm}$

Sens y-y' :  $M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 6.24\text{KNm}$

**a) Vérification des contraintes**

Sens x-x'    y-y' :

$$\mu_1 = \frac{M_{Ser}}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_s} = 0.00067$$

tel que  $\bar{\sigma} = 240\text{MPa}$

du tableau on tire :  $K = 0.012$ ,  $B_1 = 0.95$

$$\sigma_s = \frac{M_{Ser}}{B_1 \times A \times d} = 77.45\text{MPa} < 240\text{MPa} \dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 0.94\text{MPa} < 15\text{MPa} \dots\dots \text{vérifiée.}$$

III.4.5. 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.

$a_0 \times b_0$  : Surface sur laquelle elle s'applique la charge donnée en fonction de la vitesse.

$u \times v$  : Surface d'impacte.

$a_0$  et  $u$  : Dimensions suivant le sens x-x'.

$b_0$  et  $v$  : Dimensions suivant le sens y-y'.

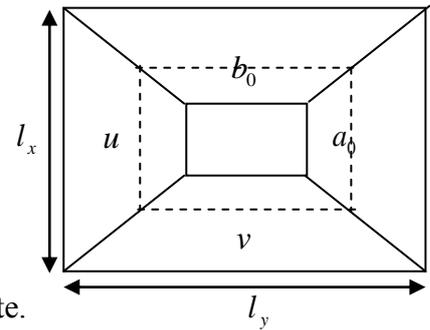
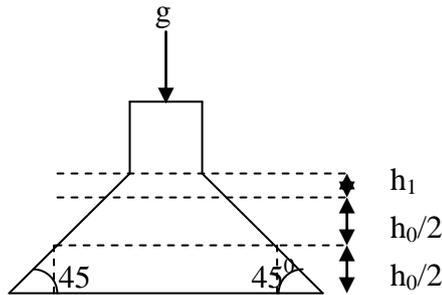


Fig III.4.2 Schéma représentant la surface d'impacte.

$$\begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \end{cases} \quad [6]$$

On a une vitesse  $V = 1.6m/s \Rightarrow \begin{cases} a_0 = 110cm \\ b_0 = 120cm \end{cases}$

On a un revêtement en béton d'épaisseur  $h_1 = 5cm \Rightarrow \xi = 1$ .

Donc :

$$\begin{cases} u = 110 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 140cm. \\ v = 120 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 150cm. \end{cases}$$

III.4.5.1. Calcul des sollicitations

$$\begin{cases} M_x = P_u \times (M_1 + \nu \times M_2). \\ M_y = P_u \times (M_2 + \nu \times M_1). \end{cases} \quad \text{Avec } \nu : \text{Coefficient de poisson } \begin{cases} \nu = 0 \rightarrow ELU \\ \nu = 0.2 \rightarrow ELS \end{cases}$$

$M_1$  En fonction de  $\frac{u}{l_x}$  et  $\rho$   $\frac{u}{l_x} = 0.875$  et  $\rho = 0.94$

$M_2$  En fonction de  $\frac{v}{l_y}$  et  $\rho$   $\frac{v}{l_y} = 0.882$  et  $\rho = 0.94$

En se réfère à l'annexe 3 on trouve  $M_1 = 0.061$  et  $M_2 = 0.047$

➤ Evaluation des moments  $M_{x1}$  et  $M_{y1}$  du système de levage à l'ELU :

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u \times M_1 \\ M_{y1} = P_u \times M_2 \end{cases}$$

On a :  $g = D_m + P_m + P_{personnes} = 51 + 15 + 6.3 = 72.3 \text{KN}$

$$P_u = 1.35 \times g = 1.35 \times 72.3 = 97.60 \text{KN}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = 5.95 \text{KNm} \\ M_{y1} = 4.58 \text{KNm} \end{cases}$$

➤ Evaluation des moments dus au poids propre de la dalle à l'ELU :

$$q_u = 1.35 \times 6.1 + 1.5 \times 1 = 9.73 \text{KN}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 1.05 \text{KNm}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0.91 \text{KNm}$$

$\mu_x$  et  $\mu_y$  Sont donnée par l'annexe2.

### Superposition des moments

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 7.00 \text{KNm} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 5.49 \text{KNm} \end{cases}$$

### III.4.5.2. Ferrailage

Pour le ferrailage on doit tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des voiles.

Les moments en travées et en appuis sont :

➤ En travée : Sens x-x' :  $M_t^x = 0.85 \times M_x = 5.95 \text{KNm}$

Sens y-y' :  $M_t^y = 0.85 \times M_y = 4.66 \text{KNm}$

➤ En appui :  $M_a^x = 0.3 \times M_x = 2.1 \text{KNm}$

$M_a^y = 0.3 \times M_y = 1.64 \text{KNm}$

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur et en prenant  $d_x = 18 \text{cm}$  et  $d_y = 17 \text{cm}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III.4.2** Résultats des calculs.

	$M_t$ (KN.m)	$M_a$ (KN.m)	$A_t$ calculé (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_a$ calculé (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_t$ adopté (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_a$ adopté (cm <sup>2</sup> /ml)
Sens x-x'	5.95	2.1	0.95	0.33	5T10=3.93	5T10=3.93
Sens y-y'	4.66	1.64	0.79	0.27	5T10=3.93	5T10=3.93

➤ **Vérification à l'ELU**

**a) Condition de non fragilité**

\* **En travée**

$$A_t^x = 5T10 = 3.93\text{cm}^2 / \text{ml} > A_{\min}^x = 1.73\text{cm}^2 / \text{ml}.$$

$$A_t^y = 5T10 = 3.93\text{cm}^2 / \text{ml} > A_{\min}^y = 1.6\text{cm}^2 / \text{ml}.$$

$$A_t^y > \frac{A_x^t}{4} \quad \text{Vérfiée.}$$

\* **En appui**

$$A_t^x = 5T10 = 3.93\text{cm}^2 / \text{ml} > A_{\min}^x = 1.73\text{cm}^2 / \text{ml}.$$

$$A_t^y = 5T10 = 3.93\text{cm}^2 / \text{ml} > A_{\min}^y = 1.6\text{cm}^2 / \text{ml}.$$

**b) Vérification au poinçonnement**

$$Q_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad [6]$$

Avec :

$Q_u$  : Charge de calcul à l'état limite.

$h$  : Epaisseur de la dalle.

$U_c$  : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$$U_c = 2 \times (u + v) = 2 \times (140 + 150)$$

$$U_c = 580\text{cm}.$$

$$Q_u = 97.60\text{KN}; \gamma_b = 1.5$$

$$Q_u = 97.6\text{KN} \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 870\text{KN} \quad \text{vérifiée.}$$

**c) Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25\text{MPa}$$

$$\text{On a } v > u \Rightarrow \text{Au milieu de } u : V_u = \frac{Q_u}{3 \times v} = 21.68\text{KN}$$

$$\text{Au milieu de } v : V_u = \frac{Q_u}{2 \times v + u} = 16.82\text{KN}$$

Donc :

$$V_{\max} = 21.68\text{KN}$$

$$\tau_u = 0.21MPa \leq \bar{\tau}_u = 1.25MPa \quad \text{C'est vérifié.}$$

#### d) Espacement des barres

$$\text{Sens } x-x': S_t = 20\text{cm} \leq \min(2e; 22\text{cm}) = 22\text{cm.}$$

$$\text{Sens } y-y': S_t = 20\text{cm} \leq \min(3e; 33\text{cm}) = 33\text{cm.}$$

#### III.4.5.3. Calcul à l'ELS

✓ Les moments engendrés par le système de levage :

$$q_{ser} = g = 72.3KN.$$

$$M_1 = 0.061 \text{ et } M_2 = 0.047$$

$$\begin{cases} M_{x1} = q_{ser} \times (M_1 + \nu \times M_2) = 5.08KNm. \\ M_{y1} = q_{ser} \times (M_2 + \nu \times M_1) = 4.28KNm. \end{cases}$$

✓ Les moments dus au poids propre de la dalle :

$$q_{ser} = 6.1 + 1 = 7.1KN$$

$$\rho = 0.94 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0419 \\ \mu_y = 0.9087 \end{cases} \quad \text{Annexe2}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 0.78KNm$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0.70KNm$$

#### Superposition des moments

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 5.88KNm \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 4.98KNm \end{cases}$$

#### Les moments en travée et en appuis :

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.85 * M_x = 5KNm \\ M_{ty} = 0.85 * M_y = 4.23KNm \\ M_{ax} = M_{ay} = 0.3 * M_x = 1.77KNm \end{cases}$$

**a) Vérification des contraintes****En travée****Sens x-x' :**

$$\mu_1 = \frac{M_{Ser}}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_S} = 0.0008$$

tel que  $\bar{\sigma} = 240\text{MPa}$ du tableau on tire:  $K = 0.012$ ,  $B_1 = 0.95$ 

$$\sigma_S = \frac{M_{Ser}}{B_1 \times A \times d} = 92.8\text{MPa} < 240\text{MPa} \dots \text{vérifiée}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_S = 1.1\text{MPa} < 15\text{MPa} \dots \text{vérifiée}$$

**Sens y-y'**

$$\sigma_{bc} = 0.8\text{MPa} < 15\text{MPa} \dots \text{vérifiée}$$

$$\sigma_{sc} = 84.03\text{MPa} < 240\text{MPa} \dots \text{vérifiée}$$

**En appui****Sens x-x' et y-y'**

$$\sigma_{bc} = 0.56\text{MPa} < 15\text{MPa}$$

$$\sigma_{sc} = 33.96\text{MPa} < 240\text{MPa}$$

**b) Vérification de la flèche**

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} h/l = 0.1 \geq 1/16 = 0.06 \end{array} \right. \quad (1).$$

$$\left\{ \begin{array}{l} h/l = 0.1 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.085 \end{array} \right. \quad (2).$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A/b.d = 0.0021 \leq 4.2/f_e = 0.01 \end{array} \right. \quad (3).$$

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

III.4.6. Schéma de ferrailage

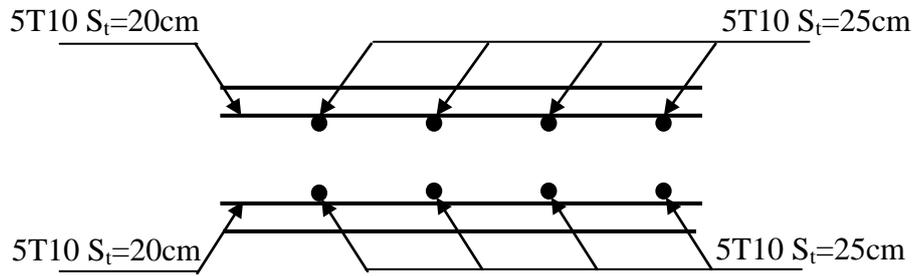


Fig III.4.3 Vue en coupe du ferrailage de la dalle.

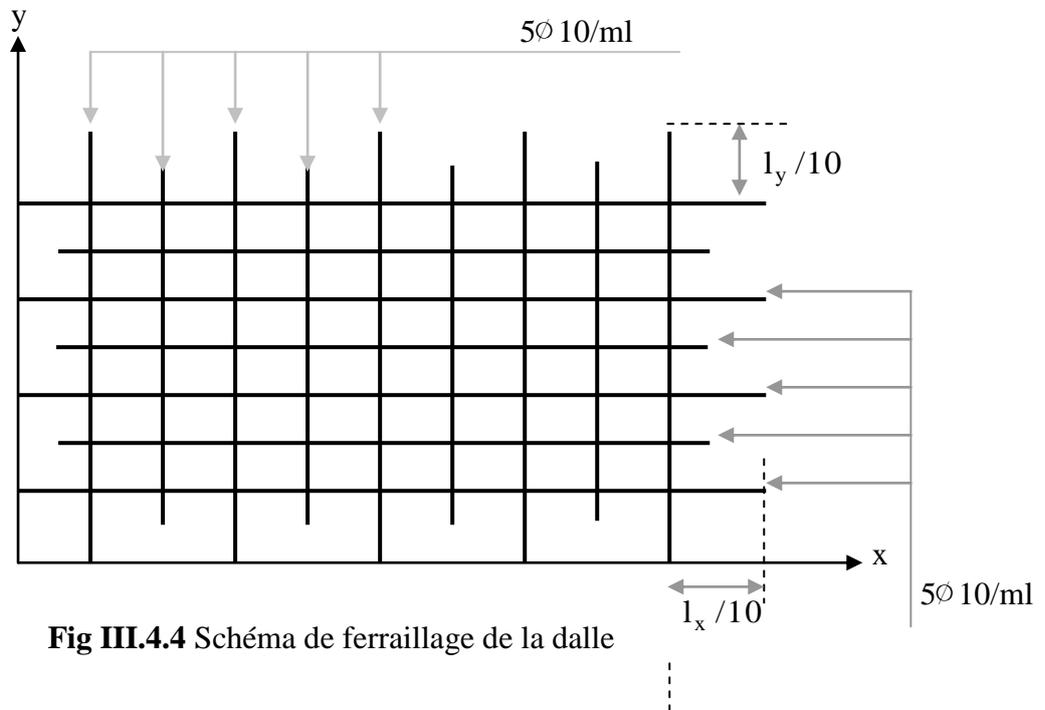


Fig III.4.4 Schéma de ferrailage de la dalle

### III.5. Etude de la dalle pleine

#### Introduction :

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

#### III.5.1 les types de dalles :

##### III.5.1.1. Dalle sur 04 appuis :

$$l_x = 5.3\text{m}$$

$$l_y = 5.8\text{m}$$

$$e = 16\text{cm} = 0.16\text{m}$$

$$\diamond \text{ Type 1 } G = 5.47\text{KN/m}^2, \quad Q = 2.5\text{KN/m}^2$$

#### ➤ A l'ELU :

$$P_U = 1.35G + 1.5Q = 11.13\text{KN/m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{530}{580} = 0.91 \Rightarrow \rho > 0.4$$

➔ La dalle travaille selon deux sens  $L_x$  et  $L_y$ .

$$\nu = 0 \text{ et } \rho = 0.91$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0447 \\ \mu_y = 0.8036 \end{cases} \quad \text{Annexe 2}$$

#### Calcul des sollicitations :

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur,  $h = 16\text{cm}$  (Epaisseur de la dalle)

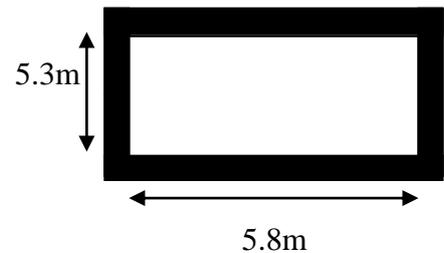
$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times L_x^2 \times P_U = 13.97\text{KN.m} \\ M_{oy} = M_{ox} \times \mu_y = 11.23\text{KN.m} \end{cases}$$

- Moment en travée :

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times M_{ox} = 0.85 \times (13.97) = 11.87\text{KN.m} \\ M_y^t = 0.85 \times M_{oy} = 0.85 \times (11.23) = 9.54\text{KN.m} \end{cases}$$

- Moment en appuis :

$$\begin{cases} M_x^a = 0.3 \times M_{ox} = 0.3 \times (13.97) = 4.19\text{KN.m} \\ M_y^a = 0.3 \times M_{oy} = 0.3 \times (11.23) = 4.19\text{KN.m} \end{cases}$$



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

Le calcul fait à la flexion simple pour une section  $(b \times h) = (1 \times 0.16) \text{ m}^2$ .

Le diamètre des barres utilisées doit être :  $\phi \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \phi \leq \frac{16}{10} (= 1.6 \text{ cm})$

**Tableau III.5.1** Le ferrailage de la dalle pleine sur 4 appuis

Sens		Mt (Kn.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	$A_{cal}(\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{adp}(\text{cm}^2/\text{ml})$
travée	x-x	11.87	0.046	0.059	0.1308	2.60	4HA10=3.14
	y-y	9.54	0.045	0.0579	0.1192	2.30	4HA10=3.14
appui		4.19	0.017	0.022	0.1289	0.934	4HA10=3.14

**Calcul des espacements :**

$$\left\{ \begin{array}{l} // L_x: S_t \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \\ // L_y: S_t \leq \min(4e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \end{array} \right.$$

On opte:  $S_t=25\text{cm}$  pour les deux sens.

**Vérifications :**

➤ **A l'ELU**

✓ **La condition de non fragilité :**

Pour  $h > 12 \text{ cm}$  et  $\rho \geq 0.4$  ; avec:  $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 8 \times 10^{-4}$

**Sens xx :**

$$A_x^{\min} = \rho_0 \left( \frac{3-\rho}{2} \right) \times b \times e \Rightarrow A_x^{\min} = 0.0008 \times \left( \frac{3-0.91}{2} \right) \times 100 \times 16 \Rightarrow A_x^{\min} = 1.33 \text{ cm}^2 \dots \text{Vérifiée}$$

**Sens y-y :**

$$A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e \Rightarrow A_y^{\min} = 0.0008 \times 100 \times 16 \Rightarrow A_y^{\min} = 1.28 \text{ cm}^2 \dots \text{Vérifiée}$$

**En appui :**

$$A_x = \rho_0 \left( \frac{3-\rho}{2} \right) b \times e$$

$$A_x = 1.33 \text{ cm}^2$$

✓ **L'effort tranchant :**

$$V_x = \frac{P_U \times L_x}{3} = \frac{11.13 \times 5.3}{3} = 19.66 \text{KN}$$

$$V_y = \frac{P_U \times L_y}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} \Rightarrow V_y = \frac{11.13 \times 5.8}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0.91}{2}} = 22.18 \text{KN}$$

$$V = \max(V_x, V_y) = 22.18 \text{KN}$$

$$\tau_U = \frac{V_{\max}}{b \times d} \Rightarrow \tau_U = \frac{22.18 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} \Rightarrow \tau_U = 0.17 \text{MPa} < \frac{0.07}{1.5} f_{c28} = 1.16 \text{MPa}$$

$$\tau \leq \bar{\tau} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

➤ **A P'ELS :**

$$P_s = 7.97 \text{KN/ml}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0518 \\ \mu_y = 0.8646 \end{cases} \quad \text{Annexe 2}$$

**Calcul des sollicitations :**

$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times L_x^2 \times P_s = 11.59 \text{KN.m} \\ M_{oy} = M_{ox} \times \mu_y = 10.02 \text{KN.m} \end{cases}$$

▪ **Moment en travée :**

$$\begin{cases} M_x^t = 9.85 \text{KN.m} \\ M_y^t = 8.51 \text{KN.m} \end{cases}$$

▪ **Moment en appuis :**

$$\begin{cases} M_x^a = 3.47 \text{KN.m} \\ M_y^a = 3.47 \text{KN.m} \end{cases}$$

✓ **Etas limite de d'ouverture des fissures :**

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

✓ **Etat limite de compression de béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{MPa}$$

**Sens x-x :**

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

$$50y^2 + 15 \times 3.14 \times y - 15 \times 3.14 \times 13 = 0$$

$$\Rightarrow y = 3.06 \text{ cm}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 560873 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 5.37 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

**Sens y-y :**

$$M'_Y = 8.51 \text{ KN.m} \quad A = 3.14 \text{ cm}^2 \quad ; \quad Y = 3.06 \text{ cm} \quad ; \quad I = 5608.73 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 4.64 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

**En appui :**

$$M'_Y = 3.47 \text{ KN.m} \quad A = 3.14 \text{ cm}^2 \quad ; \quad Y = 3.06 \text{ cm} \quad ; \quad I = 5608.73 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 1.89 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\diamond \text{ Type 2 } G = 5.47 \text{ KN} / \text{m}^2, \quad Q = 5 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$P_u = 14.88 \text{ KN/m}$$

Tout les résultats de calcul sont dan le tableau suivant :

**Tableau III.5.2** Le ferrailage de la dalle pleine sur 4 appuis

Sens		Mt (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>adp</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)
travée	x-x	15.88	0.0663	0.085	0.125	3.63	1.33	4HA12=4.52
	y-y	15.01	0.0627	0.081	0.125	3.43	1.28	4HA12=4.52
appui		5.60	0.023	0.02	0.128	1.25	1.33	4HA12=4.52

✓ **Espacements :**

On opte: S<sub>t</sub>=25cm pour les deux sens.

✓ **L'effort tranchant :**

$$V_x = 26.28 \text{ KN}$$

$$V_y = 29.60 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{V_{\max}}{b \times d} = 0.17 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 1.16 \text{ MPa}$$

$$\tau \leq \bar{\tau} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

➤ A P'ELS :

$$P_s = 10.47 \text{ KN / ml}$$

$$M_x = 15.25 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 13.17 \text{ KN.m}$$

✓ Etat limite de compression de béton :

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

**Tableau III.5.3** Vérification des contraintes

Localisation	Sens	M <sub>ser</sub> (Kn.m)	I (cm <sup>4</sup> )	Y (cm)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)
Travée	xx	12.96	7806.36	3.6535	6.06	232.75
	yy	11.19	6920.95	3.4945	5.65	230.53
Appui		4.575	7545.58	3.5745	2.16	85.72

On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée donc on augmente la section de ferrailage :

**Tableau III.5.4** Vérification des contraintes de nouveau ferrailage

localisation	sens	Mser(Kn.m)	A(cm <sup>2</sup> )	choix	Y(cm <sup>2</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)
Travée	Xx	12.96	5.65	5HA12	3.9226	5.651	196.180
	Yy	11.19	5.65	5HA12	3.9226	4.879	169.387

❖ Type 3  $G = 5.47 \text{ KN / m}^2$ ,  $Q = 1.5 \text{ KN / m}^2$

Pu=9.63Kn/m

Tout les résultats de calcul sont dan le tableau suivant :

**Tableau III.5.5** Le ferrailage de la dalle pleine sur 4 appuis

Sens	Mt (KN.m)	μ <sub>bu</sub>	α	Z (m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>adp</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	
travée	x-x	10.27	0.004	0.005	0.134	2.23	1.33	4HA10=3.14
	y-y	8.26	0.0373	0.047	0.122	1.93	1.28	4HA10=3.14
appui	3.62	0.014	0.017	0.134	0.78	1.33	4HA10=3.14	

✓ Espacements :

On opte: S<sub>t</sub>=25cm pour les deux sens.

✓ **L'effort tranchant :**

$$V_x = 17.02 \text{ KN}$$

$$V_y = 19.17 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{V_{\max}}{b \times d} = 0.14 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 1.16 \text{ MPa}$$

$\tau \leq \bar{\tau}$ .....vérifiée

➤ **A P'ELS :**

$$P_s = 6.97 \text{ KN / ml}$$

$$M_x = 10.14 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 8.76 \text{ KN.m}$$

✓ **Etat limite de compression de béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

**Tableau III.5.6** Vérification des contraintes

Localisation	Sens	M <sub>ser</sub> (Kn.m)	I (cm <sup>4</sup> )	Y (cm)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)
Travée	Xx	8.61	5608.73	3.06	4.69	228.88
	Yy	7.45	5608.73	3.06	4.69	198.04
Appui	/	3.04	5608.73	3.06	4.69	80.81

On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée donc on augmente la section de ferrailage :

**Tableau III.5.7** Vérification des contraintes de nouveau ferrailage

localisation	sens	Mser(Kn.m)	A(cm <sup>2</sup> )	choix	Y(cm)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	St(cm)
travée	xx	8.61	3.93	5HA10	3.3696	4.30	184.46	20

❖ **Type 4**  $G = 5.47 \text{ KN / m}^2$ ,  $Q = 1 \text{ KN / m}^2$

$$P_u = 8.88 \text{ KN/m}$$

**Tout les résultats de calcule sont dan le tableau suivant :**

**Tableau III.5.8** Le ferrailage de la dalle pleine sur 4 appuis

Sens	Mt (KN.m)	μ <sub>bu</sub>	α	Z (m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>adp</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	
travée	x-x	9.48	0.0367	0.0468	0.132	2.05	1.33	4HA10=3.14
	y-y	7.62	0.0344	0.0438	0.128	1.78	1.28	4HA10=3.14
appui	3.34	0.012	0.016	0.134	0.71	1.33	4HA10=3.14	

✓ **Espacements :**

On opte:  $S_t=25\text{cm}$  pour les deux sens.

✓ **L'effort tranchant :**

$$V_x = 15.69\text{KN}$$

$$V_y = 16.16\text{KN}$$

$$\tau_U = \frac{V_{\max}}{b \times d} = 0.12\text{MPa} < \bar{\tau} = 1.16\text{MPa}$$

$\tau \leq \bar{\tau}$ .....vérifiée

➤ **A P'ELS :**

$$P_s = 6.47\text{KN} / \text{ml}$$

$$M_x = 10.14\text{KN.m}$$

$$M_y = 8.76\text{KN.m}$$

✓ **Etat limite de compression de béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 15\text{MPa}$$

**Tableau III.5.9** Vérification des contraintes

Localisation	Sens	$M_{ser}$ (Kn.m)	$I$ (cm <sup>4</sup> )	Y (cm)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
Travée	Xx	8.00	5806.73	3.06	6.06	212.66
	Yy	6.91	5806.73	3.06	5.65	183.69
Appui	/	2.82	7545.58	3.06	2.16	74.96

On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée donc on augmente la section de ferrailage :

**Tableau III.5.10** Vérification des contraintes de nouveau ferrailage

localisation	sens	Mser(Kn.m)	A(cm <sup>2</sup> )	choix	Y(cm)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	St(cm)
travée	xx	8.00	3.93	5HA10	3.3696	3.99	171.398	20

Schéma de ferrailage

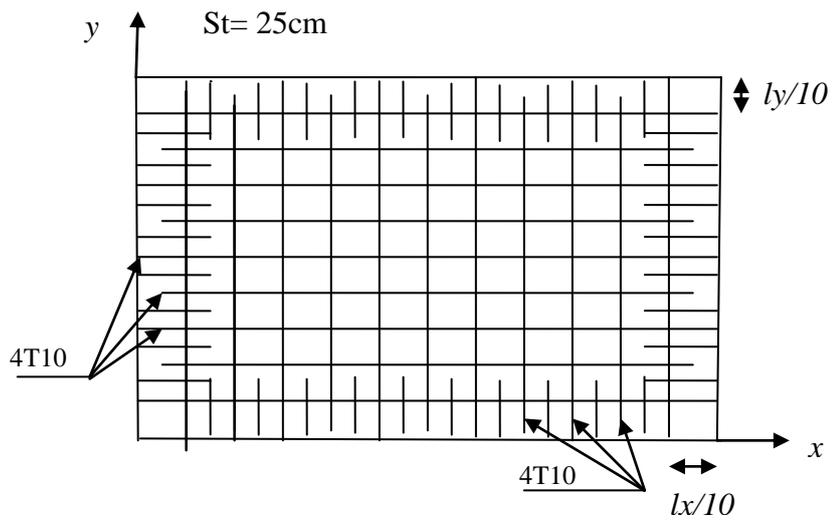


Fig III.5.1. Vue en plan

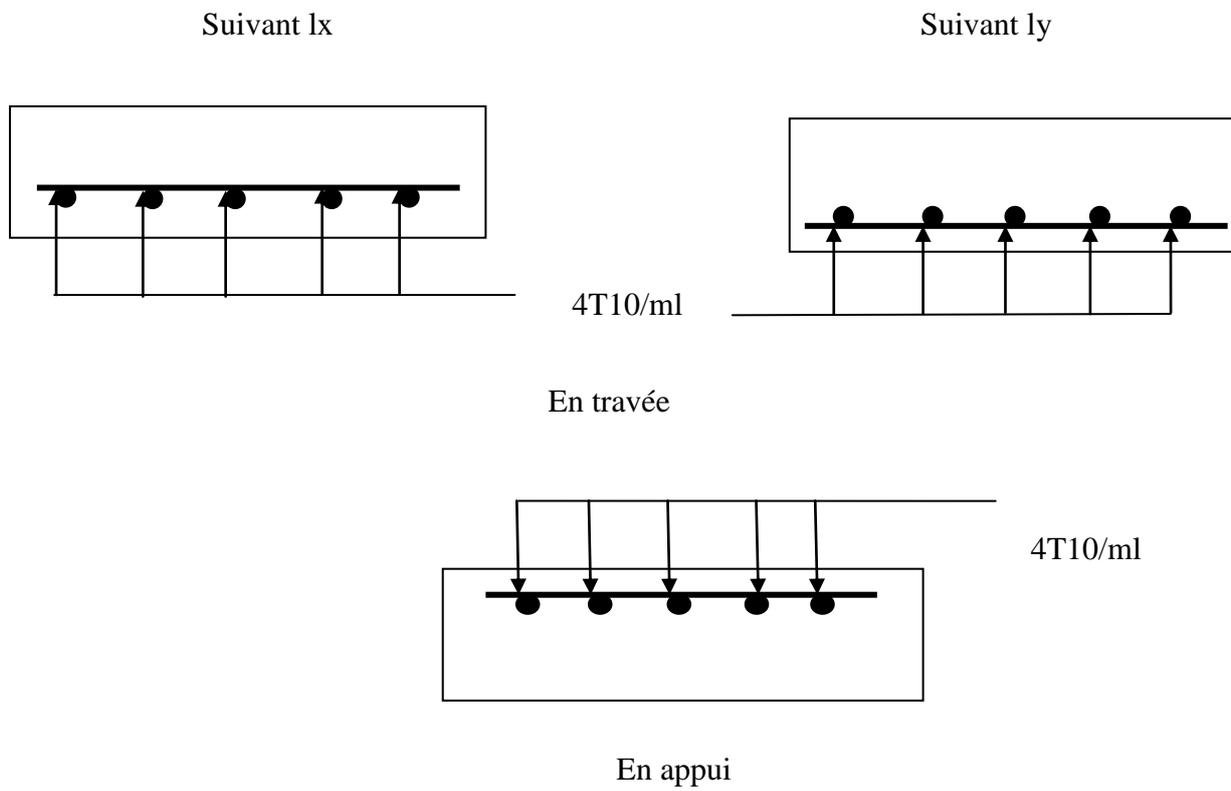


Fig.III.5.2 schéma de ferrailage de la dalle pleine type1

III.5.1.2. Dalle sur un seul appui

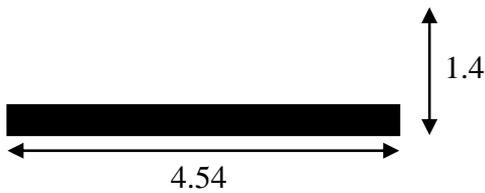


Fig III.5.3 dalle sur un seul appui

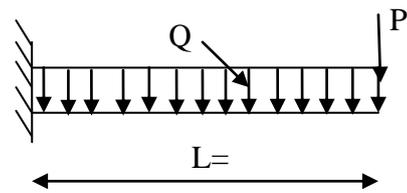


Fig III.5.4 schéma statique de la dalle

$L_x = 1.4 \text{ m}$

$L_y = 4.54 \text{ m}$

• **Calcul du chargement [1]**

$G = 4.97 \text{ KN/m}^2$ ;  $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$ ;  $P = 1 \text{ KN}$

P: poids du garde corps.

Pour une bande de 1m on a:

$$\begin{cases} q_u = 1.35 \times 4.97 + 1.5 \times 3.5 = 11.93 \text{ KN/ml.} \\ P_u = 1.35 \times 1 = 1.35 \text{ KN} \\ q_s = 4.97 + 3.5 = 8.47 \text{ KN/ml.} \quad P_{ser} = 1 \text{ KN.} \end{cases}$$

• **Calcul des sollicitations**

$$M_u = \frac{q_u \times L^2}{2} + P_u \times L \Rightarrow M_u = 4.81 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} \times L^2}{2} + P_{ser} \times L \Rightarrow M_{ser} = 3.47 \text{ KN.m/ml}$$

$$V = q_u \times L + P_u \Rightarrow V = 18.05 \text{ KN}$$

• **Ferraillage**

Le ferraillage se fait à la partie supérieure de la dalle avec des armatures principales ( $A_p$ ) et secondaire ( $A_s$ ).

$$A_p = \frac{M_u}{f_{st} \times z}$$

$$A_s = \frac{A_p}{4}$$

Le calcul des armatures est résumé dans le tableau suivant :

Tab III.11 Calcul du ferraillage de la dalle console du balcon

sens	$M_u$ (KN.m)	$A_{cal}$ ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	$A_{min}$ ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	A ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	$S_t$ (cm)
Principale	4.81	1.41	1.12	4HA8=2.01	25
Secondaire	/	0.35	1.12	4HA8=2.01	25

❖ **Vérification :**

➤ **à l'ELU :**

**Condition de non fragilité :**

$$e \geq 12\text{cm}$$

$$\rho \leq 0.4$$

$$A_{\min} = \rho_0 \times b \times e = 8 \times 10^{-4} \times 0.14 \times 1 = 1.12\text{cm}^2.$$

$$1.12 < 1.41 \dots \dots \dots \text{vérifié.}$$

$$S_t \leq \min(\beta e; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 33\text{cm}$$

On opte pour :  $S_t = 25\text{cm}$

✓ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_{bu}^{\max} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{18.05 \times 10^{-3}}{1 \times 0.10} = 0.163\text{MPa} \leq \tau_{adm} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25\text{MPa} \Rightarrow \text{pas d'armature transversale}$$

➤ **à l'ELS**

✓ **Vérification des contraintes :**

Le balcon se situ à l'extérieur (FN), donc on doit vérifier la contrainte de compression dans le béton ( $\sigma_{bc}$ ) et la contrainte de traction dans l'acier ( $\sigma_s$ ).

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

$$\sigma_s = 15 * \frac{M_{ser}}{I} (d - y)$$

La fissuration est considérée nuisible

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(2 * \frac{f_e}{3}, 110 \sqrt{\eta * f_{t28}}\right) = 201.63 \text{ MPa}$$

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

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

Le tableau suivant résume la vérification des contraintes :

**Tab III.12** vérification des contraintes

$M_{ser}$ KN.m	Y cm	I cm <sup>4</sup>	$\sigma_{bc}$ MPa	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPa	$\sigma_s$ MPa	$\bar{\sigma}_s$ MPa
3.47	2.17	2005.42	3.75	15	203.22	201.63

On remarque que la contrainte dans le beton est vérifiée par contre celle des aciers n'est pas vérifiée

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} \quad \text{Non vérifié.}$$

Donc on recalcule les armatures à l'ELS

➤ Exemple de calcul

$$\beta = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \overline{\sigma_s}} = \frac{3.47 \times 10^{-3}}{1 \times 0.10^2 \times 201.63} = 1.72 \times 10^{-3}$$

$$\alpha = \sqrt{90 \times \beta \frac{1-\alpha}{3-\alpha}}$$

On résout cette équation par itération.

$$\text{Soit } \alpha_0=0.1 \rightarrow \alpha_1=0.2084 \rightarrow \alpha_2=0.2098 \rightarrow \alpha_3=0.2093 \rightarrow \alpha_4=0.2094$$

$$\alpha_5=0.2094 \text{ Donc } \alpha=0.2094$$

$$A = \frac{M_{ser}}{d \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \overline{\sigma_s}} = \frac{3.47 \times 10^{-3}}{0.1 \times \left(1 - \frac{0.2094}{3}\right) \times 201.63} = 1.85 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

On opte pour : 4HA10=3.14

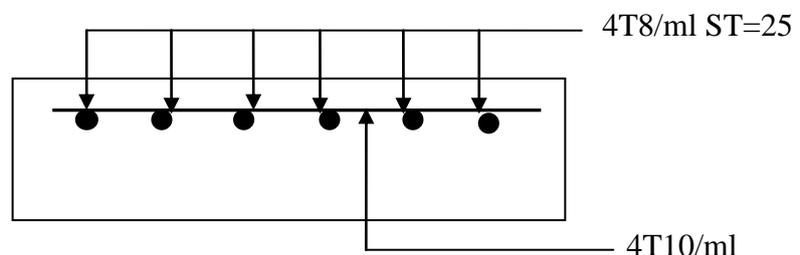
✓ **Etat limite de déformation [6]**

Si les 2 conditions **suiwant** sont vérifier, le calcul des flèche n'est pas nécessaire :

$$\begin{cases} e \geq \max\left(\frac{3}{80}, \frac{M_{tx}}{20 \times M_{0x}}\right) l_x \\ Ax \leq \frac{2 \times b \times d_x}{f_e} \end{cases}$$

$$\begin{cases} 0.14m \geq \max(0.052m, 0.7m) \dots\dots\dots \text{Vérifier} \\ 2.36\text{cm}^2 \leq 6.5\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifier} \end{cases}$$

**Schémas de ferrailage**



**Fig.III.5.5** schéma de ferrailage de la dalle sur un seul appui

### III.5.1.3. Dalle sur deux appuis :

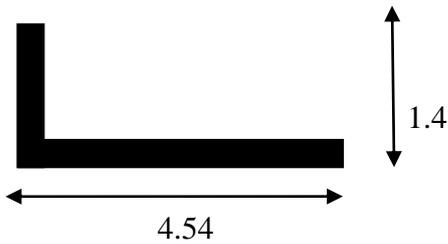


Fig III.5.6 dalle sur deux appuis

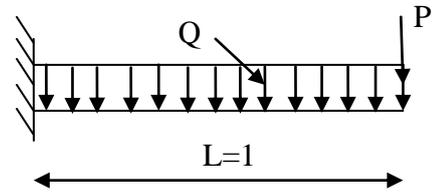


Fig III.5.7 schéma statique de la dalle sur

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

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

Si :  $\rho > 0,4 \Rightarrow$  la dalle travaille suivant les deux sens.

$$L_x = 1.4 \text{ m}$$

$$L_y = 4.54 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{1,4}{4,54} = 0,30 < 0,4 \rightarrow \text{La dalle travaille sur un seul sens (sens x) comme console.}$$

#### ✓ Calcul du chargement [1]

$$G=4.97\text{KN/m}^2 ; Q=3.5\text{KN/m}^2 ; P=1\text{KN}$$

P: poids du garde corps.

Pour une bande de 1m on a:

$$\left\{ \begin{array}{l} q_u = 1.35 \times 4.97 + 1.5 \times 3.5 = 11.93 \text{ KN/ml.} \\ P_u = 1.35 \times 1 = 1.35 \text{ KN} \\ q_s = 4.97 + 3.5 = 8.47 \text{ KN/ml.} \quad P_{ser} = 1 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

#### ✓ Calcul des sollicitations

$$M_u = \frac{q_u \times L^2}{2} + P_u \times L \Rightarrow M_u = 4.81 \text{ KN.m / ml}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} \times L^2}{2} + P_{ser} \times L \Rightarrow M_{ser} = 3.47 \text{ KN.m / ml}$$

$$V = q_u \times L + P_u \Rightarrow V = 18.05 \text{ KN}$$

#### ✓ Ferrailage

Le ferrailage se fait comme le type 1

III.5.1.4. Dalles pleines sur trois appuis

$$1) l_x \geq \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_y = \frac{P \times l_y^2}{8} \left( l_x - \frac{l_y}{2} \right) + \frac{P \times l_y^3}{48} \\ M_x = \frac{P \times l_y^3}{24} \end{cases}$$

$$2) l_x \leq \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_y = \frac{P \times l_x^3}{6} \\ M_x = \frac{P \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2 \times P \times l_x^3}{3} \end{cases}$$

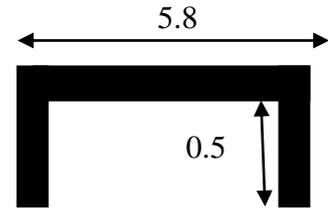


Fig III.5.8 dalle sur trois appuis

✓ **Calcul des sollicitations**

$$\rho = \frac{0.5}{5.2} = 0.09 \leq 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans un seul sens.}$$

On a :  $L_y = 5.2\text{m}$

$L_x = 0.5\text{m}$

$$\frac{L_y}{2} = \frac{5.2}{2} = 2.6\text{m} > L_x = 0.5\text{m}$$

Donc :

$$\begin{cases} M_{0y} = p \times \frac{L_x^3}{6} \\ M_{0x} = p \times \frac{L_x^2}{2} \times L_y - \frac{2}{3} \times p \times L_x^3 \end{cases}$$

On a :  $G = 4.97 \text{ KN/m}^2$  (dalle)

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

$G1 = 2.67$  (mur)

$$P_U = 1,35(G + G1) + 1,5Q = 1,35 \times (4.97 + 2.67) + 1,5 \times 3.5 = 15.56 \text{ KN/m}^2$$

$$P_S = (G + G1) + Q = (4.97 + 2.67) + 3.5 = 11.14 \text{ KN/m}^2$$

✓ **Ferraillage**

➤ **à l'E.L.U**

• **En travée**

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.85M_{0x} = 7.45 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.75M_{0y} = 0.24 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **En appuis**

$$\begin{cases} M_{ax} = -0.3M_{0x} = -2.64KN.m \\ M_{ay} = -0.5M_{0x} = -4.40KN.m \end{cases}$$

$$\phi_x \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \phi_x \leq \frac{14}{10} ; \text{ Soit } \phi_x = 12mm$$

$$d_x = h - \left(\frac{\phi_x}{2} + e\right) \Rightarrow d_x = 14 - \left(\frac{1.2}{2} + 4\right) = 9.4cm$$

$$d_y = h - \left(\frac{3}{2}\phi_x + e\right) \Rightarrow d_y = 14 - \left(\frac{3}{2}1.2 + 4\right) = 8.2cm$$

**Tableau.III.5.13** Le ferrailage de la dalle pleine sur 3 appuis

	Sens	M(KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adop}(cm^2)$	$S_t(cm)$
<b>En travée</b>	Selon y	0.24	0.0025	0.0031	0.081	0.085	1.12	4T8=2.01	25
	Selon x	7.45	0,059	0,076	0,092	1,85	1.12	4T8=2.01	25
<b>En appui</b>	/	4.4	0.046	0.058	0.81	0.15	1.12	4T8=2.01	25

✓ **Vérification**

➤ **a l'E.L.U**

• **L'effort tranchant**

$$V_{max} = \frac{P_U \times L_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = \frac{15.56 \times 0.5}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0.09}{2}} = 3.72KN$$

$$\tau_{max} = \frac{V_{max}}{b \times d_x} \Rightarrow \tau_{max} = \frac{3.72 \times 10^{-3}}{1 \times 0.094} \Rightarrow \tau_{max} = 0.0394MPa < \bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25MPa \text{ Vérifier}$$

➤ **à l'ELS**

✓ **Vérification des contraintes :**

Le balcon se situ à l'extérieur (FN), donc on doit vérifier la contrainte de compression dans le béton ( $\sigma_{bc}$ ) et la contrainte de traction dans l'acier ( $\sigma_{st}$ ).

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa$$

$$\sigma_s = 15 * \frac{M_{ser}}{I} (d - y)$$

La fissuration est considérée nuisible

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(2 * \frac{f_e}{3}, 110\sqrt{\eta * f_{t28}}\right) = 201.63 \text{ MPa}$$

Le tableau suivant résume la vérification des contraintes :

**Tableau.III.5.14** vérification des contraintes

	M <sub>ser</sub> (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> MPa	σ̄ <sub>bc</sub> MPa	σ <sub>s</sub> MPa	σ̄ <sub>s</sub> MPa
M <sub>0x</sub>	6.31	2.0	1917.6	6.58	15	365.23	201.63
M <sub>0y</sub>	0.23	2.0	1425.6	0.32	15	15.003	201.63

On remarque que la contrainte dans le béton est vérifiée par contre celle des aciers n'est pas vérifiée

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \quad \text{Non vérifié.}$$

Donc on recalcule les armatures à l'ELS

$$\beta = \frac{M_{ser}}{b * d^2 * \bar{\sigma}_s} = \frac{6.31 * 10^{-3}}{1 * 0.094^2 * 201.63} = 3.54 * 10^{-3}$$

$$\alpha = \sqrt{90 * \beta * \frac{1 - \alpha}{3 - \alpha}}$$

On résout cette équation par itération.

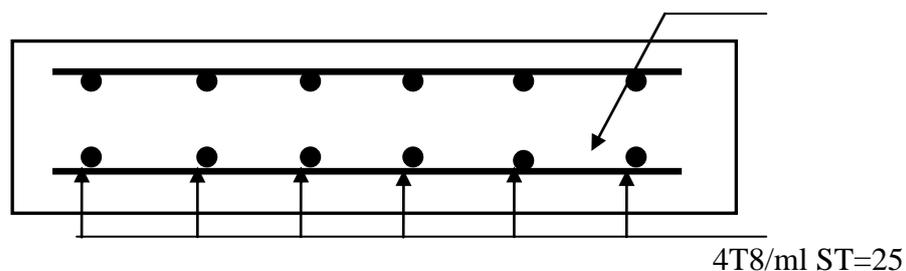
Soit α<sub>0</sub>=0.1 → α<sub>1</sub>=0.3144 → α<sub>2</sub>=0.2851 → α<sub>3</sub>=0.2889 → α<sub>4</sub>=0.2890 → α<sub>5</sub>=0.2890

Donc α=0.2890

$$A = \frac{M_{ser}}{d(1 - \frac{\alpha}{3})\bar{\sigma}_s} = \frac{6.31 * 10^{-3}}{0.094 * (1 - \frac{0.2890}{3}) * 201.63} = 3.68 * 10^{-4} \text{ m}^2$$

On choisit : 6T10=4.71cm<sup>2</sup> /m

4T10/ml ST=25



**Fig.III.5.9** schéma de ferrailage de la dalle sur trois appuis

## IV. Etude dynamique

### Introduction

La simplicité de la structure doit être respectée en priorité par le concepteur car sa modélisation, son calcul, son dimensionnement et même sa mise en œuvre permettent de prévoir aisément son comportement en cas de séisme. La structure doit être le plus possible symétrique pour avoir une distribution régulière des efforts. Il est toujours conseillé de distribuer régulièrement et symétriquement les éléments structuraux.

Selon le **RPA99/version 2003**(3.4.A1.a), tout ouvrage dépassant quatre niveaux ou 14m de hauteur dans la zone Iia, il sera contreventé par voile-portique.

Dans notre cas, l'ossature sera mixte (voile-portique).

### IV.1.Méthode de calcul :

Selon les règles parasismiques algériennes (RPA99/version 2003), 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 accélérogrammes.

### Remarque

Etant donné que notre structure ne satisfait pas aux conditions d'application de la méthode statique équivalente énoncée par le RPA99/version 2003 et en particulier l'irrégularité de bloc étudier tout en dépassant la hauteur exigée ( groupe d'usage 2, la hauteur inférieur ou égale à 23m qui est dépassé dans notre cas). Par conséquent nous limiterons notre étude à l'utilisation de la méthode modale spectrale, cependant on calcul l'effort sismique à la base de bâtiment pour une vérification ultérieure.

### IV.1.1. Méthode statique équivalente :

#### ➤ Principe de la méthode :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont similaires à ceux de l'action sismique.

#### • Calcul de la force sismique totale : [3]

La force sismique  $V$  ; appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

Avec :

**A** : coefficient d'accélération de la zone. Suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

✓ Groupe d'usage : groupe 02.

✓ Zone sismique : zone IIa.

⇒ A = 0.15.

**D** : facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5 \times \eta & \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3 \text{ sec.} \\ 2.5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & \dots\dots T \geq 3 \text{ sec} \end{cases}$$

$T_2$  : période caractéristique associée à la catégorie du site.

La structure à étudier est située dans un site meuble ( $S_3$ ).

D'où :  $T_1 = 0.15 \text{ sec.}$

$T_2 = 0.50 \text{ sec.}$

$\eta$  : Facteur d'amortissement donné par la formule suivante :  $\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7.$

$\xi$  (%) : pourcentage de l'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de la Structure et de l'importance des remplissages.

**Tableau IV.1** La valeur de  $\xi$  (%) [3]

Remplissage	Portique		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé /maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

On a un contreventement mixte :  $\xi = \frac{7 + 10}{2} = 8.5.$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 8.5}} = 0.81.$$

**T** : période fondamentale de la structure donnée par :

$$T = \min \begin{cases} C_T * h_N^{\frac{3}{4}} \\ 0.09 * \frac{h_N}{\sqrt{D''}} \end{cases}$$

Avec :

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

$$h_N = 38.15m$$

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

$$C_T = 0.050$$

$D''$  : dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée :

$$D''_x = 22.73m.$$

$$D''_y = 18.64m.$$

Donc :

$$T = C_T \times h_N^{\frac{3}{4}} = 0.05 \times (38.15)^{\frac{3}{4}} = 0.76sec.$$

$$\begin{cases} T_x = 0.09 \times \frac{38.15}{\sqrt{22.73}} = 0.720sec. \\ T_y = 0.09 \times \frac{38.15}{\sqrt{18.64}} = 0.795sec. \end{cases}$$

$$\begin{cases} T_x = \min(T_x; T) = 0.72sec > T_2 = 0.5sec \\ T_y = \min(T_y; T) = 0.76sec > T_2 = 0.5sec \end{cases}$$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30% est :

$$\begin{cases} T_{sx} = 1.3 \times 0.72 = 0.936sec \\ T_{sy} = 1.3 \times 0.76 = 0.988sec \end{cases}$$

$$D = 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \quad \text{car } 0.5 < T < 3 \text{ sec}$$

Donc :

$$\begin{cases} D_x = 2.5 \times \eta \left(\frac{T_2}{T_x}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times 0.81 \times \left(\frac{0.5}{0.72}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.58. \\ D_y = 2.5 \times \eta \left(\frac{T_2}{T_y}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times 0.81 \times \left(\frac{0.5}{0.76}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.53. \end{cases}$$

**R** : coefficient de comportement global de la structure, il est en fonction du système de contreventement. On a un contreventement mixte (portique voile) ; donc **R = 5**.

**Q** : facteur de qualité, sa valeur est déterminée par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq.$$

**Pq** : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité Q "est satisfait ou non, sa valeur est donnée par le tableau suivant :

**Tableau IV.2** Valeur des pénalités retenues.

Critère	Pqx	Pqy
Conditions minimales sur les fils de contreventement	0.05	0.05
Redondance en plan	0	0
Régularité en plan	0.05	0.05
Régularité en élévation	0.05	0.05
Contrôle de qualité de matériaux	0	0
Contrôle de l'exécution	0	0
<b>Total</b>	<b>0.15</b>	<b>0.15</b>

$$Q_x = Q_y = 1.15$$

**W** : poids propre de la structure, est égale à la somme des poids  $W_i$  calculés à chaque niveau (i)

$$W = \sum_{i=1}^n W_i ; \text{ avec : } W_i = W_{Gi} + \beta * W_{Qi}.$$

$W_{Gi}$  : poids des charges permanentes et à celles d'équipement fixes éventuels.

$W_{Qi}$  : charges d'exploitation.

$\beta$  : Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donnée par le tableau RPA99 (tableau .4.5)

$$\beta = \begin{cases} 0.2 & \text{pour les étages à usage d'habitation} \\ 0.6 & \text{pour les étages à usage commercial/parking} \end{cases}$$

La force sismique totale à la base de la structure est :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$V_{sx} = \frac{0.15 \times 1.58 \times 1.15}{5} \times 37940788 = 2068152 \text{ KN}$$

$$V_{sy} = \frac{0.15 \times 1.53 \times 1.15}{5} \times 8169113 = 200270 \text{ KN}$$

**IV.1.2. Méthode d'analyse modale spectrale :**

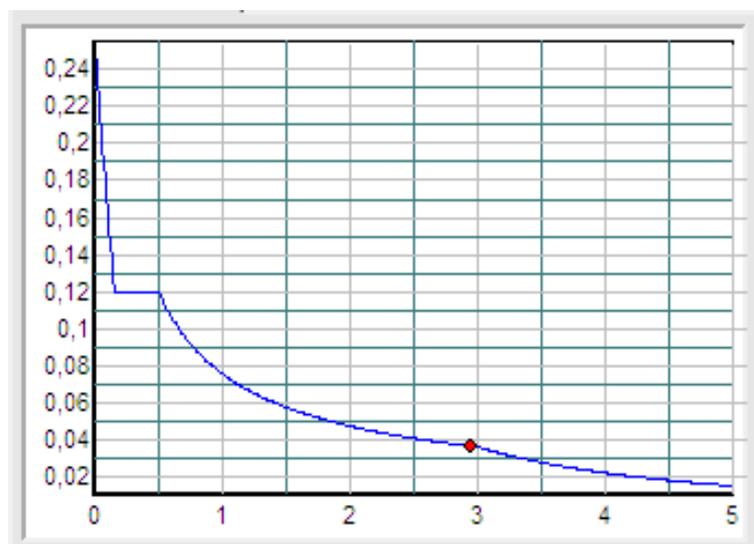
L'analyse dynamique se prête probablement mieux à une interprétation réaliste du comportement d'un bâtiment soumis à des charges sismiques que le calcul statique prescrite par les codes. Elle servira surtout au calcul des structures dont la configuration est complexe ou non courante et pour lesquelles la méthode statique équivalente reste insuffisante ou inacceptable ou autre non-conforme aux conditions exigées par le **RPA 99/version 2003** pour un calcul statique équivalent.

Pour les structures symétriques, il faut envisager l'effet des charges sismiques séparément suivant les deux axes symétrie, pour le cas non symétriques l'étude doit être menée pour les deux axes principaux séparément.

Par cette méthode, il est recherché, pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par le spectre de réponse de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) \times \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

Pour notre étude le spectre de repense est le suivant :



## IV.2. Modélisation (SAP2000) :

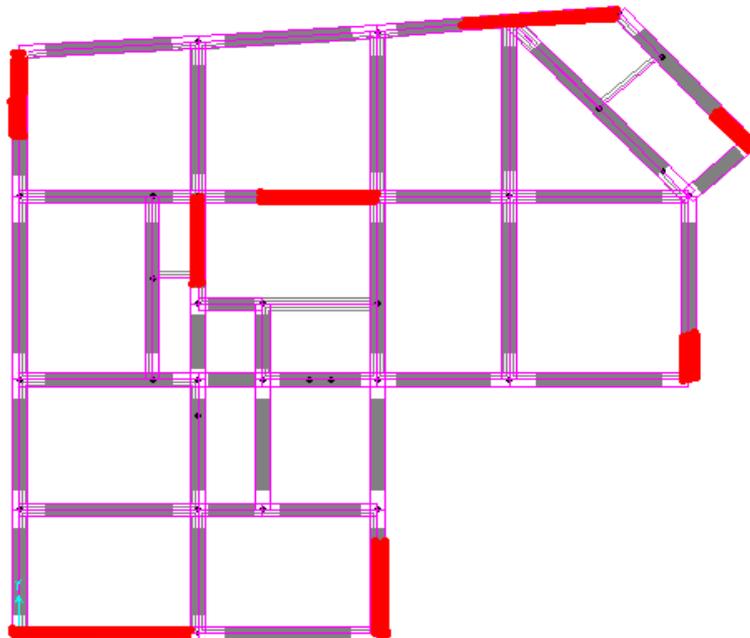
**SAP 2000** est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux bâtiments et ouvrage de génie civil. Il permet d'effectuer les étapes de modélisation (définition de la géométrie, conditions aux limites, chargements de la structure, etc.) de façon totalement graphique, numérique ou combinée.

Ce logiciel est basé sur la méthode des éléments fini M.E.F, il est donc indispensable que tout ingénieur connaisse les bases de la M.E.F, et comprenne également le processus de la phase de solution. Cette compétence ne peut être acquise que par l'étude analytique du concept de la M.E.F et la connaissance des techniques en rapport avec l'utilisation de ces outils de calcul.

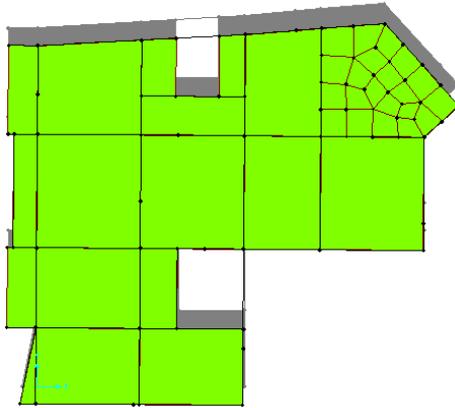
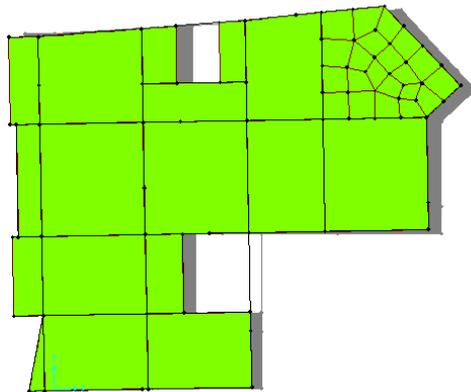
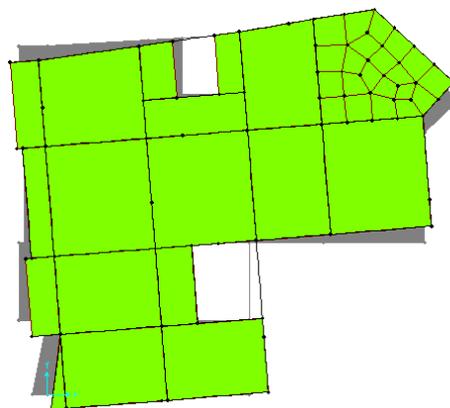
## IV.3. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par SAP2000 :

Après plusieurs essais de disposition des voiles, on a opté pour la disposition représentée ci-dessous. Cette disposition nous donne deux translations pures suivant x et y et une rotation de la structure suivant l'axe z.

### 1. Disposition des voiles :



**Fig IV. 1** disposition des voiles.

**2. Comportement de la structure :****Modes 1, Période  $T= 0.87515s$ .****Fig IV. 2** modes 1 translation suivant l'axe x-x.**Modes 2, Période  $T= 0.79539s$ .****Fig IV. 3** modes 2 T translations suivant l'axe y-y.**Mode 3, Période  $T=0.69998s$** **Fig IV. 4** modes 3 rotations suivant l'axe z-z.

### 3. Mode de vibration et taux de participation des masses :

Tableau IV.4 mode de vibration et taux de participation des masses.

Mode	Période	Mode individual (%)			Somme (%)		
		UX( $\times 10^{-6}$ )	UY( $\times 10^{-6}$ )	UZ( $\times 10^{-6}$ )	UX	UY	UZ
1	0.8751	800	646290	14.48	0,0008	0,6462	0,000014
2	0.8053	605400	230	130	0,6062	0,6465	0,00014
3	0.6899	30190	2520	43.94	0,63638	0,6490	0,00019
4	0.3482	0.506	0.027	2830	0,6363	0,6490	0,00302
5	0.3296	19.26	11.81	14030	0,6364	0,6490	0,01705
6	0.3296	0.305	0.187	340	0.6364	0,6490	0,01739
7	0.3290	0.054	0.152	130	0.6364	0,6490	0,01752
8	0.3289	0.121	0.045	260	0.6364	0,6490	0,01778
9	0.3288	0.0935	0.187	200	0.6364	0,6490	0,01798
10	0.3287	0.0042	0.037	390	0.6364	0,6490	0,01837
53	0,0960	0.0009	0.165	2.19	0,8954	0,8954	0,03622
54	0,0960	0.033	0.169	1.58	0,8954	0,8954	0,03622
55	0,0960	0.004	0.544	2.86	0,8954	0,8954	0,03623
56	0,0959	0.004	0.323	0.857	0,8954	0,8954	0,03623
57	0,0959	0.034	0.011	1.01	0,8954	0,8954	0,03623
58	0,0915	1540	830	200	0,8962	0,8962	0,03643
59	0,0900	44.55	1.436	29250	0,8962	0,8962	0,06568
60	0,0895	92.49	1.80	76330	0,8962	0,8962	0,14201
61	0,0864	1270	10160	51460	0,8996	0,9064	0,19347
62	0,0853	1270	4690	54330	0,9004	0,9111	0,2478

#### ❖ Analyse des résultats :

Pour cette disposition des voiles et les nouvelles dimensions des poteaux, on remarque que la participation modale du premier mode suivant la direction xx est prépondérante ce qui donne un mode de translation suivant xx, telle que montré sur la **fig IV.2**, et on constate que le deuxième mode est aussi un mode de translation selon le sens yy, voir **fig IV.3** ce qui correspond au but recherché (avoir des translations dans les deux premiers modes de vibration).

on remarque aussi que la période fondamentale de vibration est inférieure à celle calculée par la formule empirique du RPA99/2003 avec une majoration de 30% suivant les deux sens.

Donc la période fondamentale statique majorée de 30% est :

$$\begin{cases} T_{sx} = 1.3 \times 0.72 = 0.936 \text{sec} \\ T_{sy} = 1.3 \times 0.76 = 0.988 \text{sec} \end{cases}$$

On a  $T_f = 0.875 \text{s} < T = 0.93 \text{s}$

**4. Vérification de l'effort normal réduit :**

Il est exigé de faire la vérification à l'effort normal réduit pour éviter l'écrasement de la section du béton après modélisation et cela par la formule suivante :

$$N_{rd} = \frac{N}{B * f_{c28}} \leq 0.3$$

tel que :

N : l'effort normal maximal.

B : section du poteau.

$f_{c28}$  : Résistance caractéristique à la compression.

Les résultats obtenus par le logiciel SAP2000 sont illustrés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau IV.5** vérification de l'effort normal réduit.

Niveau	B (cm)	N (KN)	Nrd	Remarque
Ssol 3 et 2	70*70	3597.24	0.293	vérifié
Ssol 1 et RDC	65*65	2848.27	0.285	vérifié
Soupent et 1 <sup>er</sup> niv	60*60	1964.28	0.218	vérifié
2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> niv	55*55	1346.78	0.179	Vérifié
4 <sup>ème</sup> et dup 1	50*50	751.97	0.1203	Vérifié
Dup 2	45*45	174.713	0.034	Vérifié

On remarque que l'effort normal réduit ne dépasse pas la valeur de 0.3, donc les sections des poteaux choisies sont suffisantes.

**5. Vérification de la résultante des forces sismiques :**

En se référant à l'article 4-3-6 du RPA99/2003, qui stipule que la résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V_{st}$

$$V = \frac{A \times D \times a \times Q}{R} \times W$$

a : facteur de participation du mode pour avoir un pourcentage de participation supérieur à 90% dans les deux sens de vibration (voir tableau IV.4).

Dans notre cas le  $V_{dynamique}$  est donné directement par le logiciel SAP2000,

On doit vérifier que  $V_{\text{dynamique}} \geq 0.8 \times V_{\text{st}}$

**Tableau IV.6** vérification de la résultante des forces sismiques.

Résultante des forces sismiques	$V_{\text{dy}}$ (KN)	$V_{\text{st}}$ (KN)	$0.8 \times V_{\text{st}}$	Remarque
<b>X-X</b>	1930.864	4452.98	2226.49	$V_{\text{dynamique}} < 0.8 V_{\text{st}}$
<b>Y-Y</b>	1898.188	4312.06	3449.64	$V_{\text{dynamique}} < 0.8 V_{\text{st}}$

$V_{\text{dyn}} < 0.8 V_{\text{st}}$ , il faudra donc augmenter tout les paramètres de la réponse (force, déplacements et moment) dans le rapport  $0.8 V_{\text{st}}/V_{\text{dy}} = 1.1$ .

### 6. Justification de l'interaction voiles-portiques : [3]

L'article (3-4-4-a) du RPA99/version2003 exige que pour les constructions à contreventement mixte avec justification de l'interaction, voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales ; les charge horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques (au moins 25% de l'effort tranchant d'étage).

#### a) Sous charges verticales :

$$\frac{\sum F_{\text{portiques}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \geq 80\% \quad \text{Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{\text{voiles}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \leq 20\% \quad \text{Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

#### b) Sous charges horizontales :

$$\frac{\sum F_{\text{portiques}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \geq 25\% \quad \text{Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{\text{voiles}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \leq 75\% \quad \text{Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles}$$

**Tableau IV.7** vérification de l'interaction sous charges verticales.

Niveaux	Charges reprise		Pourcentage reprise	
	portiques	Voiles	Portiques (%)	Voiles (%)
S sol 3	38623.86	7315.776	84.07524	15.92476
S sol 2	34094.67	6515.137	83.95674	16.04326
S sol 1	29429.75	5700.359	83.77358	16.22642
RDC	23901.27	5181.752	82.1829	17.8171
Soupenete	19485.41	3974.506	83.05831	16.94169
1 <sup>er</sup> niv	16426.82	3287.381	83.32481	16.67519
2 <sup>eme</sup> niv	13827.43	2939.152	82.47018	17.52982
3 <sup>eme</sup> niv	11051.85	2412.34	82.08329	17.91671
4 <sup>eme</sup> niv	8050.723	1944.089	80.54902	19.45098
1 <sup>er</sup> dup	5784.299	1524.834	79.13796	20.86204
2 <sup>eme</sup> dup	2014.268	837.2968	70.63729	29.36271

**Tableau IV.8** vérification de l'interaction sous charges horizontal.

Niveaux	Sens X-X				Sens Y-Y			
	Portiques (KN)	Voiles (KN)	P (%)	V(%)	Portiques (KN)	Voiles (KN)	P (%)	V(%)
S sol 3	367.58	364.182	50.232	49.76775	927.197	933.623	49.8273	50.1726
S sol 2	216.58	217.749	49.805	50.19467	539.772	518.623	51.0158	48.9841
S sol 1	227.88	514.981	30.675	69.32401	364.351	324.794	52.8700	47.1299
RDC	146.94	244.586	37.530	62.4691	426.488	132.956	76.2342	23.7657
SP	217.08	159.691	57.616	42.3837	255.649	156.087	62.090	37.9094
1 <sup>er</sup> niv	165.34	267.205	38.225	61.7749	71.941	218.613	24.759	75.2400
2 <sup>eme</sup> niv	213.47	221.69	49.055	50.94436	39.28	61.226	39.0858	60.9141
3 <sup>eme</sup> niv	216.92	224.809	49.107	50.8927	60.941	63.145	49.1119	50.8880
4 <sup>eme</sup> niv	146.94	211.446	49.084	50.9153	64.778	65.797	49.6098	50.3902
1 <sup>er</sup> dup	67.59	176.908	27.644	72.3556	49.853	59.278	45.6818	54.3182
2 <sup>eme</sup> dup	55.429	54.493	50.425	49.5742	70.884	69.906	50.3473	49.6526

A partir des tableaux ci-dessus on déduit que l'interaction sous charges horizontales et verticales est vérifiée.

**7. Calcul des déplacements :**

Le déplacement horizontal à chaque niveau  $K$  de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad [3]$$

$\delta_{ek}$  : Déplacement dû aux forces  $F_i$  (y compris l'effet de torsion).

$R$  : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau  $K$  par rapport au niveau  $K-1$  est égal à :  $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Avec :  $\Delta_k < 1\% \times h_e$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-après :

**Tableau IV.9** Vérification des déplacements.

Planches	Sens x-x'						Sens y-y'				
	$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_k$ (cm)	$\delta_{k-1}$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	$h_k$ (cm)	$\Delta_K/h_K$ (%)	$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_k$ (cm)	$\delta_{k-1}$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	$\Delta_K/h_K$ (%)
2 <sup>ème</sup> dup	1,77	8.85	8,05	0,8	306	0.26	1.91	9.55	8.7	0.85	0.27
1 <sup>er</sup> dup	1,61	8,05	7.15	0,9	306	0.29	1.74	8.7	7.8	0.9	0.29
4 <sup>ème</sup> niv	1,43	7.15	6.25	0,9	306	0.29	1.56	7.8	6.85	0.95	0.31
3 <sup>ème</sup> niv	1,25	6.25	5.3	0,95	306	0.31	1.37	6.85	5.8	1.05	0.34
2 <sup>ème</sup> niv	1,06	5.3	4.35	0,95	306	0.31	1.16	5.8	4.75	1.05	0.34
1 <sup>er</sup> niv	0,87	4.35	3.4	0,95	306	0.39	0.95	4.75	3.75	1	0.32
Soupent	0,68	3.4	2.5	0,9	306	0.29	0.75	3.75	2.7	1.05	0.34
RDC	0,5	2.5	1.45	1,05	408	0.25	0.54	2.7	1.65	1.05	0.25
S sol 1	0,29	1.45	0.75	0,7	340	0.20	0.33	1.65	0.85	0.8	0.23
S sol 2	0,15	0.75	0.25	0,5	340	0.14	0.17	0.85	0.25	0.6	0.17
S sol 3	0,05	0.25	0	0,25	340	0.073	0.05	0.25	0	0.25	0.06

D'après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

$$\Delta_{k \max} = 1.05cm < 1\% \times h_e = 3.06cm$$

**8. Justification vis-à-vis de l'effort P-Δ : [3]**

Les effets de second ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0.10$$

$P_k$  : Poids total de la structure et des charges d’exploitation associées au dessus du niveau (k).

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + W_{Qi})$$

$V_k$  : 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>o</sup> ordre par le facteur  $\frac{1}{(1-\theta_k)}$ .

Si  $\theta_k > 0.20$  : La structure est potentiellement instable et doit être redimensionner.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.10** Justification vis-à-vis de l’effort P- $\Delta$ .

Planches	$h_k$ (cm)	$P_k$ (KN)	Sens x-x'			Sens y-y'		
			$\Delta_k$ (cm)	$V_k$ (KN)	$\theta_k$	$\Delta_k$ (cm)	$V_k$ (KN)	$\theta_k$
2 <sup>eme</sup> dup	306	0	0.8	401.07	0	0.85	493.235	0
1 <sup>er</sup> dup	306	2353.468	0.9	796.812	0.0086	0.9	630.817	0.0109
4 <sup>eme</sup> niv	306	6290.501	0.9	875.804	0.0211	0.95	773.273	0.0252
3 <sup>eme</sup> niv	306	8725.501	0.95	1068.238	0.0309	1.05	954.308	0.0313
2 <sup>eme</sup> niv	306	11766.54	0.95	1231.07	0.0296	1.05	1107.279	0.0364
1 <sup>er</sup> niv	306	14640.09	0.95	1387.701	0.0327	1	1079.308	0.0443
Soupent	306	17253.4	0.9	1294.099	0.0392	1.05	1376.209	0.0430
RDC	408	20056.5	1.05	1381.485	0.0498	1.05	1524.715	0.0451
Ssol1	340	24784.49	0.7	1752.485	0.042	0.8	1673.355	0.0290
Ssol2	340	29096.81	0.5	1858.565	0.0230	0.6	1796.366	0.0265
Ssol 3	340	33491.16	0.25	1906.153	0.0129	0.25	1890.317	0.0130

La condition  $\theta \leq 0.1$  est satisfaite, d’où les effets de second ordre ou effet P- $\Delta$  peuvent être négligés

**Conclusion :**

A la fin de ce chapitre, nous avons pu retenir :

Nous avons opté pour la disposition des voiles qui nous à donnée les meilleurs résultats vis-à-vis de l'interaction voiles-portique (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, 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/Version2003**.

## Introduction

Une construction parasismique en béton armé doit résister avant et après séisme grâce à ces éléments principaux (voiles, poteaux, poutres). Cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre les efforts qui leurs sont transmis.

### V.1 Etude des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont pour rôle de transmettre les charges apportées par les poutres aux fondations. Leur ferrailage se fait à la flexion composée avec les couples de sollicitations suivants :

- Moment maximal ( $M_{\max}$ ) et un effort normal correspondant ( $N_{\text{corr}}$ )
- Effort normal maximal ( $N_{\max}$ ) avec le moment correspondant ( $M_{\text{corr}}$ ).
- Effort normal minimal ( $N_{\min}$ ) avec le moment correspondant ( $M_{\text{corr}}$ ).

Les combinaisons utilisées pour la détermination des sollicitations précédentes sont données aux RPA comme suit : [3]

- 1)  $1.35G+1.5Q$
- 2)  $G+Q$
- 3)  $G+Q+E$
- 4)  $G+Q-E$
- 5)  $0.8G+E$
- 6)  $0.8G-E$

#### V.1.1 Recommandations du RPA 99/2003

##### ❖ Les armatures longitudinales [3]

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets :

- Le pourcentage minimal est :  $A_{\min} = 0.8 \% \times (b_1 \times h_1)$  en zone II.
- Le pourcentage maximal est :

$$A_{\max} = \begin{cases} 4\% \times (b_1 \times h_1) & \text{en zone courante} \\ 6\% \times (b_1 \times h_1) & \text{en zone de recouvrement.} \end{cases}$$

- Le diamètre minimal est de 12mm.
- La longueur minimale des recouvrements est :  $l_r = 40 \times \phi$  (zone II).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone II).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur des zones nodales.

- La zone nodale est constituée par le nœud poteaux 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.I :

$$h' = \text{Max} \left( \frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right)$$

$$l' = 2 \times h$$

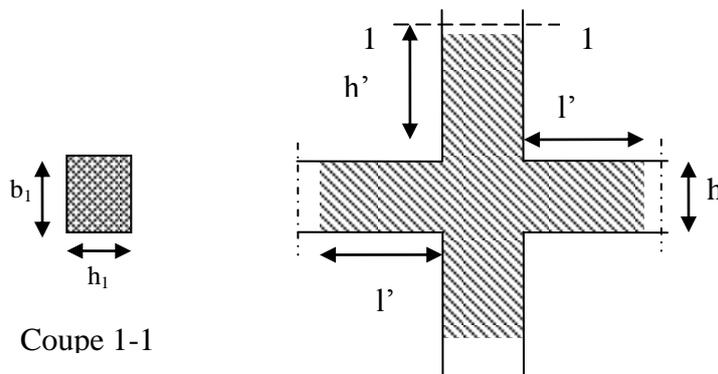


Fig V.1 zone nodale

$h_e$  : est la hauteur de l'étage

$b_1, h_1$  : Dimensions de la section transversale du poteau.

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du RPA99 sont apportées dans le tableau suivant :

Tableau V.1 Armatures longitudinales.

Niveaux	Section du poteau (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> ) RPA	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> ) RPA	
			zone courante	Zone de recouvrement
S sol3et S sol2	70×70	39.2	196	294
S sol1 et RDC	65×65	33.80	169	253.50
SP et 1 <sup>er</sup> étage	60x60	28.8	144	216
2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étage	55×55	24.2	121	181.5
4 <sup>ème</sup> étage et 1 dup	50×50	20	100	150
Dup2 pot courts	45×45	16.2	81	121.5

- **Sollicitations dans les poteaux** : les différentes sollicitations se récapitulent dans le tableau suivant :

Tableau V.2 Sollicitations dans le poteau.

(BxH)	M <sub>max</sub> (KN.m)	N <sub>cor</sub> (KN)	Com	N <sub>max</sub> (KN)	M <sub>cor</sub> (KN.m)	Com	N <sub>min</sub> (KN)	M <sub>cor</sub> (KN.m)	Com	V <sub>max</sub> (KN)
70×70	-137.78	-1786.21	3	-3597.24	13.94	1	-4.49	92.10	5	88.58
65×65	152.78	-21.94	3	-2848.27	-84.85	1	-10.28	36.67	3	230.57
60×60	126.23	-704.12	3	-1964.28	-64.01	1	-12.87	-48.10	5	130.55
55×55	111.18	-42.44	3	-1346.78	-66.54	1	-5.69	26.99	3	124.46
50×50	-84.04	-264.72	3	-751.97	19.96	1	-1.006	22.79	3	105.17
45×45	-95.87	-78.01	3	-174.71	-41.36	1	-0.31	7.703	5	52.17

Com : combinaison utilisée.

#### ❖ Armatures transversales [3]

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

Avec :

$V_u$  : 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 fragile de la rupture 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 déterminée comme suit :

- Dans la zone nodale ; la valeur max de cet espacement est fixée à :

$$t \leq \min(10\phi_l, 15 \text{ cm}) \quad \text{en zone IIa}$$

- Dans la zone courante ; la valeur max de cet espacement est fixée à :

$$t' \leq 15\phi_l \quad \text{en zone IIa}$$

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'élanement géométrique du poteau

$\lambda_g$  : est l'elancement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right); \text{ Avec } a \text{ et } b, \text{ dimensions de la section droite du poteau dans la direction de}$$

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  $> 12$  cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

### V.1.2 Ferrailage des poteaux :

#### a) Sections des armatures longitudinales dans les poteaux :

Le ferrailage des poteaux se fait dans les deux plans et selon la combinaison la plus défavorable, il peut être tiré du logiciel **SOCOTEC**. Dans notre projet il a été tenu compte des ferrailages donnés par le logiciel ainsi que le minimum exigé par le RPA. Le ferrailage que nous avons adopté est le plus défavorable de ces deux. Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V.3 Armatures longitudinales adoptées pour les poteaux.

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	N (KN)	M (KN.m)	A <sub>sup</sub>	A <sub>inf</sub>	A <sub>RPA</sub>	A <sub>adop</sub>	Barres
Ssol 3 et sol2	70×70	-3597.24	13.946	0.00	0.00	39.2	41.38	8HA20+8HA16
		-4.494	92.106	0.00	3.52			
		-1786.21	-137.703	0.00	0.00			
Ssol1, RDC	65×65	-2848.27	-84.85	0.00	0.00	33.8	36.7	4HA20+12HA16
		-10.28	36.677	0.00	1.4			
		-21.94	152.781	0.00	6.24			
Soupente 1 <sup>er</sup> étages	60×60	-12.87	-64.014	0.00	0.00	28.8	30.29	12HA16+4HA14
		-12.87	-48.100	2.04	0.00			
		-704.12	126.230	0.00	0.00			
2 <sup>eme</sup> ,3 <sup>eme</sup> étages	55×55	-1346.78	-66.543	0.00	0.00	24.2	24.63	16HA14
		-5.69	26.995	0.00	1.28			
		-42.44	111.187	0.00	5.18			
4 <sup>eme</sup> étage, 1 dup	50×50	-751.97	19.962	0.00	0.00	20	24.13	12HA16
		-1.006	22.795	0.00	1.26			
		-264.72	-84.042	1.41	0.00			
Dup2, pot courts	45×45	-174.71	-41.366	0.35	0.00	16.2	18.47	12HA14
		-0.317	7.703	0.48	0.00			
		-78.01	-95.87	5.32	0.00			

## b) Section des armatures transversales dans les poteaux

Tableau V.4 Armatures transversales dans les poteaux.

Niveaux	Ssol 3 et Ssol2	Ssol1	RDC	Soupen t et 1 <sup>er</sup> étage	2 <sup>eme</sup> Et 3 <sup>eme</sup> Etages	4 <sup>eme</sup> et dup 1	Dup 2 et pot courts
Section (cm <sup>2</sup> )	70×70	65×65	65×65	60 ×60	55 ×55	50 ×50	45×45
$\phi_l^{\max}$ (cm)	2	2	2	1.6	1.4	1.6	1.4
$\phi_l^{\min}$ (cm)	1.6	1.6	1.6	1.4	1.4	1.6	1.4
$l_r$ (cm)	80	80	80	64	64	64	56
$l_f$ (cm)	238	238	285.6	214.2	214.2	214.2	214.2
$\lambda_g$	3.4	3.66	4.39	3.57	3.89	4.28	4.76
$\rho_a$	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75
$V_U$ (KN)	88.58	230.57	230.57	130.557	124.465	105.17	52.25
t zone nodale (cm)	10	10	10	10	10	10	10
t zone courante (cm)	15	15	15	15	15	15	15
$A_t$ (cm <sup>2</sup> )	1.77	4.98	4.98	3.05	3.18	2.95	1.63
$A_t^{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	4.9	4.12	4.12	3.94	3.17	2.4	1.62
$A_t^{\text{adoptée}}$ (cm <sup>2</sup> )	8T10 =6.28	8T10 =6.28	8T10 =6.28	8T10 = 6.28	8T10 =6.28	6T10 =4.71	6T10 =4.71

Conformément au RPA et au BAEL 91, le diamètre des armatures transversales doit vérifier :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l^{\max}}{3}$$

✓ Pour les sous-sols, RDC ; nous avons :  $\frac{20}{3} = 6.66mm$ . la condition n'est pas vérifiée.

✓ pour la soupen t, 4eme étage le niveau1 duplexe ; nous avons :  $\frac{16}{3} = 5.33mm$ . la condition est donc vérifiée.

✓ Pour le 2eme ; 3eme étage et le niveau2 duplexe ; nous avons :  $\frac{14}{3} = 4.66mm$ . la condition est donc vérifiée.

### V.1.3 Vérifications :

#### ✓ Vérification au flambement [6]

Selon BAEL91 (art 4.4.1) ; les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

La vérification se fait pour les poteaux les plus sollicités pour chaque niveau.

Le poteau le plus élancé dans ce projet se situe au niveau du R.D.C, avec une longueur de

$$l_0 = 4.08 \text{ m et un effort normal de } N = 2848.278 \text{ KN}$$

• **Critère de la stabilité de forme**

D'après le CBA93 on doit vérifier que : [6]

$$N_{\max} \leq N_u = \alpha * \left[ \frac{B_r * f_{c28}}{0.9 * \gamma_b} + \frac{A_s * f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

$B_r$  : Section réduite du béton

$\gamma_b = 1.5$  : Coefficient de sécurité du béton (cas durable).

$\gamma_s = 1.15$  coefficient de sécurité de l'acier.

$\alpha$  : Coefficient réducteur qui est fonction de l'élancement  $\lambda$ .

$A_s$  : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\left\{ \begin{array}{ll} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si: } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right) & \text{si: } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{array} \right.$$

$$\text{Tel que : } \lambda = \frac{l_f}{i} \text{ avec } i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}}$$

$$I : \text{Moment d'inertie : } I = \frac{b \times h^3}{12} \Rightarrow \lambda = 3.46 \times \frac{l_f}{h}$$

Avec

$l_f$  : Longueur de flambement

$$l_f = 0.7 \times l_0$$

$$B_r = (a - 2) \times (b - 2) \quad \text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} a : \text{largeur de la section nette} \\ b : \text{hauteur de la section} \end{array} \right.$$

$A_s$  : Section d'armature.

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

Tableau V.5 Résultats de la vérification de l'effort normale ultime

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	L <sub>0</sub> (m)	L <sub>f</sub> (m)	Λ	α	A <sub>s</sub> (cm)	B <sub>r</sub> (cm <sup>2</sup> )	N <sub>max</sub> (KN)	N <sub>u</sub> (KN)
Ssol 3 et Ssol2	70×70	3.4	2.38	11.76	0.74	41.38	4624	3597.24	7401.67
Ssol1	65×65	3.4	2.38	12.66	0.82	36.7	3969	2848.27	7073.74
RDC	65×65	4.08	2.85	15.20	0.81	36.7	3969	2848.27	6987.48
SP et 1 <sup>er</sup> niv	60×60	3.06	2.14	12.35	0.82	30.29	3364	1964.28	5972.21
2 <sup>eme</sup> et 3 <sup>eme</sup> niv	55×55	3.06	2.14	13.47	0.73	24.63	2809	1346.78	4422.73
4 <sup>eme</sup> niv et dup1	50×50	3.06	2.14	14.82	0.82	24.13	2304	751.97	4186.89
Dup 2, pot courts	45×45	3.06	2.14	16.46	0.81	18.47	1849	174.71	3293.87

D'après ces résultats ; on déduit qu'il n'y a pas de risque de flambement car N<sub>max</sub> < Nu pour tous les niveaux.

✓ Vérification des contraintes

Étant donné que la fissuration est peu nuisible, la vérification des poteaux les plus sollicités se fait uniquement à la contrainte de compression du béton. Pour cela nous allons procéder comme suit :

On doit vérifier que  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Avec :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}}{I_{gg}} \times v$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2 + 15 \times A' \times (v - d')^2$$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A \times d + A' \times d')}{b \times h + 15 \times (A + A')} ; \text{ et } v' = h - v ; d = 0.9 \times h$$

$$S = B = b \times h + 15 \times A_s$$

$$\text{On a : } A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2 \quad \text{et } v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A \times d}{b \times h + 15 \times A}$$

Nous résumons les résultats dans le tableau suivant :

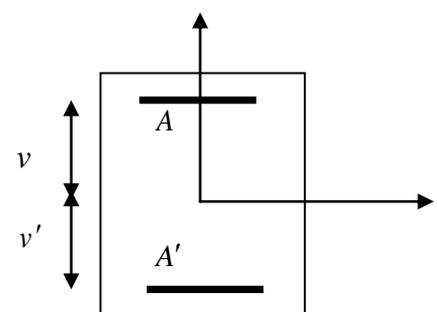


Fig V.2 Section d'un poteau.

Tableau V.6 Vérification des contraintes dans le béton.

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	d (cm)	As (cm <sup>2</sup> )	$\nu$ (cm)	$\nu'$ (cm)	$I_{gg}$ (m <sup>4</sup> )	$N_{ser}$ (KN)	$M_{ser}$ (KN.m)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Ssol 3 et 2	70x70	63	41.38	38.14	31.86	0.0243	2600.84	75.53	4.71	15
Ssol 1 et RDC	65x65	58.5	36.7	35.49	29.51	0.0169	2059.84	77.59	1.52	15
SP et 1 <sup>er</sup> niv	60x60	54	30.29	32.68	27.32	0.0131	1430.27	66.26	1.64	15
2 <sup>eme</sup> et 3 <sup>eme</sup> niv	55x55	49.5	24.63	29.89	25.11	0.0092	980.66	54.46	1.77	15
4 <sup>eme</sup> niv et dup 1	50x50	45	24.13	27.52	22.48	0.0064	547.72	50.02	2.16	15
Dup2 et pot court	45x45	40.5	18.47	24.28	20.72	0.0042	127.701	58.15	3.41	15

D'après ces résultats ; on conclut que la contrainte de compression dans le béton vu que  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$  à tous les niveaux.

✓ **Vérification aux sollicitations tangentes**

Selon le RPA 99 (Art : 7.4.3.2) ; on doit vérifier que :

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \quad \text{Tel que : } \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d} \quad (\text{La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique}).$$

Les résultats de calculs obtenus sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V.7 Vérification des sollicitations tangentes.

Niveaux	Section (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 (MPa)	τ <sub>adm</sub> (MPa)
S sol3 et S sol2	70×70	2.38	3.4	0.04	63	88.587	0.20	1
S sol1	65×65	2.38	3.66	0.04	58.5	230.573	0.60	1
RDC	65×65	2.856	4.39	0.04	58.5	230.573	0.60	1
SP et 1 <sup>er</sup> niv	60×60	2.142	3.57	0.04	54	130.557	0.40	1
2 <sup>eme</sup> et 3 <sup>eme</sup> niv	55×55	2.142	3.89	0.04	49.5	124.465	0.45	1
4 <sup>eme</sup> niv Et dup 1	50×50	2.142	4.28	0.04	45	105.175	0.46	1
Dup2 et pot Court	45×45	2.142	4.76	0.04	40.5	52.172	0.28	1

D'après ces résultats ; la contrainte tangentielle est vérifiée à tous les niveaux.

#### ✓ Dispositions constructives

##### ▪ Longueur des crochets des armatures transversales

$$L = 10 \times \phi_t$$

$$\phi_t = 10\text{cm} \rightarrow L = 100\text{cm}$$

##### ▪ Détermination de la zone nodale [3]

La détermination de la zone nodale est nécessaire car c'est à ce niveau qu'on disposera les armatures transversales de façon à avoir des espacements réduits. Ceci se fait car cet endroit est très exposé au risque du cisaillement.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur de ces zones nodales sensibles .

Les dimensions de la zone nodale sont données comme suit :

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; h_1; b_1; 60\text{cm}\right)$$

$$l' = 2h$$

##### ➤ Sous-sol 3 et sus-sol2

$$L' = 2 \times 45 = 90\text{cm}$$

$$h' = \max(43.5; 70; 70; 60\text{cm}) = 70\text{cm}$$

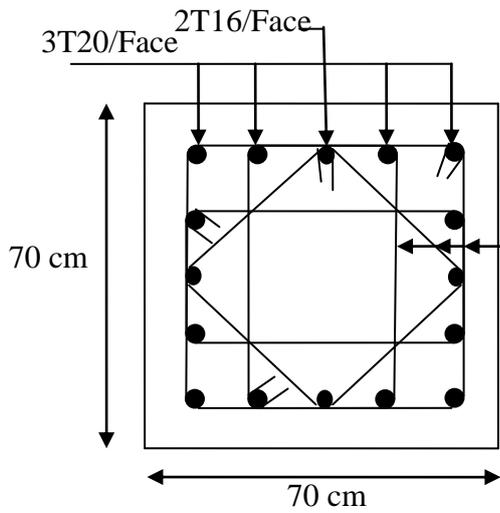
##### ➤ Sous-sol1 et RDC

$$L' = 2 \times 45 = 90\text{cm}$$

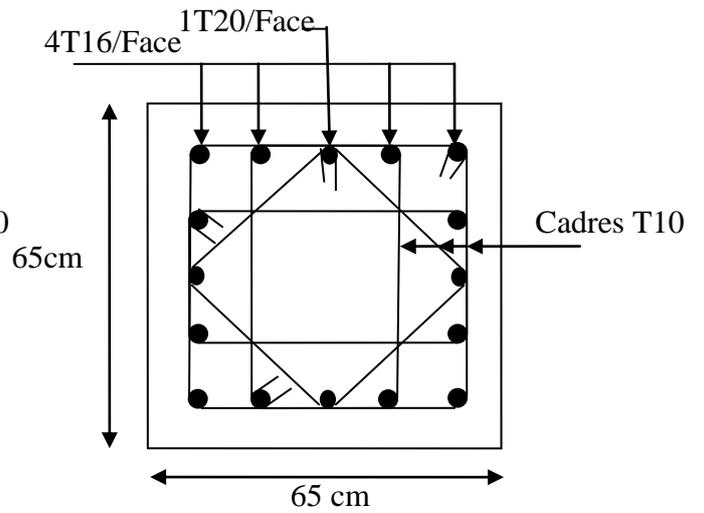
$$h' = \max(43.5; 65; 65; 60\text{cm}) = 65\text{cm}$$

- Soupente 1<sup>er</sup> étages :  
 $L' = 2 \times 45 = 90 \text{ cm}$   
 $h' = \max (43.5 ; 60 ; 60 ; 60 \text{ cm}) = 60 \text{ cm}$
- 2, 3<sup>eme</sup> étages :  
 $L' = 2 \times 45 = 90 \text{ cm}$   
 $h' = \max (43.5 ; 55 ; 55 ; 60 \text{ cm}) = 60 \text{ cm}$
- 4<sup>eme</sup> étages ; niveau 1 duplexe :  
 $L' = 2 \times 45 = 90 \text{ cm}$   
 $h' = \max (43.5 ; 50 ; 50 ; 60 \text{ cm}) = 60 \text{ cm}$
- niveau 2 duplexe :  
 $L' = 2 \times 45 = 90 \text{ cm}$   
 $h' = \max (43.5 ; 45 ; 45 ; 60 \text{ cm}) = 60 \text{ cm}$

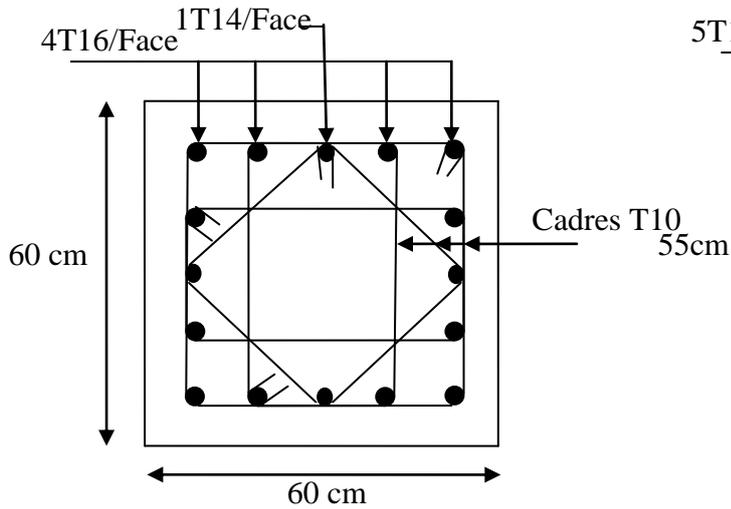
V.1.4.Schéma de ferrailage des poteaux



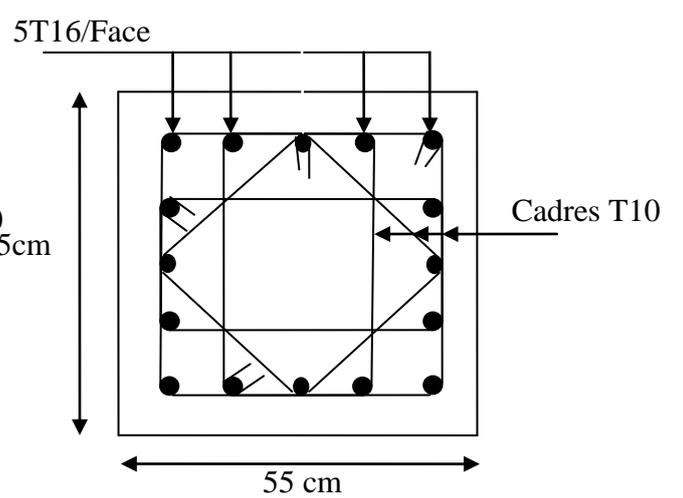
Poteaux sous-sol 3 et 2



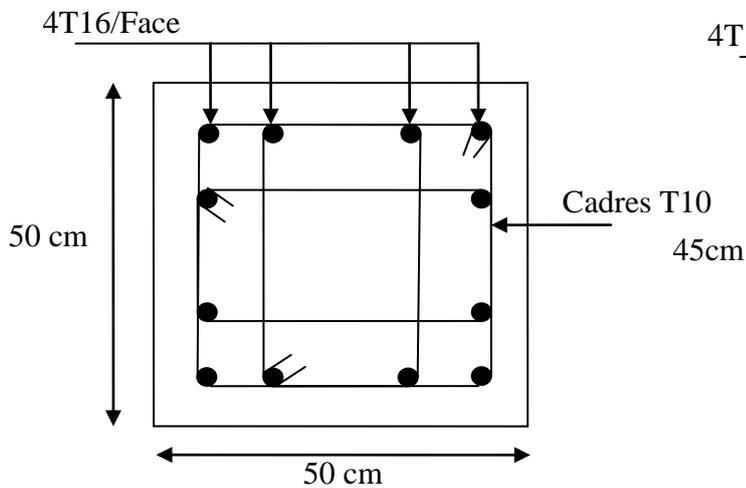
Poteaux sous-sol 1 et RDC



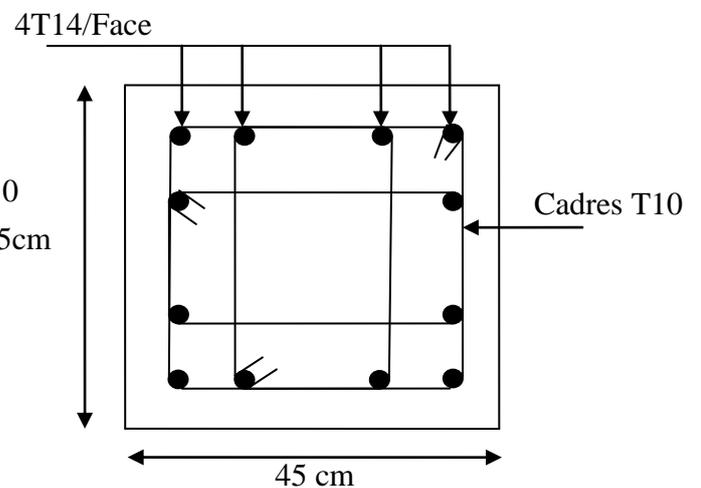
Poteaux soupente et 1<sup>er</sup> étage



Poteaux 2eme et 3eme étage



Poteaux 4eme étage et niveau 1 duplexe



Poteaux niveau 2 duplexe

## V.2. Etude des poutres :

Les poutres sont sollicitées par un moment fléchissant et un effort tranchant, d'où leurs ferrailages se fait à la flexion simple sous les sollicitations les plus défavorables, en respectant les recommandations du RPA99 /Version 2003.

### V.2.1. Recommandations du RPA99 / (version 2003)

#### a) Armatures longitudinales

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section de la poutre.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
  - 4% de la section de béton en zone courante.
  - 6% de la section de béton en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de  $40 \times \phi$  (zone IIa).
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué à  $90^\circ$ .

#### b) Armatures transversales

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :
 
$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$
- L'espace maximal entre les armatures transversales, est donné comme suit :
  - ◆  $S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_l\right)$  : dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires.
  - ◆  $S_t \leq \frac{h}{2}$  : en dehors de la zone nodale.
- La valeur du diamètre des armatures longitudinales  $\phi_l$  à prendre est le plus petit diamètre utilisé. Dans le cas d'une section avec armatures comprimées en travée le diamètre à prendre en compte est 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.

## III.2. Ferrailage des poutres

### ❖ Les armatures longitudinales

Le ferrailage des poutres est obtenu par le logiciel Sap2000. Les sections adoptées doivent respecter la condition minimale d'armatures ( $A_{\min}$ ) édictée par le RPA99/ Version 2003.

Les Résultats de sollicitations maximales et de ferrailages des poutres sont résumés dans le tableau qui suit :

**Tableau V.8** Armatures longitudinales dans les poutres.

Niveaux	Type de poutre	Section (cm <sup>2</sup> )	Localisation	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	M (KN.m)	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )	N <sup>bre</sup> de barres
Etages parking	PP	30×45	Appuis	13.03	6.75	-156.32	14.04	3T14+3T20
			Travée	6.40		103.86	8.01	3T14+3T12
	PS	30×40	Appuis	5.33	6	-69.07	8.01	3T14+3T12
			Travée	5.15		66.92	8.01	3T14+3T12
Etages commerces	PP	30×45	Appuis	13.70	6.75	-167.87	14.04	3T14+3T20
			Travée	7.98		103.86	8.01	3T14+3T12
	PS	30×40	Appuis	8.10	6	-100.70	9.24	6T14
			Travée	7.86		98.03	8.01	3T14+3T12
Etages habitations	PP	30×45	Appuis	11.83	6.75	-144.12	12.06	6T16
			Travée	6.69		98.40	9.42	3T12+3T16
	PS	30×40	Appuis	8.43	6	-104.30	9.24	6T14
			Travée	8.00		99.86	8.01	3T14+3T12
Terrasse	PP	30×45	Appuis	8.58	6.75	-108.63	9.24	6T14
			Travée	4.08		54.28	8.01	3T14+3T12
	PS	30×40	Appuis	5.67	6	-73.12	6.79	6T12
			Travée	4.28		56.32	6.79	6T12

▪ Les longueurs de recouvrement

$$l_r > 40 \times \phi$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \phi = 25mm \Rightarrow l_r > 100cm \\ \phi = 20mm \Rightarrow l_r > 80cm \\ \phi = 16mm \Rightarrow l_r > 64cm \\ \phi = 14mm \Rightarrow l_r > 56cm \\ \phi = 12mm \Rightarrow l_r > 48cm \end{array} \right.$$

❖ Les armatures transversales  $\phi \leq \min\left(\phi_t; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right)$

✓ Poutres principales

$$\phi \leq \min\left(1.4; \frac{45}{35}; \frac{30}{10}\right) = \min(1.4; 1.28; 3) = 1.28cm.$$

✓ Poutres secondaires

$$\phi \leq \min\left(1.4; \frac{40}{35}; \frac{30}{10}\right) = \min(1.4; 1.33; 3) = 1.33cm.$$

Donc on prend  $\phi_t = 8mm \Rightarrow A_t = 4T8 = 2.01cm^2$  (un cadre et un étrier)

▪ Calcul des espacements des armatures transversales [3] [6]

Selon le RPA :

Zone nodale :  $S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{\min}; 30cm\right)$ ,

$$S_t \leq \text{Min}(11.25cm, 14.4cm, 30cm) ; \text{ soit : } S_t = 10cm.$$

Zone courante :  $S_t \leq \frac{h}{2}$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{45}{2} = 22.5 \Rightarrow S_t \leq 22.5cm ; \text{ soit : } S_t = 15cm.$$

▪ Vérifications des armatures transversales

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 1.35cm^2.$$

Or:  $A_t = 2.01cm^2 > A_{t\min} = 1.35cm^2$  .....C'est vérifier

V.2.3. Vérifications :

✓ Vérifications Contrainte tangentielle :

La Vérification à faire vis-à-vis de la contrainte tangentielle maximale est celle relative à la fissuration peu nuisible suivante:

$$\tau_{bu} = \frac{Vu}{b_0 \times d} \text{ Tel que: } \bar{\tau} = \min(0.13 \times f_{c28}; 4MPa) \quad (\text{F.P.N.}).$$

Tableau V.9 Vérification des contraintes tangentielles.

Poutres	Vu (KN)	$\tau_{bu}$ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Vérification
Principales	230.89	1.19	3.25	Vérifiée
Secondaires	272.29	3.24	3.25	Vérifiée

$\tau_{bu} < \bar{\tau}$  Pas de risque de cisaillement et cela pour toutes les poutres.

### ✓ Vérification des zones nodales : [3]

La vérification des zones nodales est l'une des exigences du RPA99/2003. Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux, la somme des moments résistant ultimes des extrémités des poteaux aboutissant aux nœuds est au moins égale, en valeur absolue, à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres affectés la condition suivante, pour chaque sens d'orientation de l'action sismique.

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times (|M_w| + |M_e|)$$

$M_s$  : Moment résistant dans le poteau inférieur.

$M_n$  : Moment résistant dans le poteau supérieur.

$M_w$  : Moment résistant gauche de la poutre.

$M_e$  : Moment résistant droite de la poutre.

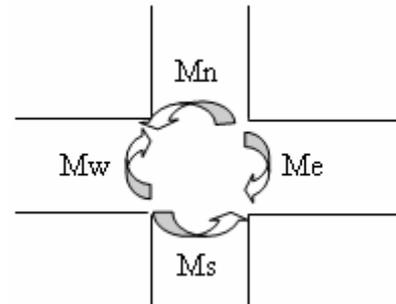


Fig V. 4 Schéma de la zone nodale.

Cependant, cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.

### ➤ Détermination du moment résistant dans les poteaux

Le moment résistant  $M_r$  d'une section de béton dépend :

- 1) des dimensions de la section du béton.
- 2) de la quantité d'acier dans la section du béton.
- 3) de la contrainte limite élastique des aciers.

Telle que :  $M_r = Z \times A_s \times F_{st}$

Avec :  $Z = 0.85 \times h$  ( $h$  : La hauteur totale de la section du béton).

$F_{st} = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$  ;  $F_{st}$  étant la contrainte de traction dans l'acier.

**Tableau V.10** Moments résistants dans les poteaux.

Niveaux	Section (cm)	Z (m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$M_r$ (KN.m)
Sous –sol 3 et 2	70×70	0.595	44.77	927.00
Sous-sol 1 et RDC	65×65	0.5525	35.72	686.78
SP et 1 <sup>er</sup> étages	60×60	0.51	31.96	567.22
2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étages	55×55	0.467	24.89	404.50
4 <sup>ème</sup> et 1 dup	50×50	0.425	21.62	319.75
2 dup	45×45	0.3825	18.85	250.91

**IV.2. Détermination des moments résistants dans les poutres****Tableau V.11** Moments résistants dans les poutres.

Niveaux	Sens	A adoptée (cm <sup>2</sup> )	Z (m)	$M_e$ (KN.m)
Etage parking	Principales	14.04	0.3825	186.86
	Secondaires	8.01	0.34	94.77
Etage commerce	Principales	14.04	0.3825	186.86
	Secondaires	9.24	0.34	103.32
Etages habitation	Principales	12.06	0.3825	160.53
	Secondaires	9.24	0.34	109.32
Terrasse	Principales	9.24	0.3825	122.99
	Secondaires	6.79	0.34	80.33

**Tableau V.12** Vérification des zones nodales.

Mn+Ms	1.25*(Me+Mw)	vérification
1854	467.15	Vérifier
	236.925	
1613.78	467.15	Vérifier
	258.3	
1254	401.32	Vérifier
	273.3	
971.72	307.47	Vérifier
	200.82	
724.25	307.47	Vérifier
	200.82	
569.6	307.47	Vérifier
	200.82	

✓ **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

➤ en appui de rives :  $A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$  [3]

➤ en appui intermédiaires :  $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d})$  [3]

**Poutres principales :**

Appui de rive :

$$A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} = \frac{23087 \times 10^{-3} \times 1.15}{400} = 6.63 \text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifié.}$$

Appui intermédiaires :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d}) = \frac{1.15}{400} \times (23087 - \frac{167.87}{0.9 \times 0.43}) = -0.58 \text{cm}^2 \dots\dots \text{Condition vérifié.}$$

**Poutres secondaire :**

Appui de rive :

$$A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} = \frac{19343 \times 10^{-3} \times 1.15}{400} = 5.55 \text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifié.}$$

Appui intermédiaires :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d}) = \frac{1.15}{400} \times (19334 - \frac{99.86}{0.9 \times 0.43}) = -0.186 \text{ cm}^2 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **L'Etat limite d'ouvertures des fissures**

Aucune vérification à faire car la fissuration est peu préjudiciable.

✓ **État limite de compression du béton**

La fissuration est peu nuisible donc il faut juste vérifier la contrainte de compression du béton.

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

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

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

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau V.13** Vérification de l'état limite de compression du béton.

Poutres	Localisation	$M_{ser}(MN)$	$I(m^4)$ $\times 10^{-3}$	$y (m)$	$\sigma_{bc} (MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc} (MPa)$	Vérification
Principales	Appui	0.1446	1.897	0.1855	14.13	15	vérifiée
	Travée	0.073	1.279	0.14985	8.55	15	vérifiée
Secondaires	Appui	0.069	1.038	0.1675	11.13	15	vérifiée
	Travée	0.066	0.937	0.1591	11.20	15	vérifiée

✓ **Vérification de la flèche [4] [6]**

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

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots (1) \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots (2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots (3) \end{array} \right.$$

✓ **Poutres principales**

(1) :  $\frac{h}{l} = \frac{45}{580} = 0.077 > 0.063$  ..... Condition vérifiée.

(2) :  $\frac{h}{l} = 0.0775 > 0.065$  ..... Condition vérifiée.

(3) :  $\frac{8.01}{30 \times 43} = 0.0062 < 0.0105$  .....Condition vérifiée

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

✓ **Poutres secondaires**

(1) :  $\frac{h}{l} = \frac{40}{530} = 0.075 > 0.063$  .....Condition vérifiée.

(2) :  $\frac{h}{l} = 0.075 > 0.073$  ..... Condition vérifiée.

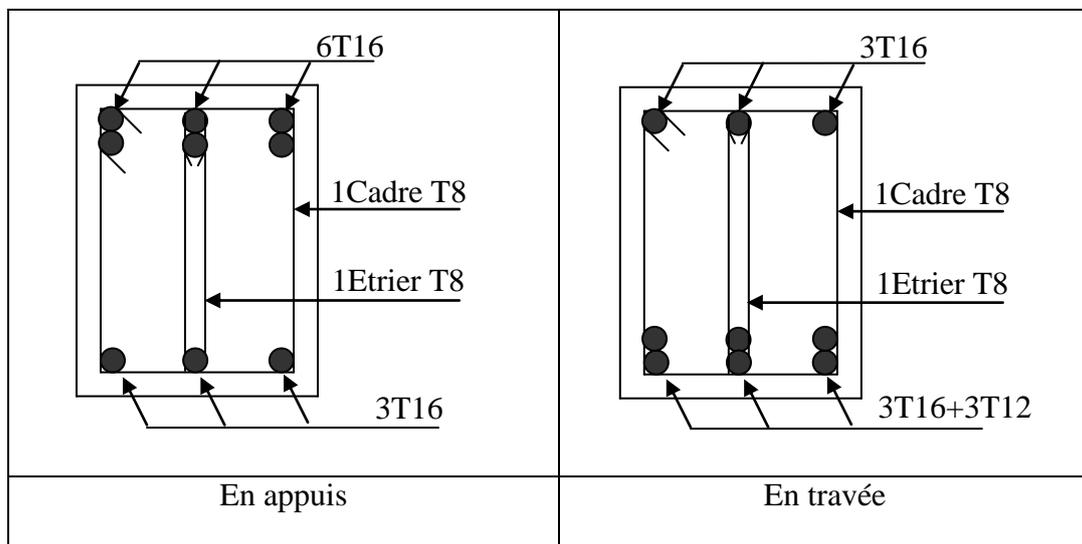
(3) :  $\frac{8.01}{30 \times 38} = 0.0070 < 0.0105$  .....Condition vérifiée.

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

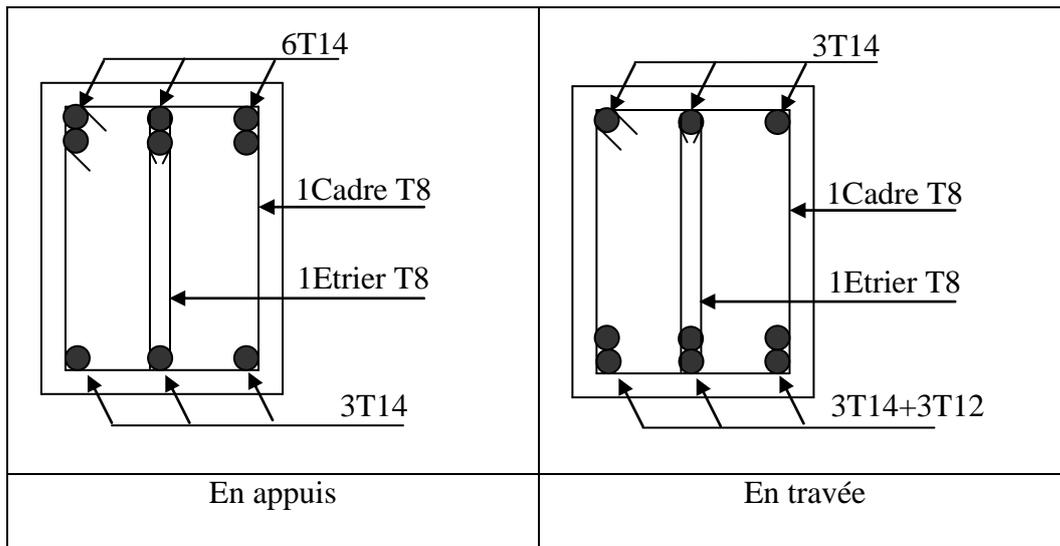
**Schéma de ferrailage des poutres:**

Exemple de schéma de ferrailage des poutres de l'étage d'habitation.

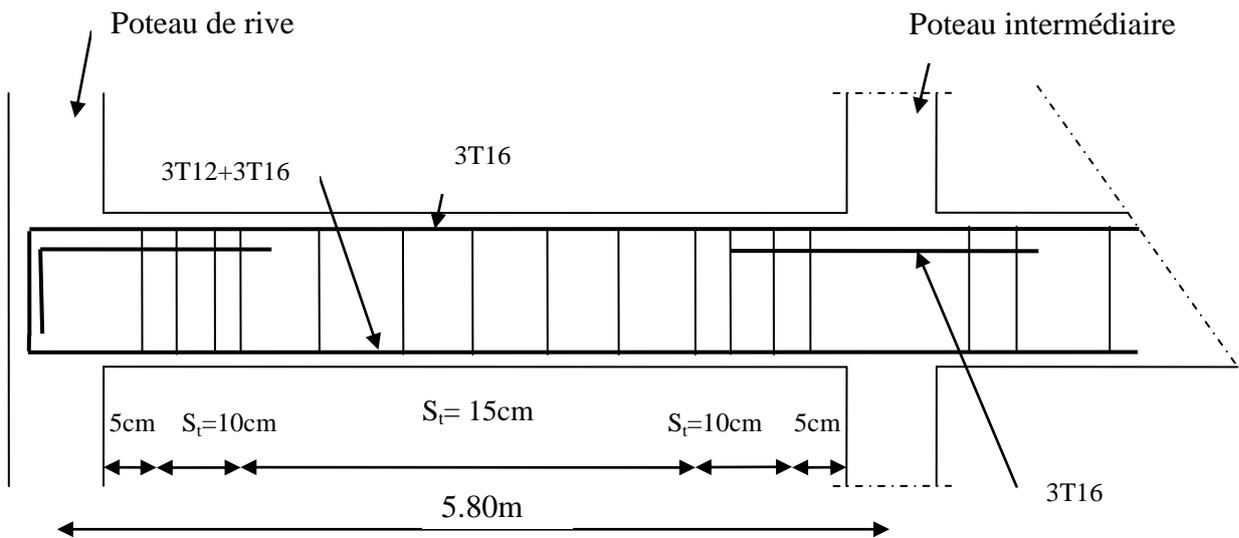
**Poutres principales:**



**Poutres secondaires:**



**Disposition des armatures dans les poutres**



**Figure V.5** la disposition des armatures dans les poutres

**V.3 Etude des voiles :**

Le RPA/99/version 2003 (3.4.A.1.a), exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14m de hauteur dans la zone IIa (moyenne sismicité).

Ils sont soumis à :

- 1-Des forces verticales (charges permanentes et surcharge).
- 2-Des forces horizontales (séisme).

**V.3.1. Recommandation du RPA :**

Trois modes d'armatures sont nécessaires pour qu'un voile puisse reprendre tous les efforts qui lui sont appliquées :

- armatures verticales.
- armatures horizontales.
- armatures transversales.

**a) Armatures verticales :**

Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Elles doivent respecter les prescriptions suivantes :

- L'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue, tel que :  $A_{\min} : 0.2 \times L_t \times e$

$L_t$  : 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) Les 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) Les 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) Les 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) :

$$A_{\min} = 0.15\% b \times h \dots \dots \dots \text{dans la section globale de voile.}$$

$$A_{\min} = 0.10\% b \times h \dots \dots \dots \text{dans la zone courante.}$$

-  $\phi_t \leq \frac{1}{10} \times e$  (Exception faite pour les zones d'about).

- L'espacement :  $s_t = \min(1.5 \times a; 30 \text{ cm})$  ;

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliés avec au moins quatre épingles par m<sup>2</sup>. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposés 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 : Le ferrailage :**

**a) Les armatures verticales :**

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section ( $b \times h$ ).

**b) Les armatures horizontales :**

Elle doit respecter les conditions du RPA.

Les résultats de ferrillages seront récapitulés dans le tableau ci après où :

$A_V^{\min} / \text{voile}$  : Section d'armature verticale minimale dans le voile complet

$$(A_{\min} = 0.15\% b \times l)$$

$A_V^{\text{calculée}} / \text{face}$  : Section d'armature calculée pour une seule face de voile.

$A_V^{\text{adoptée}} / \text{face}$  : Section d'armature adoptée pour une seule face de voile.

$S_t$  : Espacement.

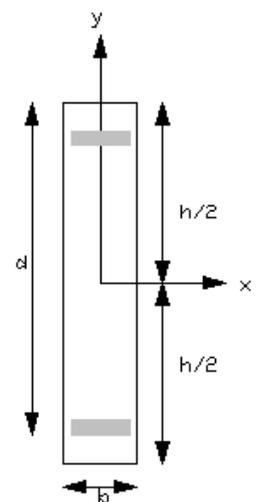
$A_h^{\min} / \text{voile}$  : Section d'armature horizontale minimale dans le voile complet ( $A_{\min} = 0.15\% b \times l$ )

$A_h^{\text{calculée}} / \text{face}$  : Section d'armature calculée ( $A_V^{\text{adoptée}} / 4$ ).

$A_h^{\text{adoptée}} / \text{ml}$  : Section d'armature adoptée pour un mètre linière.

$N^{\text{bre}} / \text{ml}$  : Nombre de barres adopté par un mètre linière.

**- Calcul du ferrailage du voile :**



**Fig V.6** Section du voile

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 :

- Selon le sens Y-Y :

**Tableau V.14** Résultat de ferrailage du voile Vy1

Niveau	Sous sol, 1,2,3	RDC	SP,1,2,3 étage	4 étages, dup 1et 2
<i>L (m)</i>	2.9	2.9	2.9	2.9
<i>B(m)</i>	0.2	0.2	0.2	0.2
<i>M (KN.m)</i>	64.18	650.80	569.85	189.33
<i>N (KN)</i>	1698.09	1127.11	217.20	506.84
<i>V(KN)</i>	381.52	223.99	227.82	165.29
<i>τ (MPa)</i>	1.023	0.60	0.61	0.443
<i>Av cal/face (cm<sup>2</sup>)</i>	25.36	14.92	7.96	8.78
<i>Av min/face (cm<sup>2</sup>)</i>	11.60	11.60	8.7	11.60
<i>Aadp (cm<sup>2</sup>)</i>	26.14	16.93	12.44	12.44
<i>N<sup>barre</sup></i>	13T16	11T14	11T12	11T12
<i>S<sub>i</sub> (cm)</i>	24	28	28	28
<i>Ah cal/face (cm<sup>2</sup>)</i>	1.28	0.75	0.76	0.55
<i>Ah min/face (cm<sup>2</sup>)</i>	8.85	10.89	0.6	7.83
<i>Aadp (cm<sup>2</sup>)</i>	11.00	11.00	8.64	7.85
<i>N<sup>barre</sup></i>	14T10	14T10	11T10	10T10
<i>S<sub>i</sub> (cm)</i>	22	28	26	28

**Tableau V.15** Résultat de ferrailage du voile Vy2

Niveau	Sous sol, 1,2,3	RDC	SP,1,2,3 étage	4 étages, dup 1et 2
<i>L (m)</i>	2.5	2.5	2.5	2.5
<i>B(m)</i>	0.2	0.2	0.2	0.2
<i>M (KN.m)</i>	47.58	185.89	33.26	169.77
<i>N (KN)</i>	1549.16	1220.24	1082.60	527.02
<i>V(KN)</i>	219.90	174.65	149.61	110.90
<i>τ (MPa)</i>	0.34	0.68	0.46	0.345
<i>Av cal/face (cm<sup>2</sup>)</i>	23.08	20.74	16.13	9.13
<i>Av min/face (cm<sup>2</sup>)</i>	10	10	10	10
<i>Aadp (cm<sup>2</sup>)</i>	24.12	22.12	16.93	11.31
<i>N<sup>barre</sup></i>	12T16	11T16	11T14	10T12
<i>S<sub>i</sub> (cm)</i>	22	25	25	27
<i>Ah cal/face (cm<sup>2</sup>)</i>	0.86	0.58	0.58	0.43

$Ah_{min}/face (cm^2)$	8.85	7.83	7.83	7.83
$Aadp (cm^2)$	11.78	10.21	7.85	7.85
$N^{barre}$	15T10	13T10	10T10	10T10
$S_t (cm)$	21	29	28	28

Tableau V.16 Résultat de ferrailage du voile Vy3

Niveau	Sous sol, 1,2,3	RDC	SP,1,2,3 étage	4 étages, dup 1et 2
$L (m)$	1.4	1.4	1.4	1.4
$B(m)$	0.2	0.2	0.2	0.2
$M (KN.m)$	295.01	129.28	73.02	0.87
$N (KN)$	424.78	647.01	559.91	286.37
$V(KN)$	106.16	69.23	91.27	65.35
$\tau (MPa)$	0.58	0.589	0.589	0.363
$Av_{cal}/face (cm^2)$	10.82	13.28	10.29	3.60
$Av_{min}/face (cm^2)$	5.6	5.6	5.6	5.8
$Aadp (cm^2)$	12.32	14.07	12.06	6.79
$N^{barre}$	8T14	7T16	6T16	6T12
$S_t (cm)$	20	22	27	27
$Ah_{cal}/face (cm^2)$	0.74	0.74	0.63	0.45
$Ah_{min}/face (cm^2)$	0.6	10.89	7.83	7.83
$Aadp (cm^2)$	7.54	11.00	7.85	7.85
$N^{barre}$	15T8	14T10	10T10	10T10
$S_t (cm)$	26	28	28	28

Tableau V.17 Résultat de ferrailage du voile Vy4

Niveau	Sous sol, 1,2,3	RDC	SP,1,2,3 étage	4 étages, dup 1et 2
$L (m)$	3.4	3.4	3.4	3.4
$B(m)$	0.2	0.2	0.2	0.2
$M (KN.m)$	46.54	228.75	464.11	19.165
$N (KN)$	2339.17	1678.40	1949.68	944.79
$V(KN)$	565.55	498.07	532.897	165.47
$\tau (MPa)$	1.29	1.13	1.219	0.378
$Av_{cal}/face (cm^2)$	19.83	27.02	33.91	13.82
$Av_{min}/face (cm^2)$	13.60	13.60	13.60	13.60
$Aadp (cm^2)$	24.63	28.15	40.84	14.70
$N^{barre}$	16T14	14T16	13T20	13T12
$S_t (cm)$	22	26	24	28
$Ah_{cal}/face (cm^2)$	1.62	1.42	1.52	0.47

$Ah_{min}/face (cm^2)$	8.850	10.89	7.83	7.83
$Aadp (cm^2)$	11.78	11.00	7.85	7.85
$N^{barre}$	15T10	14T10	10T10	10T10
$S_i (cm)$	21	28	28	28

- Selon le sens X-X:

Tableau V.18 Résultat de ferrailage du voile Vx1

Niveau	Sous sol, 1,2,3	RDC	SP,1,2,3 étage	4 étages, dup 1et 2
$L (m)$	5	5	5	5
$B(m)$	0.2	0.2	0.2	0.2
$M (KN.m)$	1320.73	832.65	657.35	147.25
$N (KN)$	2443.79	1789.92	1552.71	759.99
$V(KN)$	628.95	595.60	551.12	237.14
$\tau (MPa)$	0.978	0.926	0.857	0.369
$Av_{cal}/face (cm^2)$	46.51	32.91	27.98	12.19
$Av_{min}/face (cm^2)$	20	20	20	20
$Aadp (cm^2)$	59.69	38.20	29.25	14.92
$N^{barre}$	19T20	19T16	19T14	19T10
$S_i (cm)$	28	28	28	28
$Ah_{cal}/face (cm^2)$	1.22	1.16	1.07	0.46
$Ah_{min}/face (cm^2)$	8.85	10.89	7.83	7.83
$Aadp (cm^2)$	11.78	11.00	7.85	7.85
$N^{barre}$	15T10	14T10	10T10	10T10
$S_i (cm)$	21	28	29	29

Tableau V.19 Résultat de ferrailage du voile Vx2

Niveau	Sous sol, 1,2,3	RDC	SP,1,2,3 étage	4 étages, dup 1et 2
$L (m)$	3.4	3.4	3.4	3.4
$B(m)$	0.2	0.2	0.2	0.2
$M (KN.m)$	234.63	13.02	24.98	123.52
$N (KN)$	2657.34	2059.76	1805.78	846.70
$V(KN)$	353.96	235.36	233.12	229.52
$\tau (MPa)$	0.81	0.538	0.533	0.525
$Av_{cal}/face (cm^2)$	41.17	29.77	26.27	13.73
$Av_{min}/face (cm^2)$	13.60	13.60	13.60	13.60
$Aadp (cm^2)$	40.27	30.16	28.15	14.70
$N^{barre}$	16T20	15T16	14T16	13T12
$S_i (cm)$	22	24	26	28

<i>Ah cal/face (cm<sup>2</sup>)</i>	1.01	0.67	0.67	0.66
<i>Ah min/face (cm<sup>2</sup>)</i>	8.85	10.89	7.83	7.83
<i>Aadp (cm<sup>2</sup>)</i>	11.78	11.00	7.85	7.85
<i>N<sup>barre</sup></i>	15T10	14T10	10T10	10T10
<i>S<sub>t</sub>(cm)</i>	21	28	29	29

Tableau V.20 Résultat de ferrailage du voile V1

Niveau	Sous sol, 1,2,3	RDC	SP,1,2,3 étage	4 étages, dup 1et 2
<i>L (m)</i>	1.3	1.3	1.3	1.3
<i>B(m)</i>	0.2	0.2	0.2	0.2
<i>M (KN.m)</i>	260.65	121.40	135.08	72.01
<i>N (KN)</i>	1261.84	701.33	577.601	303.97
<i>V(KN)</i>	111.89	101.30	109.54	79.90
<i>τ (MPa)</i>	0.669	0.06	0.655	0.478
<i>Av cal/face (cm<sup>2</sup>)</i>	23.29	12.26	9.560	5.05
<i>Av min/face (cm<sup>2</sup>)</i>	5.2	5.2	3.9	3.9
<i>Aadp (cm<sup>2</sup>)</i>	24.13	14.07	12.06	6.79
<i>N<sup>barre</sup>/face (cm<sup>2</sup>)</i>	12T16	7T16	6T16	6T12
<i>S<sub>t</sub>(cm)</i>	11	21	25	25
<i>Ah cal/face (cm<sup>2</sup>)</i>	0.84	0.76	0.82	0.6
<i>Ah min/face (cm<sup>2</sup>)</i>	8.85	10.89	0.6	0.6
<i>Aadp (cm<sup>2</sup>)</i>	11.00	11.00	7.85	7.85
<i>N<sup>barre</sup>/face (cm<sup>2</sup>)</i>	14T10	14T10	10T10	10T10
<i>S<sub>t</sub>(cm)</i>	23	28	29	28

Tableau V.21 Résultat de ferrailage du voile V2

Niveau	Sous sol, 1,2,3	RDC	SP,1,2,3 étage	4 étages, dup 1et 2
<i>L (m)</i>	3.24	3.24	3.24	3.24
<i>B(m)</i>	0.2	0.2	0.2	0.2
<i>M (KN.m)</i>	260.65	121.40	135.08	14.79
<i>N (KN)</i>	1261.84	701.33	577.60	494.75
<i>V(KN)</i>	534.85	461.17	401.15	144.75
<i>τ (MPa)</i>	1.284	1.107	0.963	0.347
<i>Av cal/face (cm<sup>2</sup>)</i>	35.79	22.91	14.79	7.30
<i>Av min/face (cm<sup>2</sup>)</i>	9.72	9.72	12.96	12.96
<i>Aadp (cm<sup>2</sup>)</i>	36.18	26.14	16.93	16.93
<i>N<sup>barre</sup></i>	18T16	13T16	12T14	12T14
<i>S<sub>t</sub>(cm)</i>	17	27	29	29
<i>Ah cal/face (cm<sup>2</sup>)</i>	1.6	1.38	1.2	0.43
<i>Ah min/face (cm<sup>2</sup>)</i>	0.6	0.6	7.83	7.830

$A_{adp} (cm^2)$	6.53	6.53	7.90	7.90
$N^{barre}$	13T8	13T10	10T10	10T10
$S_t (cm)$	24	29	28	28

Tableau V.22 Résultat de ferrailage du voile V3

Niveau	Sous sol, 1,2,3	RDC	SP,1,2,3 étage	4 étages, dup 1et 2
$L (m)$	1.4	1.4	1.4	1.4
$B(m)$	0.2	0.2	0.2	0.2
$M (KN.m)$	124.65	110.205	88.10	10.13
$N (KN)$	942.18	561.73	599.09	262.744
$V(KN)$	75.66	67.66	38.14	43.39
$\tau (MPa)$	0.420	0.276	0.212	0.241
$A_v \text{ cal/face } (cm^2)$	15.11	11.46	9.847	3.55
$A_v \text{ min/face } (cm^2)$	5.6	5.6	5.6	5.6
$A_{adp} (cm^2)$	16.08	12.06	10.78	6.79
$N^{barre}$	8T16	6T16	6T14	6T12
$S_t (cm)$	20	27	27	27
$A_h \text{ cal/face } (cm^2)$	0.53	0.47	0.26	0.3
$A_h \text{ min/face } (cm^2)$	8.85	10.89	7.83	0.7.83
$A_{adp} (cm^2)$	11.78	11.00	7.85	7.85
$N^{barre}$	15T10	14T10	10T10	10T10
$S_t (cm)$	21	28	28	28

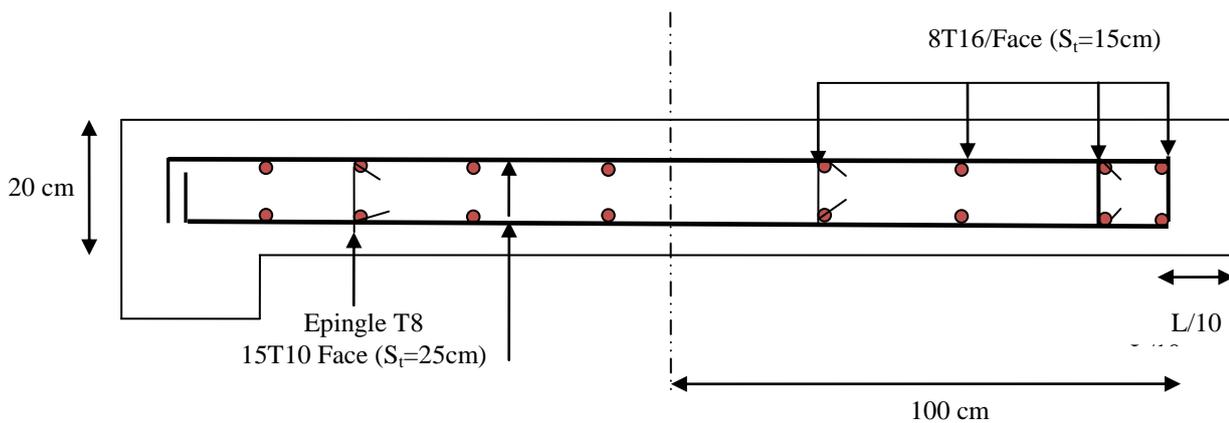


Fig V.7 Schéma de ferrailage du voile sous-sol (V3)

**Introduction :**

L'infrastructure est l'une des parties essentielles d'un bâtiment, car elle est en contact direct avec le sol d'assise, elle assure la transmission des charges apportées par la superstructure vers le sol, et avec sa bonne stabilité et sa bonne résistance elle assure :

- un bon encastrement de la structure dans le sol.
- une bonne transmission des efforts apportés par la superstructure au sol d'assise.
- une bonne limitation des tassements différentiels.

**VI.1:Choix de type des fondations :**

Le choix de type des fondations dépend essentiellement des facteurs suivants :

- ✓ La capacité portante du sol d'assise.
- ✓ L'importance de l'ouvrage.
- ✓ La distance entre axes des poteaux.
- ✓ La profondeur du bon sol.

Selon le rapport du sol, qui situe la contrainte du sol à 1.5 bars le type de fondations suggéré est superficiel, ancrées à 2 m, du niveau de base.

Le choix du type de fondation est conditionné par la stabilité de l'ouvrage et l'économie. On vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

**VI.1.1 Combinaison d'action à considérer : [3]**

Les fondations sont calculées par les combinaisons d'actions suivantes:

- $G+Q\pm E$
- $0.8\times G\pm E$

**VI.1.2 Vérifications :****VI.1.2.1 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 les combinaisons :

$G + Q \pm E$  et  $0.8G\pm E$  obtenu par le SAP 2000.

$S$  : surface d'appui de la semelle.

$\overline{\sigma_{sol}}$  : Contrainte admissible du sol.

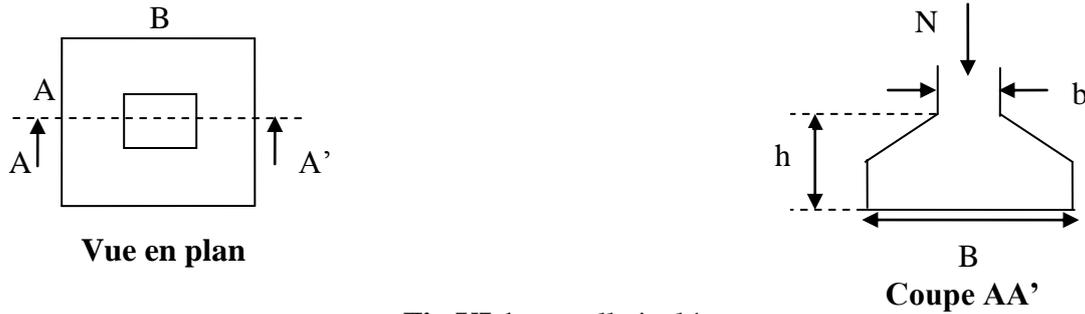


Fig VI.1 semelle isolée

Le poteau le plus sollicité a une section carrée (a×b), donc  $S = A \times B = A^2$

$$N = 3597.24 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \frac{N}{S} \leq \overline{\sigma_{sol}} \Rightarrow A^2 \geq \frac{N}{\overline{\sigma_{sol}}} \Rightarrow A = \sqrt{\frac{N}{\overline{\sigma_{sol}}}} = \sqrt{\frac{3597.24 \times 10^3}{0.15}} = 4.89 \text{ m}$$

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.1.2.2 Semelles filantes :**

Choisissons une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de 5 poteaux.

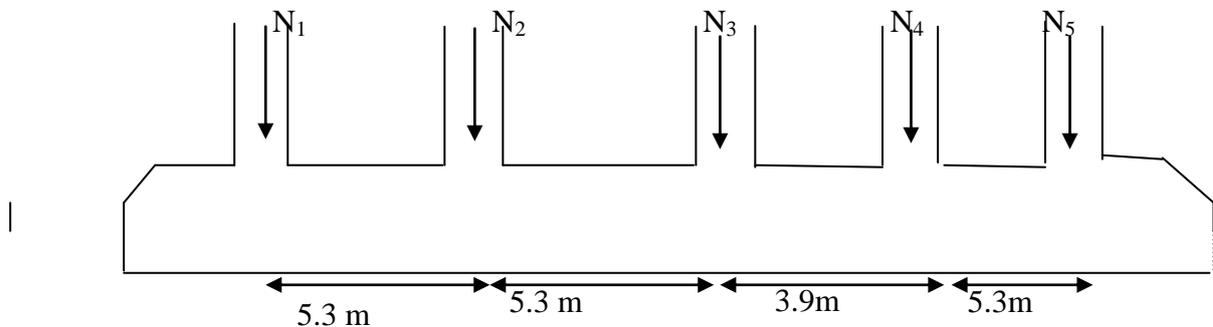


Fig. VI.2 Longueur des semelles filantes.

Avec :

$N_i$  : l'effort normal provenant du poteau « i ».

$N_s$  : poids estimé de la semelle.

n : nombre de poteaux.

$$N_1 = 1749.20 \text{ KN}, N_2 = 2842.21 \text{ KN}, N_3 = 2581.716 \text{ KN}, N_4 = 2673.42 \text{ KN}, N_5 = 1667.57 \text{ KN}.$$

$$N = \sum N_i = 115141 \text{ KN}$$

$$N_s = n \times 200 = 1000 \text{ KN}.$$

$$\frac{N}{B \times L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} \times L} \Rightarrow B \geq \frac{12514116 \times 10^{-3}}{19.80 \times 0.15} = 4.21m$$

Vu la distance existante entre les axes de deux portiques parallèles, on constate qu'il y a un chevauchement entre les deux semelles.

Donc on doit passer à un radier général.

**VI.1.2.3 : Radier général :**

Les choix d'emploi d'un radier général est une solution, afin d'éviter au maximum les désordres dus aux tassements différentiels et assurer une bonne répartition des charges transmises par la superstructure sur le sol d'assise.

On choisit un radier nervuré, car il offre une grande rigidité, et une facilité d'exécution

➤ **Pré dimensionnement :**

✓ **La condition de coffrage :**

• **Nervure :**

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{580}{10} = 58cm \quad \text{Soit: } h = 60cm.....(1)$$

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

$$L_{max} = 5.80m$$

En remplaçant dans la relation (1) on obtient :  $h_t \geq 58cm$

On opte pour une hauteur  $h_t=60cm$

• **La dalle :**

$$h_r \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{560}{20} = 29cm$$

On adopte  $h_r=40 cm$ .

✓ **La condition de rigidité :**

$$\frac{\pi}{2} \times L_e \geq L_{max}$$

$L_e$  : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

E : Module d'élasticité du béton,  $E = 3.216 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$ .

I : Inertie de la section du radier.

K : Coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen  $K= 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$

b : La largeur de l'élément considéré (radier) de 1ml.

$$\text{On a : } I = \frac{bh^3}{12} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48L_{\max}^4 K}{\pi^4 E}} \quad \text{AN : } h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 5.8^4 \times 4 \times 10^4}{\pi^4 \times 3.216 \times 10^7}}$$

$$h_t \geq 0.833\text{m.}$$

A partir des deux conditions on prend :

La hauteur de la nervure  $h_t = 100\text{cm}$

La hauteur du radier  $h_r = 60\text{cm}$

**c) Calcul du Poids :**

$N_s = 46017.542\text{KN}$  (Poids total transmis par la superstructure).

$P_{\text{radier}} = 0.60 \times 480.0328 \times 25 = 7200.492\text{KN}$  (Poids du radier)

$N_{\text{ser}} = 46017.542 + 7200.492 = 53218.034.$

$$\frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{rad}}} \leq \sigma_{\text{sol}} \Rightarrow S_{\text{rad}} \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{53.21}{0.15} = 354.78\text{m}^2.$$

$$S_{\text{rad}} = 354.78 \text{ m}^2$$

La surface du bâtiment  $S_{\text{bat}} = 480.0328\text{m}^2$

$S_{\text{bat}} > S_{\text{rad}} \Rightarrow$  on adopte  $S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}}$  (Le radier ne comporte pas de débord) .

**VI.2 : les Vérifications nécessaires :**

**VI.2.1 : Vérification de la poussée hydrostatique :**

$$P \geq F \times H \times S \times \gamma$$

F : coefficient de sécurité = 1.5

H : la hauteur d'ancrage du bâtiment = 2m

S : surface totale du bâtiment = 480.0328m<sup>2</sup>

$$\gamma = 10 \text{ KN/m}^3$$

$N = 46017.542\text{KN} \geq 1.5 \times 2 \times 480.0328 \times 10 = 14401.146\text{KN}$  ..... La condition est vérifiée.

**VI.2.2 : Vérification au poinçonnement :**

$$\text{Il faut vérifier que : } N_U \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$N_U$  : L'effort normal sur le poteau.

$U_c$  : Le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

$$U_c = 2 \times (A + B)$$

$$\begin{cases} A = a + h \\ B = b + h \end{cases}$$

On trouve  $U_c = 6.8m$  ;  $N_u = 2842.221 \text{ KN}$  ;  $h = 100 \text{ cm}$

$$N_u \leq 0.045 \times 6.8 \times 1 \times \frac{25}{1.5} = 5.1 \text{ MN} \quad (\text{La condition est vérifiée}).$$

**VI.2.3 : Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 \times f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

On considère une bande de largeur  $b = 1m$

$$V_u = \frac{N_u \times L_{\max} \times b}{2S}$$

$$V_u = \frac{N_u \times L_{\max}}{2 \times S} \times b = \frac{46017542 \times 5.8}{2 \times 480.0328} \times 1 = 278003 \text{ KN}.$$

$$d = 0.9 \times h_r = 0.54 \text{ m}$$

$$\tau_u = \frac{278003 \times 10^{-3}}{1 \times 0.54} = 0.515 \text{ MPa} \leq 2.5 \text{ MPa}.$$

**VI.2.4 : Vérification des contraintes dans le sol :**

Il faut vérifier que :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} < \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{x,y} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I}(x, y)$$

**a) Dans le sens xx :**

N: L'effort normale du aux charges verticales.

Mx : Moment sismique à la base

D'après le programme SOCOTEC :

$$X_g = 10.77 \text{ m} ; Y_g = 9.95 \text{ m} ; I_{xx} = 13669.611 \text{ m}^4 ; I_{yy} = 15835.62 \text{ m}^4$$

$$\sigma_{\max} = \frac{46017542}{480.0328} + \frac{128461}{13669.611} \times 9.95 = 105.2 \text{ KPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{46017542}{480.0328} - \frac{128461}{13669.611} \times 9.95 = 86.5 \text{ KPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 100 < \bar{\sigma}_{sol} = 150 \text{ KPa}$$

La contrainte est vérifiée dans le sens xx

b) Dans le sens yy:

$$\sigma_{\max} = \frac{46017542}{4800328} + \frac{45701539}{1583562} \times 10.77 = 98.74 \text{KPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{46017542}{4800328} - \frac{45701539}{1583562} \times 10.77 = 92.98 \text{KPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 96.22 < \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 150 \text{KPa}$$

La contrainte est vérifiée dans le sens yy

**VI.2.5 : Vérification de la stabilité au renversement [3]**

On doit vérifier que :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

$$\text{Sens xx : } e = \frac{1284.61}{46017.542} = 0.02 \text{m} < \frac{20.64}{4} = 5.16 \text{m} \quad (\text{condition vérifiée})$$

$$\text{Sens yy : } e = \frac{45701.539}{46017.542} = 0.99 \text{m} < \frac{21.50}{4} = 5.37 \text{m} \quad (\text{condition vérifiée})$$

**VI.3 : Ferrailage du radier :**

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversée, et sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol, il faut considérer le poids propre du radier comme une charge favorable. On calculera le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

**VI.3.1 : Calcul des sollicitations :**

$$Q_U = \frac{N_U}{S} = \frac{37940788}{4800328} + (1.35 \times 25 \times 0.6) = 99.28 \text{KN/ml}$$

Nu : est l'effort ultime

Pour faciliter l'exécution et homogénéiser le ferrailage, il est préférable de calculer le panneau le plus sollicité.

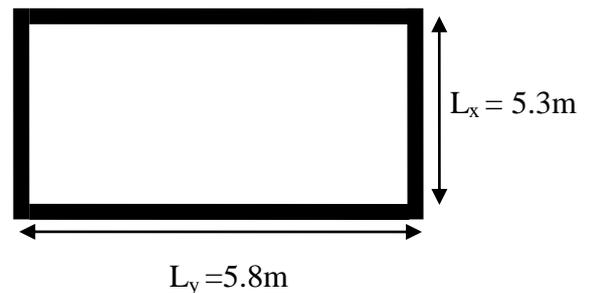
$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{5.3}{5.8} = 0.91 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens.}$$

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1m

➤ À l'ELU : (v = 0)

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0447 \\ \mu_y = 0.8036 \end{cases} \quad \text{Annexe 2}$$

$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times L_x^2 \times P_U = 124.65 \text{KN.m} \\ M_{oy} = M_{ox} \times \mu_y = 100.17 \text{KN.m} \end{cases}$$



**Fig VI.3** Dalle sur quatre appuis

**-Moment en travées :**

$$M_x^t = 0.85 * M_x = 105.95KN.m$$

$$M_y^t = 0.85 * M_y = 85.15KN.m$$

**-Moment en appuis :**

$$M_x^a = M_y^a = 0.5M_x = 62.325KN.m$$

Le ferrailage se fait pour une section  $b \times h = (1 \times 0.6) m^2$

✓ **condition de non fragilité :**

Pour  $h > 12cm$  et  $\rho \geq 0.4$  :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_x^{min} = \rho_0 \left( \frac{3 - \rho}{2} \right) \times b \times h \Rightarrow A_x^{min} = 0.0008 \times \left( \frac{3 - 0.91}{2} \right) \times 100 \times 60 \Rightarrow A_x^{min} = 5.016cm^2 \\ A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e \Rightarrow A_y^{min} = 0.0008 \times 100 \times 60 \Rightarrow A_y^{min} = 4.8cm^2 \end{array} \right.$$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.1 : Tableau de ferrailage du radier**

	$M_t(Kn.m)$	$M_a(kn.m)$	$A_{tcalc}(cm^2)$	$A_{a calc}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{t adop}(cm^2)$	$A_{aadop}(cm^2)$
Sens xx	105.95	62.32	5.40	3.1649	5.08	5T14=7.7	5T12 =5.65
Sens yy	85.15	62.32	4.33	3.1649	4.08	5T14=7.7	5T12 =5.65

✓ **Espacement des armatures :**

**Armatures // L<sub>x</sub>:**  $S_t = 20cm \leq \min(3 h, 33cm) = 33cm$  .....verifier

**Armatures // L<sub>y</sub>:**  $S_t = 20cm \leq \min(4 h, 45cm) = 45cm$ .....verifier

**VI.3.2 : Vérification :**

➤ **à l'ELU :**

✓ **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 f_{c28}; 3MPa) = 2.5MPa$$

$$V_x = \frac{p.l_x.l_y^4}{2.(l_x^4 + l_y^4)} = \frac{99.28 \times 5.3 \times 5.8^4}{2 \times (5.3^4 + 5.8^4)} = 155.01 Kn.$$

$$V_y = \frac{p.l_y.l_x^4}{2.(l_x^4 + l_y^4)} = \frac{99.28 \times 5.8 \times 5.3^4}{2 \times (5.3^4 + 5.8^4)} = 118.27 Kn.$$

$$\tau_{ux} = \frac{155.01 \times 10^{-3}}{1 \times 0.56} = 0.28 MPa < 2.5 MPa \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

$$\tau_{uy} = \frac{118.27 \times 10^{-3}}{1 \times 0.56} = 0.22 MPa < 2.5 MPa \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

➤ à l'ELS :

✓ **État limite de compression du béton :**

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

✓ **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.

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 110 \sqrt{n \times f_{tj}}\right) = 201.63 MPa$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I} \leq \bar{\sigma}_s = 201 MPa.$$

$$Q_s = \frac{N_s}{S} = \frac{2600.848}{480.0328} + (1.35 \times 25 \times 0.6) = 5.46 KN / ml$$

**Calcul des contraintes :**

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

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

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :  $\sigma_s$

**Tableau VI.2 : Vérification des contraintes**

Localisation	Sens	M <sub>ser</sub> (Kn.m)	I (cm <sup>4</sup> )	Y (cm)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	observation
Travée	xx	91.62	267182.53	10.1756	3.489	230	N vérifier
	yy	85.15	267182.53	10.1756	3.24	214.28	N vérifier
Appui	xx	53.82	219561.22	9.01827	2.21	176.42	vérifier
	yy	53.82	219561.22	9.01827	2.21	176.42	vérifier

On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée donc on augmente la section de ferrailage

Tableau VI. 3 : Vérification des contraintes

Localisation	Sens	$M_{ser}$ (Kn.m)	choix	I (cm <sup>4</sup> )	Y (cm)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
Travée	xx	91.62	6HA14=9.24	312689.89	11.0391	3.489	193.21
	yy	85.15	6HA14=9.24	312689.89	11.0391	3.24	179.56

VI.3.3 : Schéma de ferrailage du radier :

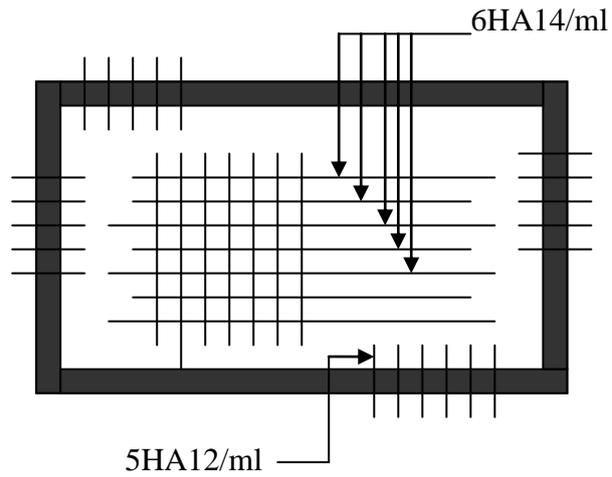


Fig VI.4: Schéma de ferrailage du radier

**VI.4 : les nervures :**

**VI.4.1 : Les sollicitations sur les nervures :**

Les sollicitations sur les nervures sont déduites en utilisant la méthode de Caquot car on a des charges modérées et la fissuration est préjudiciable.

**\* Charge triangulaire :**

$P = \frac{q_u \times l_x}{3}$  avec  $P$  charge équivalente produisant le même moment que le charge triangulaire.

**\* Charge trapézoïdale :**

$P = (1 - \frac{\rho^2}{3}) \times \frac{q_u \times l_x}{2}$  Avec  $P$  charge équivalente produisant le même moment que la charge trapézoïdale.

$$q_u = 99.28 \text{Kn/ml}$$

$$q_s = 74.31 \text{Kn/ml}$$

Calcul des sollicitations :

**Moments aux appuis :**

$$M_a = \frac{P_g \times l_g'^3 + P_d \times l_d'^3}{8.5 \times (l_g' + l_d')}$$

Avec :

Les longueurs fictives :  $l' = \begin{cases} l & \text{Si c'est une travée de rive} \\ 0.8 \times l & \text{Si c'est une travée intermédiaire} \end{cases}$

Pour l'appui de rive, on a :

$$M_a = 0.15 \times M_0 \text{ Avec } M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$$

**Moment en travée :**

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

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (1 - x)$$

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

$^2M_g$  et  $M_d$ : moments sur appuis de gauche et droite respectivement.

Sens longitudinal (x-x):

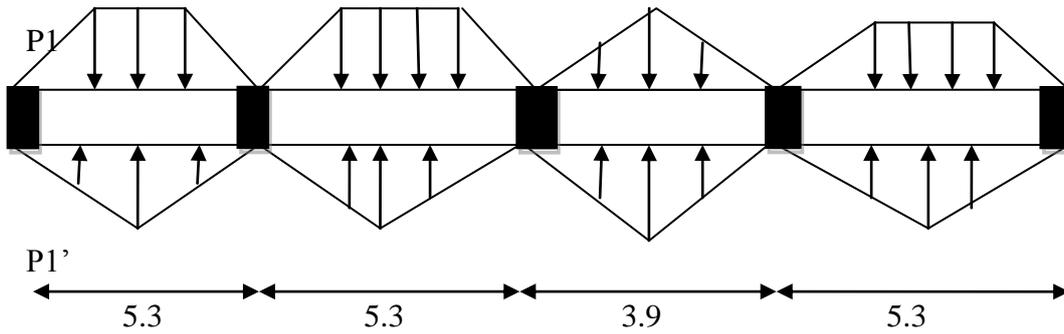


Fig VI.5 Sollicitations sur les nervures longitudinales

$$P_1 = \left(1 - \frac{\rho^2}{3}\right) \times \frac{q_u \times l_y}{2}$$

$$P_1' = \left(1 - \frac{\rho^2}{3}\right) \times \frac{q_u \times l_y}{2}$$

$$P = P_1 + P_1'$$

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.4 Sollicitations de la nervure dans le sens longitudinal

Travée	$l_x(m)$	$l'_x(m)$	$P (KN/m)$	$M_d (KN.m)$		$X (m)$	$M_t (KN.m)$
				$M_g$	$M_d$		
A-B	5.3	5.3	248.39	820.85	672.30	2.36	1099.05
B-C	5.3	4.24	230,08	672.30	405.64	2.14	872.15
C-D	3.9	3.12	258,12	405.64	376.31	1.87	578.81
D-E	5.3	5.3	206,01	376.31	435.71	2.76	733.42

Sens transversal (y-y):

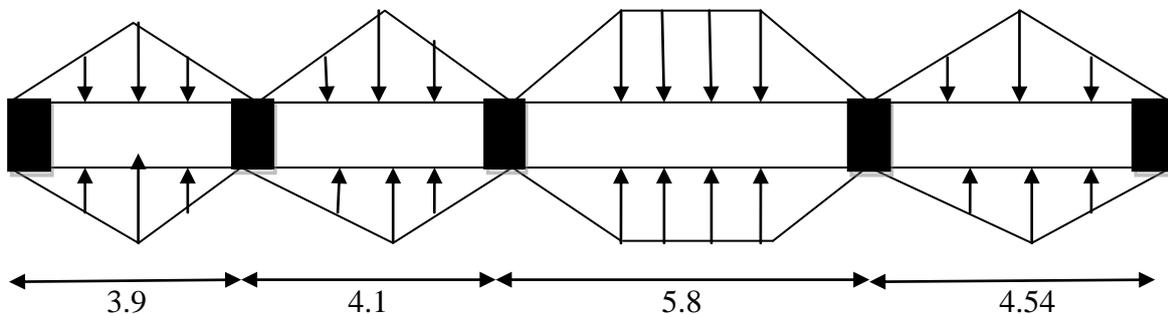


Fig VI.6 Sollicitations sur les nervures transversales

$$P_1 = \frac{q \times l_x}{3}$$

$$P_1' = \frac{q \times l_x}{3}$$

$$P = P_1 + P_1'$$

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.5** Sollicitations de la nervure dans le sens transversal

Travée	$l_y(m)$	$l'_y(m)$	$P$ (KN/m)	$M_a$ (KNm)		$X$ (m)	$M_t$ (KNm)
				$M_g$	$M_d$		
A-B	3.9	3.9	258.12	461.88	407.78	1.81	611.14
B-C	4.1	3.28	271.36	407.78	288.97	1.75	554.48
C-D	5.8	4.64	98.88	288.97	345.23	2.99	688.56
D-E	4.54	3.632	300.48	345.23	466.32	2.53	655.59

**VII.4.2 : Ferrailage :**

Le ferrailage se fera pour une section en T en flexion simple.

$$h=1m$$

$$h_0=0.6m$$

$$b_0=0.7m$$

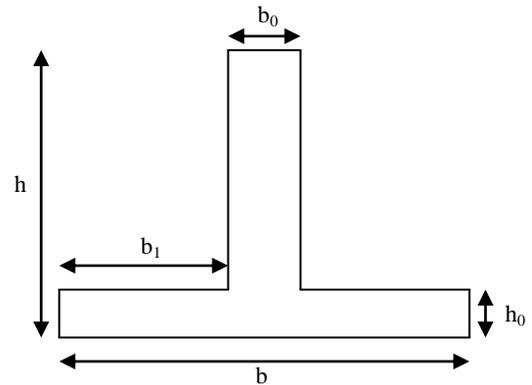
$$d=0.9m$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{5.8}{10}; \frac{5.3}{2}\right)$$

$$b_1 \leq \min(0.58; 2.65)$$

$$\text{soit : } b_1 = 0.58m$$

$$\text{Donc } b = b_1 \times 2 + b_0 = 1.86m$$



**Fig VI.7** Section à ferrailer

Les résultats du ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant

**Tableau VI.6** Résumé des résultats

	Localisation	$M_u$ (KNm)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )
X-X	Travée	1099.55	36.06	3T25+7T20=36.72
	Appui	820.85	26.74	10T20=31.40
Y-Y	Travée	688.56	22.36	5H20+5T16=25.76
	Appui	466.32	20.21	4H20+6H14=21.81

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 f_{c28}; 3 \text{MPa}) = 2.5 \text{MPa}$$

**Tableau VI.7** Vérification de l'effort tranchant

Sens	Vu (KN.m)	$\tau_{bu}$ (MPa)	Observation
Sens xx	289.39	0.172	Vérifiée
Sens yy	287.91	0.171	Vérifiée

- Vérification à 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.

$$\sigma_s = 15 * \frac{M_{ser}}{I} (d - y)$$

La fissuration est considéré nuisible

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(2 * \frac{f_e}{3}, 110 \sqrt{\eta * f_{t28}}\right) = 201.63 \text{ MPa}$$

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

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b \times y^3}{3} - (b - b_0) \times \left(\frac{y - h_0}{3}\right)^3 + 15A \times (d - y)^2$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.8** Résumé des résultats

Sens	Loc	M (KN.m)	A (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	observation
X-X	Travée	822.64	37.70	30.54	5.10×10 <sup>6</sup>	4.82	155.82	vérifier
	Appuis	614.41	28.02	29.56	4.49×10 <sup>6</sup>	4.04	134.27	vérifier
Y-Y	Travée	515.47	24.13	29.15	4.24×10 <sup>6</sup>	3.54	120.07	vérifier
	Appuis	349.02	22.24	28.95	4.11×10 <sup>6</sup>	2.45	83.98	vérifier

➤ **Armatures transversales :**

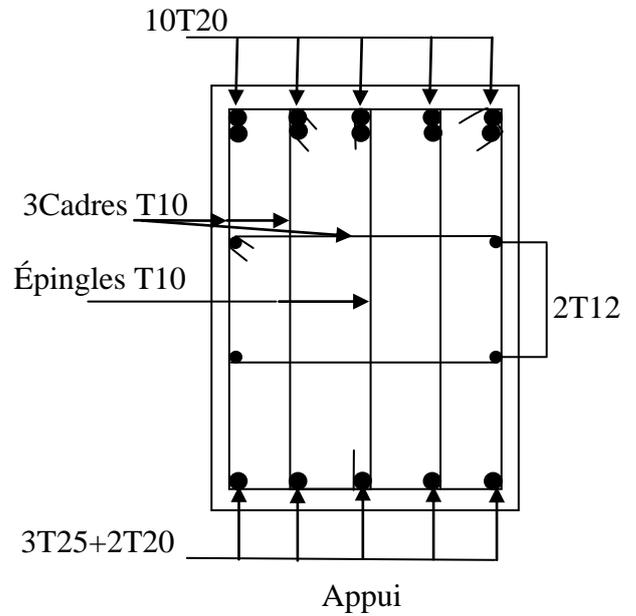
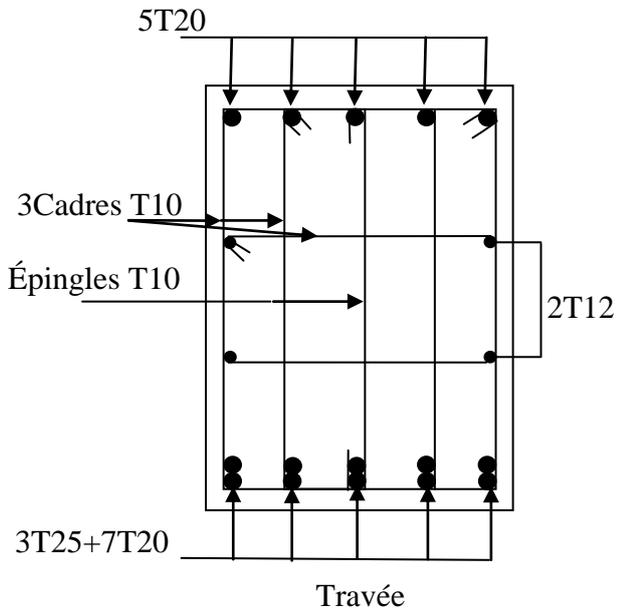
$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) = \min(28.5; 70; 25) = 25 \text{ mm} \text{ soit } \phi_t = 10 \text{ mm}$$

➤ Espacement des aciers transversaux :

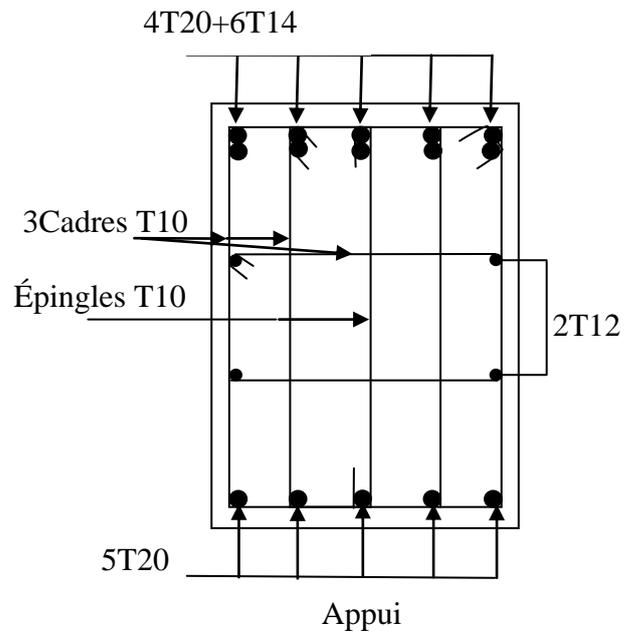
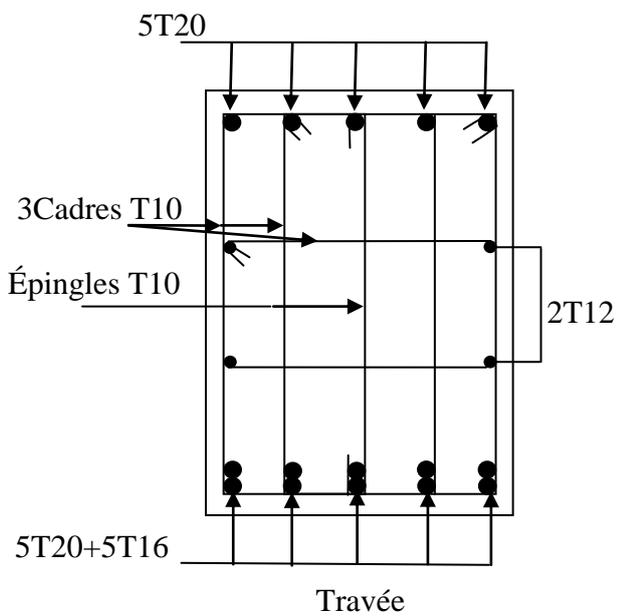
soit  $S_t = 10cm$ .

VI.4.3 : Schéma de ferrailage :

Sens X-X



Sens Y-Y



**VI.5 Voile périphérique :****VI.5.1 introduction :**

Afin de donner plus de rigidité à la partie enterrée de la construction (sous-sol) et une capacité de reprendre les efforts de poussées des terres, il est nécessaire de prévoir un voile périphérique en béton armé entre semelle inférieure et chaînage supérieur, il est armé d'un double quadrillage d'armature. Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Epaisseur minimale  $e_p \geq 15$  cm. On prend  $e_p = 20$  cm
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,1% dans les deux sens
- Le voile est considéré comme une dalle appuyée sur deux cotés encastrée en pied et articulé en tête.
- Les armatures de ce voile ne doivent pas réduire (diminuer) sa rigidité d'une manière importantes.

**VI.5.2 Caractéristiques des voiles :**

- Hauteur  $h = 3.4$  m.
- Epaisseur  $e = 20$  cm.
- Largeur  $L = 5.8$  m

**VI.5.3 Caractéristiques du sol :**

- Poids spécifique :  $\gamma = 19 \text{KN/m}^3$ .
- Angle de frottement :  $\varphi = 25^\circ$ .
- La cohésion :  $c = 50 \text{KN/m}^2$

**VI.5.4 Méthode de calcul :**

Le voile périphérique est considéré comme un ensemble de panneau dalle encastré en chaque côté, Le calcul se fait selon une bande de 1m de largeur.

$q$  : Surcharge d'exploitation  $q = 10 \text{ KN/ml}$

$\gamma$  : Poids spécifique du sol  $\gamma = 19 \text{ KN/m}^3$

$\varphi$  : Angle de frottement interne du sous-sol  $\varphi = 25^\circ$

$K_a$  : Coefficient de poussée des terres  $K_a = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{25}{2}\right) = 0.40$

$\delta$  : Angle de frottement sol structure on prend  $\delta = 0$

➤ Sollicitations :

a. Poussée des terres :

$$p_1 = K_a \gamma \cdot h = \gamma \cdot h \cdot \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 3.4 * 19 * \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{25}{2}\right) = 25.84 \text{ KN} / \text{m}^2.$$

b. Charge due à la surcharge :

$$P2 = q * \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$P2 = 4 \text{ KN/ml}$$

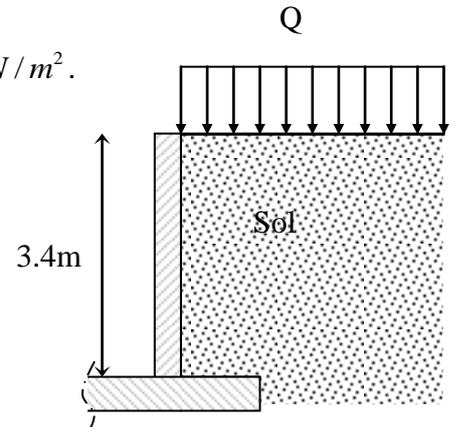


Fig VI.9 : Voile périphérique

VI.5.5 Ferrailage :

➤ Calcul à l'ELU :

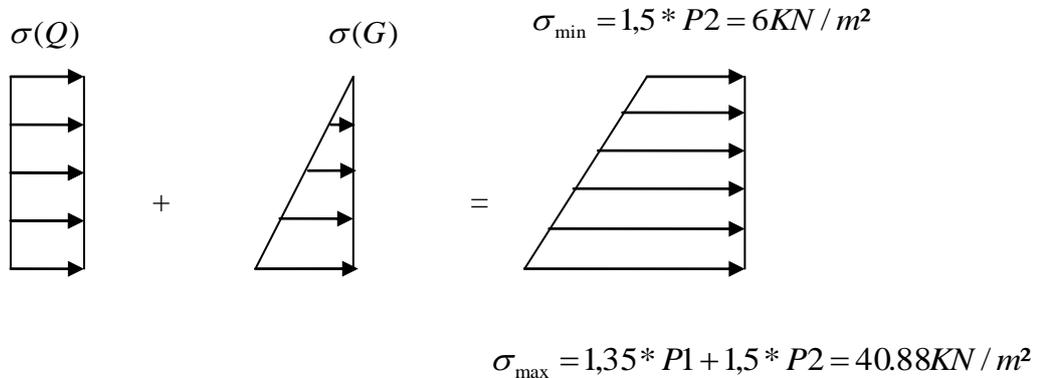


Fig VI.10 :répartition des contraintes sur le voile

Pour le ferrailage de mur on prend le panneau le plus défavorable.

Le voile périphériques se calcule comme un panneau de dalle sur quatre appuis, uniformément chargé d'une contrainte moyenne tel que :

$$\left\{ \begin{array}{l} l_x = 3.4\text{m.} \\ l_y = 5.8\text{m.} \\ b = 1\text{m.} \\ h = 20\text{cm.} \\ e_p = 20\text{cm.} \end{array} \right.$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 * \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 32.16 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_u = \sigma_{\text{moy}} * 1\text{ml} = 32.16 \text{ KN} / \text{ml}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.58 > 0.4 \text{ Le panneau travail dans les deux sens.}$$

$$M_{0x} = \mu_x * L_x^2 * q_u \Rightarrow$$

$$M_{0y} = M_{0x} * \mu_y$$

$$\alpha = 0.91 \Rightarrow ELU : \begin{cases} \mu_x = 0.0851 \\ \mu_y = 0.2703 \end{cases} \quad \text{Annexe 2}$$

**Moments retenues**

$$M_{0x} = 31.63KN * m$$

$$M_{0y} = 8.54KN * m$$

$$M_{ty} = 0.85 * M_{0y} = 7.25KN * m$$

$$M_{tx} = 0.85 * M_{0x} = 26.88KN * m$$

$$M_{ap} = 0.5 * M_{0x} = 15.81KN * m$$

Le ferrailage se fait pour une section  $b \times h = (1 \times 0,20) m^2$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

Avec  $A_{min} = 0.1\% b * h \dots\dots[3]$ .

**Tableau VI.9** Ferrailage du voile périphérique

	Sens	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	A(cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )
travée	XX	26.88	0.065	1.165	0.090	8.56	2	8T12=9.05
	YY	7.25	0.017	1.228	0.090	2.31	2	5T12=5.65
Appui		15.81	0.038	1.20	0.090	5.04	2	5T12=5.65

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

On doit vérifier que  $\tau_u = \frac{V}{b * d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 * f_{c28} ; 3MPa) = 2.5 MPa$  , fissuration nuisible.

On a  $V_u = \frac{q_u * L}{2} = \frac{32.16 * 5.8}{2} = 93.26 KN$

$\tau_u = 0.548 MPa < \bar{\tau} \dots\dots$ condition vérifiée

**a) A l'ELS :**

$$\sigma_{min} = 1 * P2 = 4 KN / m^2$$

$$\sigma_{max} = 1 * P1 = 25.84 KN / m^2$$

$$q_s = \sigma_{min} + \sigma_{max} = 29.84 KN / m^2$$

$$ELS \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0897 \\ \mu_y = 0.4462 \end{cases}$$

$$M_{0x} = 30.94 \text{ KN.m}$$

$$M_{\dot{a}y} = 13.80 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 26.29 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 11.73 \text{ KN.m}$$

$$M_{ap} = 15.47 \text{ KN.m}$$

**b) Vérification des contraintes :**

✓ **Contraintes dans le béton**

$$y = 5.57 \text{ cm}$$

$$I = 17769.20 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * y = 8.24 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La contrainte dans le béton est vérifiée .}$$

✓ **Contraintes dans l'acier :**

$$\sigma_s = 15 * \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 253.664 \text{ MPa}$$

*La fissuration est considérée nuisible*

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(2 * \frac{f_e}{3}, 110 \sqrt{\eta * f_{t28}}\right) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s > \overline{\sigma}_s \rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

Donc on recalcule les armatures à l'ELS

$$\beta = \frac{M_{ser}}{b * d^2 * \overline{\sigma}_s} = \frac{26.29 * 10^{-3}}{1 * 0.17^2 * 201.63} = 4.51 * 10^{-3}$$

$$\alpha = \sqrt{90 * \beta * \frac{1 - \alpha}{3 - \alpha}}$$

On résout cette équation par itération.

$$\text{Soit } \alpha_0 = 0.1 \rightarrow \alpha_1 = 0.3549 \rightarrow \alpha_2 = 0.3146 \rightarrow \alpha_3 = 0.3218 \rightarrow \alpha_4 = 0.3206$$

$$\alpha = 0.3208 \rightarrow \alpha_1 = 0.3207 \rightarrow \alpha_1 = 0.3207$$

Donc  $\alpha = 0.3549$

$$A = \frac{M_{ser}}{d \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \overline{\sigma}_s} = \frac{26.29 * 10^{-3}}{0.17 * \left(1 - \frac{0.3207}{3}\right) * 201.63} = 8.58 * 10^{-4} \text{ m}^2$$

On choisit : 8T12 = 9.05 cm<sup>2</sup> /ml

VI.5.6 Schéma de ferrailage du voile périphérique :

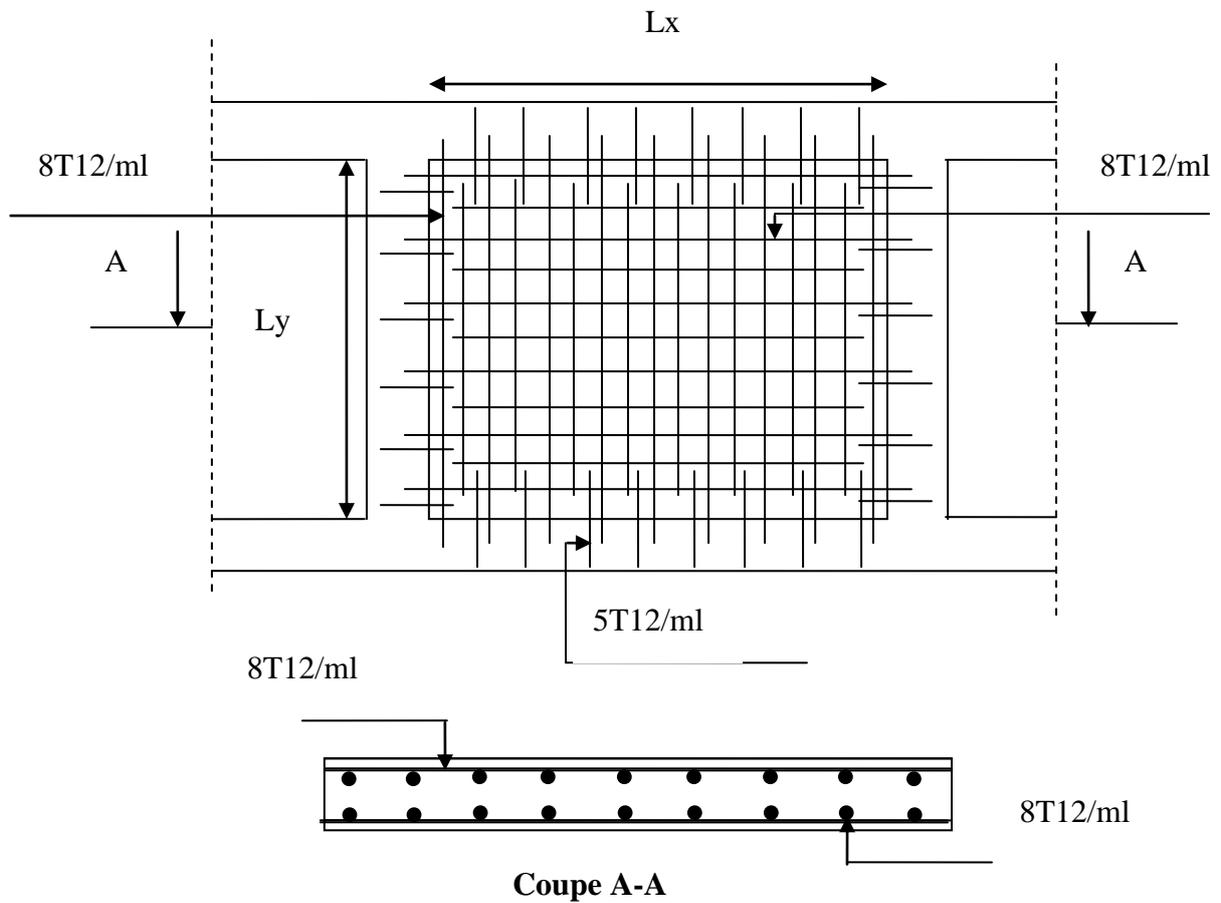


Fig VI.11 : Schéma de ferrailage de voile périphérique

## *Conclusion*

L'étude de ce projet nous a permis, d'une part d'acquérir de nouvelles connaissances concernant le domaine du bâtiment et d'approfondir nos connaissances déjà acquises durant notre cursus sur la réglementation en vigueur.

Au terme de ce travail nous avons conclu ce qui suit :

- ✓ Le dimensionnement est lié directement à l'étude dynamique de la structure car après modélisation et des différentes vérifications telles que l'interaction, ainsi que la vérification de l'effort normal réduit conduit à une augmentation adéquate des sections des poteaux. Cette vérification ne doit donc pas être négligée.
- ✓ Une bonne disposition peut réduire considérablement les effets des modes des torsions induisons des efforts supplémentaires, et améliore le comportement de la structure durant un séisme.
- ✓ La condition effet P-delta (l'effet de second ordre) contribue à la vérification la stabilité globale vis-à-vis des déplacements horizontaux.
- ✓ La satisfaction des conditions de vérification des moments résistants en zone nodale, permet de situer le risque de formation des rotules plastiques dans les poutres non dans les poteaux (vérifier la condition poteau fort et poutres faible).
- ✓ Dans l'étude de l'infrastructure on a opté pour un radier général, ceci est du au chevauchement des semelles isolée, et filantes entre elles.

Ce travaille nous a permis d'acquérir des nouvelles connaissances sur les méthodes de calcul et d'études des structures ; ainsi que l'importance de l'outil informatique (**SAP2000, SOCOTEC, CALCULE DES VOILE.....**).

Enfin, notre souhait est de voir notre travail servir pour les futures promotions.

## ***Bibliographie***

- [1] **DTR BC 2.2** : Charges permanentes et surcharges d'exploitation ;  
Edition : O.P.U, Année 1989.
- [2] **DTR BC 2.33.1** : Règles de calcul des fondations superficielles,  
Edition : O.P.U, Année 1992.
- [3] **DTR BC-2.48** : Règles Parasismiques Algériennes (RPA99/VERSION 2003)  
Edition : O.P.U, 2eme trimestre 2004.
- [4] **DTR BC 2.41** : Code du béton armé (CBA93).  
Edition : O.P.U/CGS, Année 1994.
- [5] **M .BELAZOUGUI** : Calcul des ouvrages en béton armé.
- [6] **Règles B.A.E.L modifiée 99** : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.  
Edition EYROLLES, Année : 2002
- [7] **Autres documents consultés** :
- Mémoires de fin d'étude
  - Cahiers de cours béton du cursus

# Annexe 1

Tableau des Armatures  
(en  $\text{Cm}^2$ )

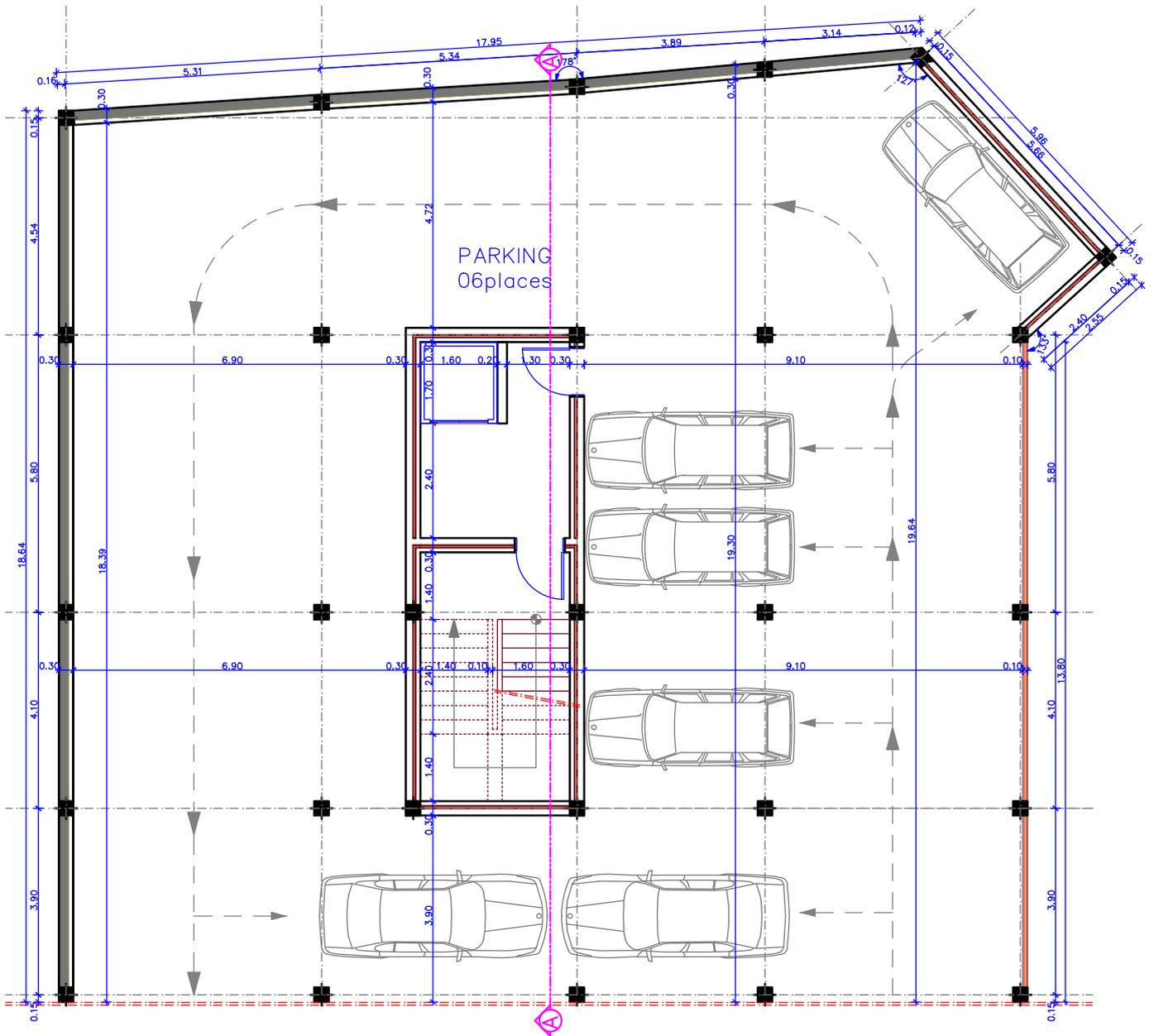
$\emptyset$	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	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	80.09	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	150.80
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	188.50
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	226.20
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 2

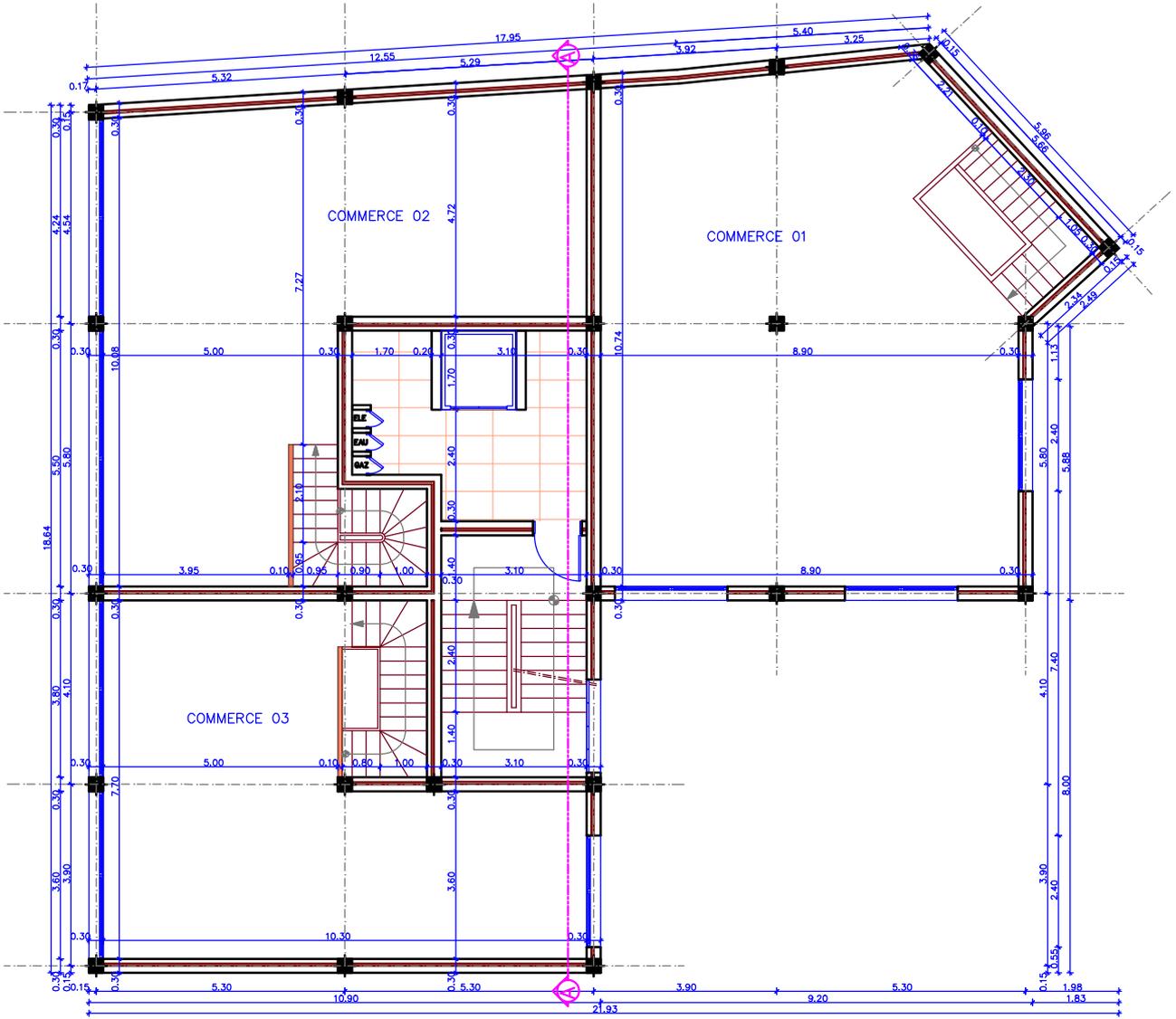
### Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0956	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.4065	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000



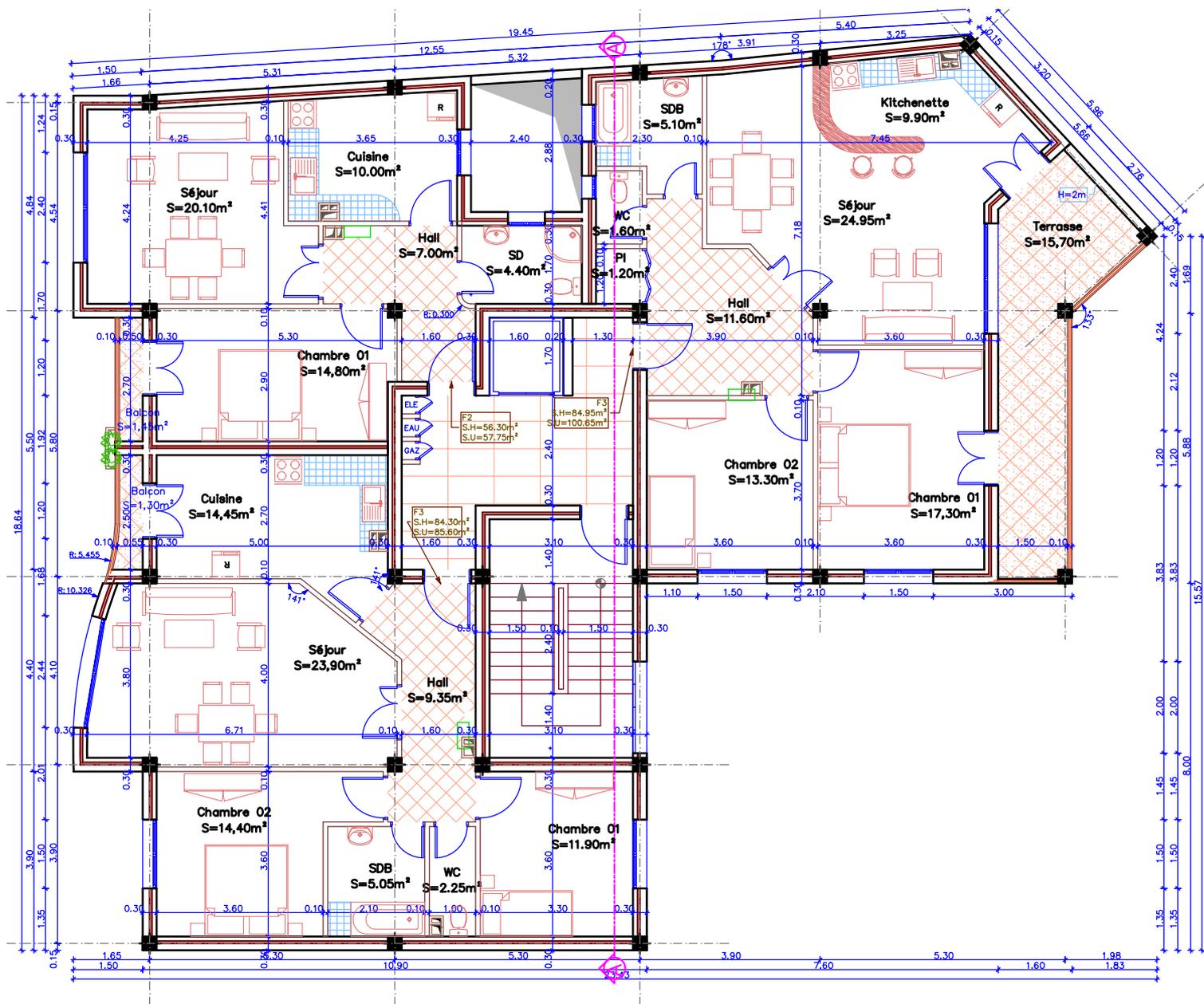


Vue en Plan Sous-sol 01,02&03|oc A

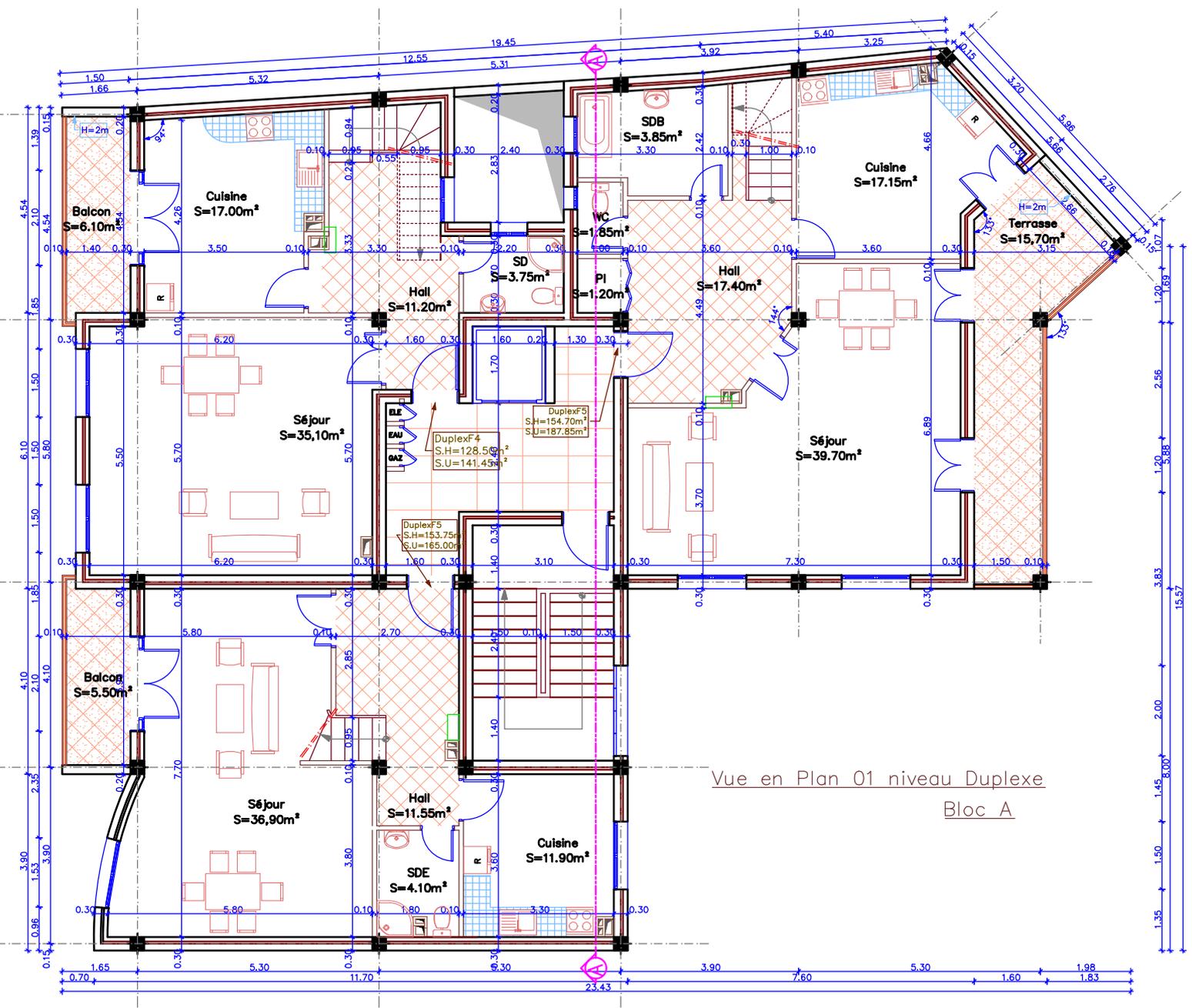


Vue en Plan Soupente  
Bloc A

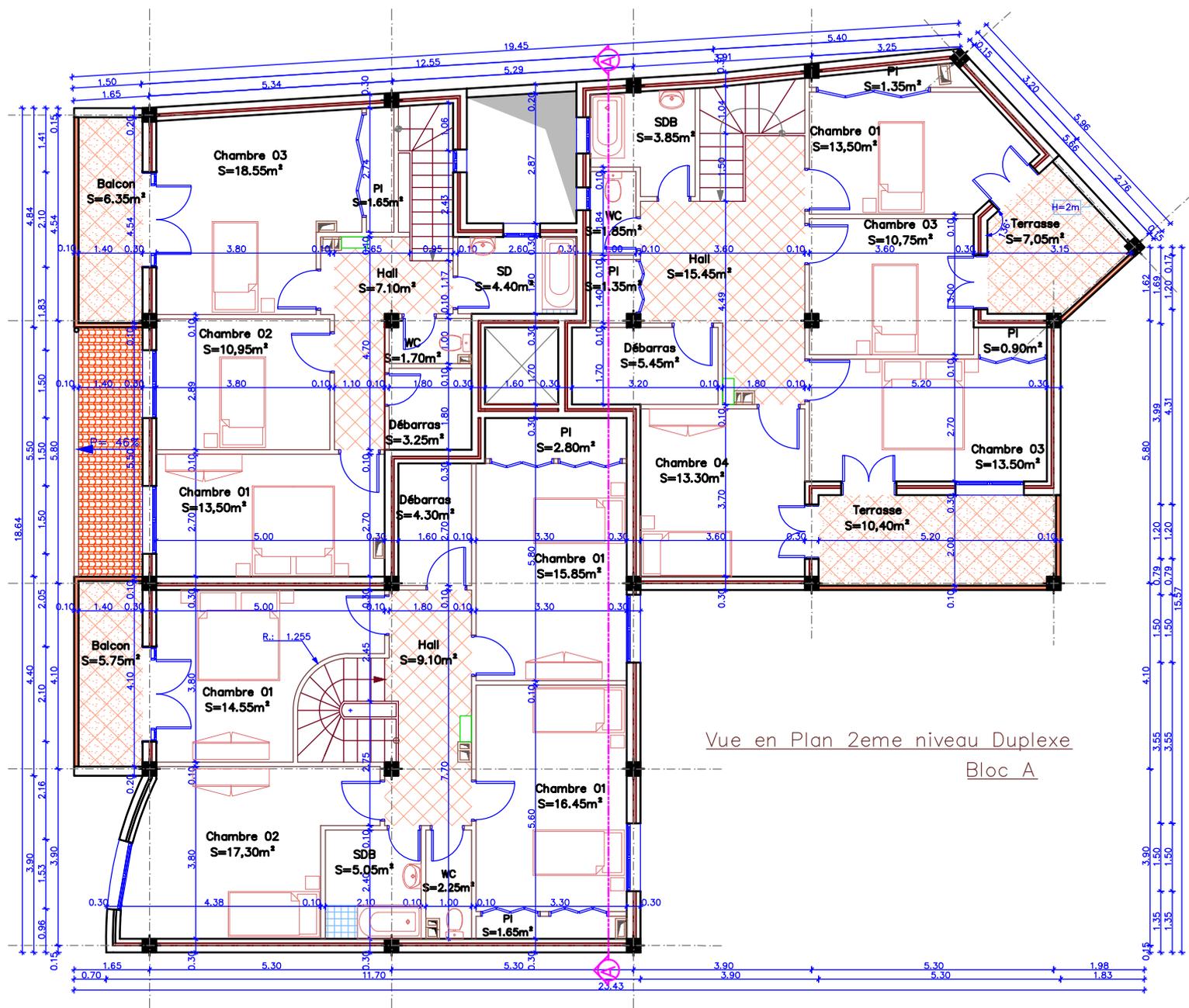




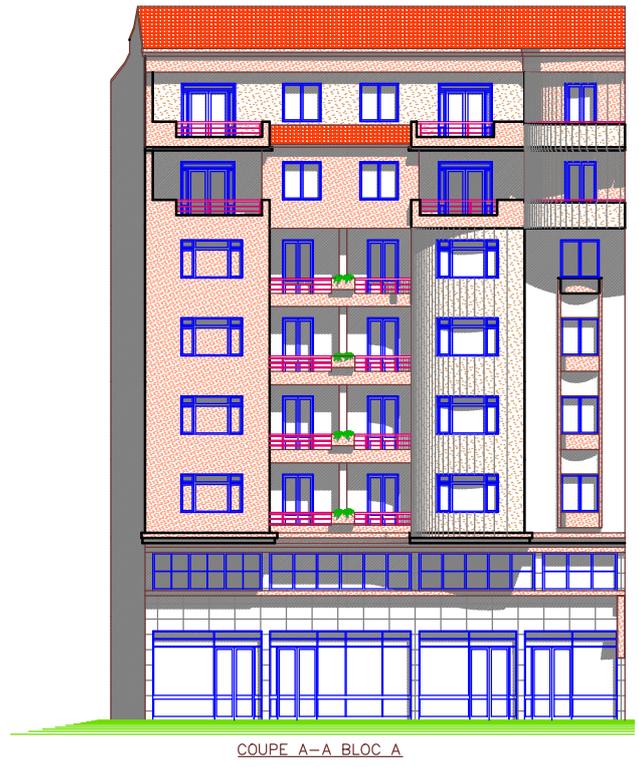
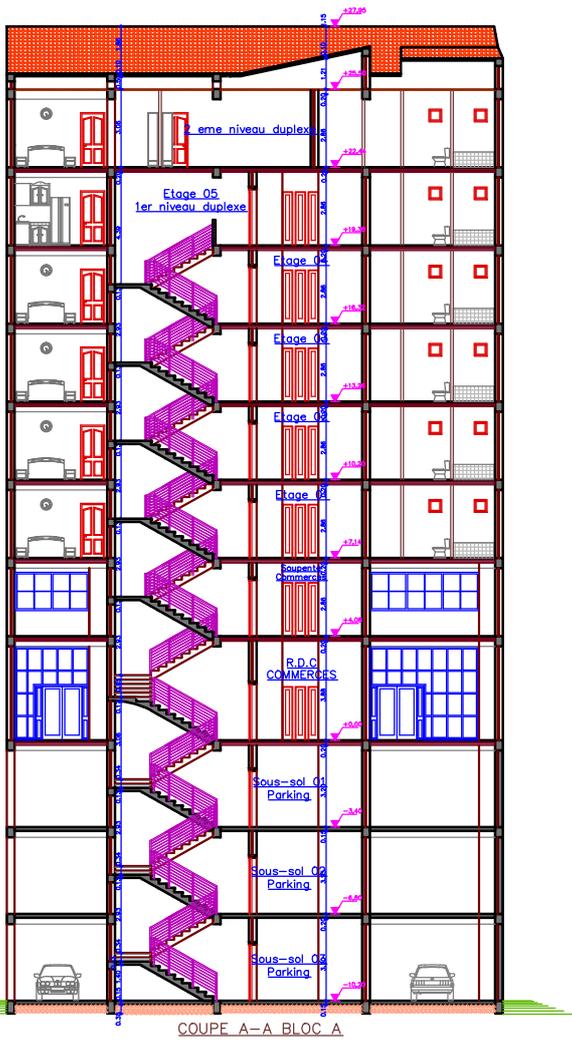
Vue en Plan Etage courant 01,02,03 et 04  
Bloc A

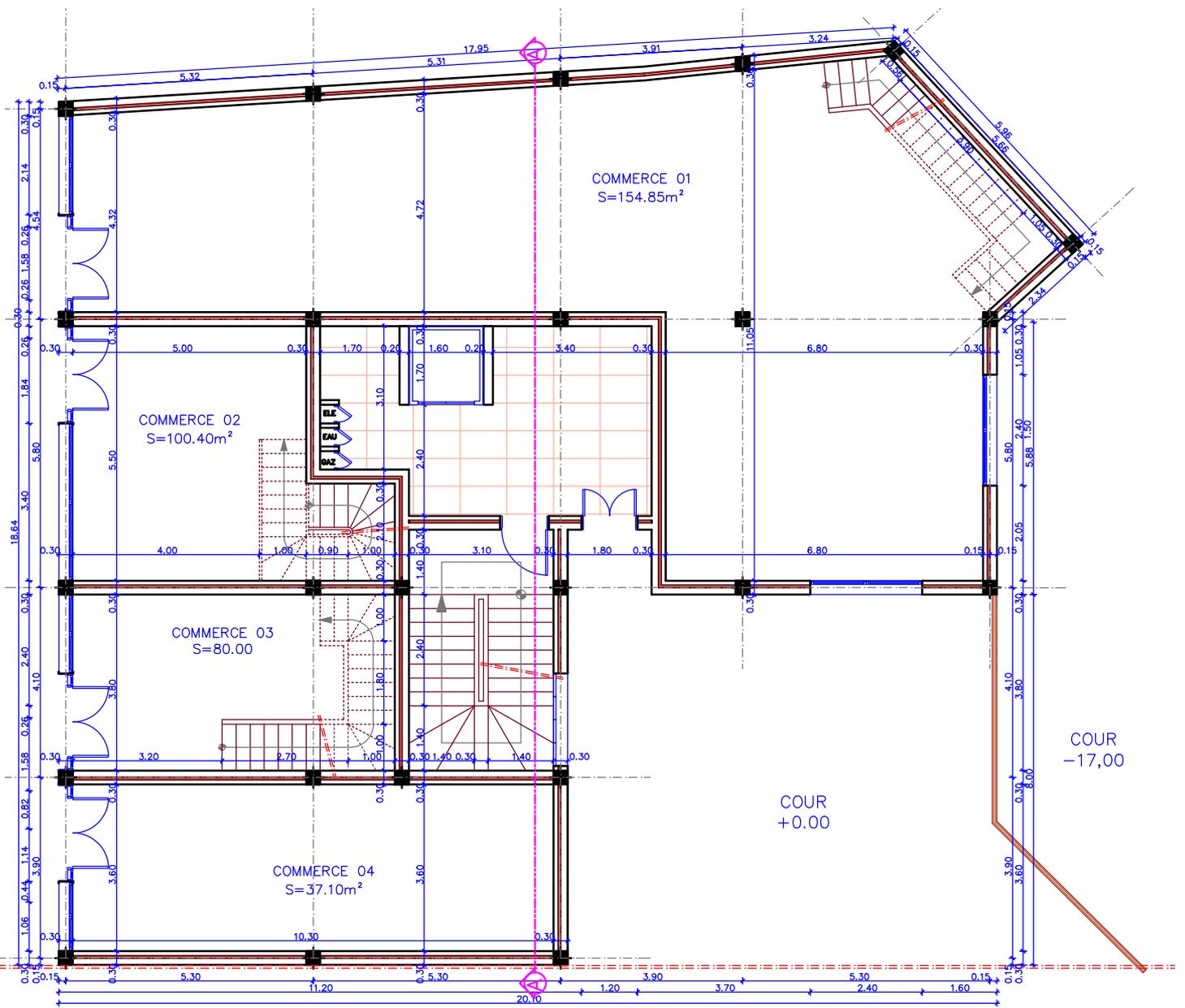


Vue en Plan 01 niveau Duplexe  
Bloc A



Vue en Plan 2eme niveau Duplexe  
Bloc A





Vue en Plan R.D.C

Bloc A