

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

# Mémoire de fin d'études

## Mémoire de fin d'études

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

### Thème :

**Etude d'un bâtiment (R+8) à usage multiple (habitation et commerces)  
contreventé par un système mixte  
(Voiles – Portiques)**

#### Réalisé par :

**M<sup>r</sup> :BALIT LOTFI**

**M<sup>r</sup> :LOUBAR KARIM**

#### Encadreur :

**M<sup>r</sup> : BOUKELLOUDA**

#### Jury:

**M<sup>r</sup> : BOUROUBA**

**M<sup>r</sup> : OURABAH**

**Promotion 2014-2015**

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

*A Mr A. BOUKELLOUDA : notre promoteur, pour avoir accepté de  
nous guider sur le bon chemin du travail.*

*Aux membres de jury : pour avoir accepté de juger notre travail.*

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

*KARIM & LOTFI*

# *Dédicaces*

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

*Je dédie ce mémoire :*

*A ma très chère mère et à mon cher père lah yerhimou, qui ont toujours été là pour moi, et qui m'ont donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance.*

*A mes chers frères Mustapha et nouredine lah yerhemhoum*

*A mes tantes et à mes oncles.*

*A chaque cousins et cousines.*

*A mes meilleurs amis et à tous ceux qui me sont chère.*

*Loubar Karim*

# *Dédicaces*

*Je dédie ce travail*

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

*À ma chère grand-mère.*

*À mes chers frères makhelouf et abdelalim.*

*À toute ma famille sans exception.*

*À tous mes amis sur tout sofiane youcef khouja qui ma aidé de faire ce travaille.*

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

*LOTFI BALIT*



# SOMMAIRE

## **Introduction générale**

## **Chapitre I : Généralités**

<b>I.1.</b> Présentation du projet.....	2
<b>I.2.</b> Règlements et normes utilisés.....	3
<b>I.3.</b> Les états limites : (BAEL91).....	3
<b>I.4.</b> les actions .....	4
<b>I.5.</b> Caractéristiques des matériaux.....	6

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

<b>II.1.</b> Introduction.....	10
<b>II.2.</b> Pré dimensionnement des éléments secondaires.....	10
<b>II.3.</b> Pré dimensionnement des éléments structuraux.....	20
<b>II.4.</b> Evaluation des charges et surcharges.....	22
<b>II.5.</b> Descente de charge.....	24
<b>II.6.</b> Conclusion.....	34

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

<b>III.1.</b> Introduction.....	36
<b>III.2.</b> Calculs des planchers .....	36
<b>III.3.</b> Plancher à dalle pleine.....	83
<b>III.4.</b> Etude de l'ascenseur.....	94
<b>III.5.</b> Etude des escaliers .....	99
<b>III.6.</b> Etude de l'acrotère .....	113
<b>III.7.</b> Calcul des poutres de chainages.....	120

## **Chapitre IV : Etude au séisme**

<b>IV.1.</b> Introduction.....	127
<b>IV.2.</b> Objectifs et exigences.....	127
<b>IV.3.</b> Méthode de calcul.....	127
<b>IV.4.</b> Exigences du RPA99/2003 pour les systèmes mixtes .....	131
<b>IV.5.</b> Modalisation et résultats.....	132
<b>IV.6.</b> Conclusion.....	138

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

<b>V.1.</b> Etude des poutres.....	113
<b>V.2 .</b> Etude des poteaux.....	123
<b>V.3.</b> Etude des voiles.....	135

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

<b>VI .1.</b> Introduction.....	145
<b>VI.2.</b> Choix du type des fondations.....	145
<b>VI .3.</b> Combinaisons d'actions à considérer.....	145
<b>VI .4.</b> Etude des fondations .....	145
<b>VI.5.</b> Voile périphérique .....	161
<b>Conclusion</b> .....	167

## **Bibliographie**

## **Annexes**

# LISTE DES FIGURES

<b>Fig.II.1.</b> Disposition des poutrelles.....	<b>10</b>
<b>Fig.II.2.</b> Schéma d'une poutrelle.....	<b>10</b>
<b>Fig.II.3.</b> Plancher à corps creux .....	<b>11</b>
<b>Fig.II.4.</b> dalle sur deux appuis.....	<b>13</b>
<b>Fig.II.5.</b> dalle sur trois appuis.....	<b>13</b>
<b>Fig.II.6.</b> dalle sur trois appuis.....	<b>13</b>
<b>Fig.II.7.</b> dalle sur quatre appuis.....	<b>13</b>
<b>Fig.II.8.</b> L'acrotère.....	<b>14</b>
<b>Fig.II.9.</b> Détail d'un escalier.....	<b>15</b>
<b>Fig.II.10.</b> escalier a deux volées.....	<b>15</b>
<b>Fig. II.11.</b> escalier a trois volées.....	<b>16</b>
<b>Fig. II.12.</b> Schéma de l'escalier.....	<b>16</b>
<b>Fig. II.13.</b> Schéma de l'escalier.....	<b>17</b>
<b>Fig. II.14.</b> Schéma statique de la 1 <sup>ère</sup> et la 3 <sup>ème</sup> volée.....	<b>18</b>
<b>Fig. II.15.</b> Schéma statique de la 2 <sup>ème</sup> volée.....	<b>19</b>
<b>Fig. II.16.</b> Schéma statique de l'ascenseur.....	<b>19</b>
<b>FIG.II.17.</b> Coupe vertical d'un voile.....	<b>22</b>
<b>Fig. II.18.</b> repérage des poteaux p1etp2.....	<b>25</b>
<b>Fig. II.19.</b> surface afférente (étages courants et T. accessible).....	<b>25</b>
<b>Fig. II.20.</b> Schéma statique de la décente de charge.....	<b>27</b>
<b>Fig. II.21.</b> surface afférente (étages courants et T. accessible).....	<b>29</b>
<b>Fig. II.22.</b> Section brute (B <sub>r</sub> ).....	<b>32</b>
<b>Fig.III.1.</b> Schéma d'une Poutre.....	<b>36</b>
<b>Fig.III.2.</b> moment sur une poutre de deux travées.....	<b>37</b>
<b>Fig.III.3.</b> moment sur poutre plus de deux travées.....	<b>37</b>
<b>Fig.III.4.</b> Effort tranchant sur une poutre à deux travées.....	<b>37</b>
<b>Fig.III.5.</b> Effort tranchant d'une poutre à plus deux travées.....	<b>37</b>
<b>Fig.III.6.</b> Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	<b>82</b>
<b>Fig.III.7.</b> Schéma statique de dalle de 1 <sup>ère</sup> type.....	<b>84</b>
<b>Fig.III.8.</b> Schéma statique de dalle de 1 <sup>ère</sup> type.....	<b>84</b>
<b>Fig.III.9.</b> schéma statique de la dalle (type1).....	<b>84</b>
<b>Fig.III.10.</b> schéma de ferrailage de la dalle pleine type1.....	<b>87</b>
<b>Fig.III.11.</b> Schéma statique de dalle de 2 <sup>ème</sup> type.....	<b>87</b>
<b>Fig.III.12.</b> Section de la dalle pleine.....	<b>87</b>
<b>Fig.III.13.</b> Schéma de ferrailage de dalle type2.....	<b>88</b>
<b>Fig.III.14.</b> Schéma statique de dalle de 3 <sup>ème</sup> type.....	<b>89</b>
<b>Fig.III.15.</b> schéma statique de la dalle (type3).....	<b>89</b>
<b>Fig.III.16.</b> schéma de ferrailage de la dalle.....	<b>91</b>
<b>Fig.III.17.</b> schéma de ferrailage de dalle type 4.....	<b>94</b>
<b>Fig.III.18.</b> Schéma statique et concept d'ascenseur.....	<b>95</b>
<b>Fig.III.19.</b> cage d'ascenseur.....	<b>95</b>
<b>Fig.III.20.</b> Schéma de ferrailage de la dalle du local des machines.....	<b>99</b>
<b>Fig.III.21.</b> Schéma statique de la 1 <sup>ere</sup> et 3 <sup>eme</sup> partie.....	<b>100</b>
<b>Fig.III.22.</b> Section a calculée.....	<b>101</b>
<b>Fig.III.23.</b> Schéma statique de partie 2.....	<b>105</b>

# LISTE DES FIGURES

<b>Fig.III.24.</b> Charges revenantes à la poutre brisée.....	<b>108</b>
<b>Fig.III.25.</b> Section considérée dans le calcul à la torsion.....	<b>111</b>
<b>Fig.III.26.</b> Schéma de ferrailage de la poutre brisée.....	<b>113</b>
<b>Fig.III.27.</b> Schémas de ferrailage des volées I et III.....	<b>113</b>
<b>Fig.III.28.</b> Schéma de ferrailage de la 2emevolée.....	<b>114</b>
<b>Fig.III.29.</b> Vue en plan d'un acrotère.....	<b>114</b>
<b>Fig.III.30.</b> Descente de charge.....	<b>115</b>
<b>Fig.III.31.</b> Section à ferrailer.....	<b>116</b>
<b>Fig.III.32.</b> Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	<b>120</b>
<b>Fig.III.31.</b> Schéma de ferrailage de la poutre de chainage.....	<b>125</b>
<b>Fig.IV.1.</b> Disposition des voiles.....	<b>132</b>
<b>Fig.IV.2.</b> 1 <sup>er</sup> mode (translation suivant X).....	<b>133</b>
<b>Fig.IV.3.</b> 2 <sup>ème</sup> mode (translation suivant Y).....	<b>134</b>
<b>Fig.IV.4.</b> 3 <sup>ème</sup> mode (torsion autour de Z).....	<b>134</b>
<b>Fig.V.1.</b> Disposition constructives des portiques.....	
<b>Fig.V.2.</b> Schéma de ferrailage des poutres principales et secondaire.....	
<b>Fig.V.3 :</b> schéma de la zone nodale.....	
<b>Fig.V.4.</b> Schéma de ferrailage de voile ( $V_{x1}$ ).....	
<b>Fig.VI.1.</b> Schéma de rupture de dalle de radier.....	
<b>Fig.VI.3.</b> Schéma statique du débord.....	
<b>Fig.VI.4.</b> Schéma de ferrailage du débord.....	
<b>Fig.VI.5.</b> Section à ferrailer.....	
<b>Fig.VI.6.</b> Répartition des contraintes sur le voile.....	
<b>Fig.VI.7.</b> Schéma de ferrailage de voile périphérique.....	

# Liste des tableaux

<b>Tableau I.1.</b> $f_e$ en fonction du type d'acier.....	<b>9</b>
<b>Tableau I.2.</b> Caractéristique mécanique des matériaux à utiliser.....	<b>9</b>
<b>Tableau II.1.</b> Évaluation des charges de l'acrotère.....	<b>14</b>
<b>Tableau II.2.</b> évaluation des charges de l'ascenseur.....	<b>20</b>
<b>Tableau II.3.</b> évaluation des charges du plancher terrasse inaccessible .....	<b>22</b>
<b>Tableau II.4.</b> évaluation des charges et surcharge de la terrasse accessible.....	<b>22</b>
<b>Tableau II.5.</b> évaluation des charge et surcharge de plancher étage courant.....	<b>22</b>
<b>Tableau II.6.</b> évaluation des charges et surcharge de la dalle pleine.....	<b>23</b>
<b>Tableau II.7.</b> Évaluation des charges et surcharge du palier.....	<b>23</b>
<b>Tableau II.8.</b> Évaluation des charges et surcharge de la volée.....	<b>23</b>
<b>Tableau II.9.</b> Récapitulatif des charges sur les volées.....	<b>24</b>
<b>Tableau II.10.</b> Évaluation des charges et surcharge des murs extérieurs.....	<b>24</b>
<b>Tableau II.11.</b> sections préalables des poteaux.....	<b>25</b>
<b>Tableau II.12.</b> poids propre des poteaux.....	<b>26</b>
<b>Tableau II.13.</b> poids des éléments.....	<b>26</b>
<b>Tableau II.14.</b> Descente de charges pour le poteau P1.....	<b>27</b>
<b>Tableau II.15.</b> poids des éléments.....	<b>29</b>
<b>Tableau II.16.</b> Décence de charge pour le poteau P2.....	<b>30</b>
<b>Tableau II.17.</b> Efforts normaux dans les deux poteaux.....	<b>31</b>
<b>Tableau II.18.</b> Vérification des poteaux la compression simple.....	<b>32</b>
<b>Tableau II.19.</b> Vérification des poteaux au flambement.....	<b>33</b>
<b>Tableau II.20.</b> Caractéristiques des éléments structuraux.....	<b>34</b>
<b>Tableau III.1.</b> Différents types de poutrelles.....	<b>38</b>
<b>Tableau III.2.</b> Chargement des poutrelles.....	<b>39</b>
<b>Tableau III.3.</b> Sollicitations des poutrelles du plancher d'étage courant.....	<b>45</b>
<b>Tableau III.4.</b> Sollicitations des poutrelles du plancher RDC.....	<b>46</b>
<b>Tableau III.5.</b> Sollicitations des poutrelles du plancher d'étage courant.....	<b>46</b>
<b>Tableau III.6.</b> Tableau du ferrailage des poutrelles.....	<b>47</b>
<b>Tableau III.7.</b> Tableau du ferrailage des poutrelles.....	<b>81</b>
<b>Tableau III.8.</b> Ferrailage de différents types de poutrelles.....	<b>82</b>
<b>Tableau III.9.</b> Calcul des armatures principales pour la dalle.....	<b>85</b>
<b>Tableau III.10.</b> Calcul du ferrailage de la dalle type 2 .....	<b>87</b>
<b>Tableau III.11.</b> vérification des contraintes.....	<b>88</b>
<b>Tableau III.12.</b> Calcul des armatures principales pour la dalle.....	<b>90</b>
<b>Tableau III.13.</b> Ferrailage de dalle sur 2 appuis.....	<b>93</b>
<b>Tableau III.14.</b> Ferrailage de la dalle local des machines.....	<b>97</b>
<b>Tableau III.15.</b> Vérification des contraintes.....	<b>99</b>
<b>Tableau III.16.</b> Caractéristiques de la 1ere et 3eme volée.....	<b>101</b>
<b>Tableau III.17.</b> Sollicitation à l'ELU et l'ELS.....	<b>101</b>
<b>Tableau III.18.</b> Ferrailage de la 1ere et 3ème partie.....	<b>102</b>
<b>Tableau III.19.</b> Vérification des contraintes de compression dans le béton.....	<b>104</b>
<b>Tableau III.20.</b> Calcul de la flèche.....	<b>104</b>
<b>Tableau III.21.</b> Caractéristiques de la 2eme volée.....	<b>105</b>
<b>Tableau.III.22.</b> Ferrailage de la 2eme partie.....	<b>106</b>
<b>Tableau III.23.</b> Vérification à L'ELU.....	<b>107</b>
<b>Tableau III.24.</b> Vérification des contraintes de compression dans le béton.....	<b>107</b>
<b>Tableau III.25.</b> Charges transmises par les volées.....	<b>109</b>
<b>Tableau III.26.</b> Sollicitation à l'ELU et l'ELS.....	<b>110</b>
<b>Tableau III.27.</b> ferrailage de la poutre brisée à la flexion simple.....	<b>110</b>
<b>Tableau III.28.</b> Vérification à L'ELU.....	<b>111</b>
<b>Tableau III.29.</b> Vérification des contraintes de compression dans le béton.....	<b>111</b>
<b>Tableau III.30.</b> Combinaison d'action.....	<b>116</b>
<b>Tableau III.31.</b> Armatures longitudinales.....	<b>123</b>

# Liste des tableaux

<b>Tableau III.32.</b> Evaluation de la flèche.....	<b>123</b>
<b>Tableau IV.1.</b> Valeurs des pénalités $Pq$ .....	<b>128</b>
<b>Tableau IV.2.</b> Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses.....	<b>133</b>
<b>Tableau IV.3.</b> Vérification sous charges verticales.....	<b>135</b>
<b>Tableau IV.4.</b> Vérification sous charges horizontales.....	<b>135</b>
<b>Tableau IV.5.</b> Vérification de l'effort normal réduit.....	<b>136</b>
<b>Tableau IV.6.</b> Vérification de la résultante des forces sismiques.....	<b>136</b>
<b>Tableau IV.7.</b> Vérification des déplacements.....	<b>137</b>
<b>Tableau IV.8.</b> Vérification de l'effet $P-\Delta$ .....	<b>138</b>
<b>Tableau V.1.</b> Ferrailage des poutres principales et secondaires.....	
<b>Tableau V.2.</b> Vérification des contraintes tangentielles.....	
<b>Tableau V.3.</b> Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.....	
<b>Tableau V.4.</b> Vérification de l'état limite de compression du béton.....	
<b>Tableau V.5.</b> Vérification de la flèche pour les poutres.....	
<b>Tableau V.6.</b> Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.....	
<b>Tableau V.7.</b> Sollicitations dans les poteaux.....	
<b>Tableau V.8.</b> Ferrailage des poteaux.....	
<b>Tableau V.9.</b> Calcul des armatures transversales.....	
<b>Tableau V.10.</b> Vérification du flambement pour les poteaux.....	
<b>Tableau V.11.</b> Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux.....	
<b>Tableau V.12.</b> Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux.....	
<b>Tableau V.13.</b> Les moments résistants dans les poteaux.....	
<b>Tableau V.14.</b> Vérification de la zone nodale.....	
<b>Tableau V.15.</b> Schéma de ferrailage des poteaux dans chaque niveau.....	
<b>Tableau V.16.</b> Sollicitations max de calcul dans le voile $V_{x1}$ // à x-x.....	
<b>Tableau V.17.</b> Sollicitations de calcul dans le voile $V_{x1}$ dans tous les niveaux.....	
<b>Tableau V.18.</b> Sollicitations de calcul dans le voile $V_{x2}$ dans tous les niveaux.....	
<b>Tableau V.19.</b> Sollicitations de calcul dans le voile $V_{y1}$ dans tous les niveaux.....	
<b>Tableau V.20.</b> Sollicitations de calcul dans le voile $V_{y2}$ dans tous les niveaux.....	
<b>Tableau V.21.</b> Sollicitations de calcul dans le voile $V_{y3}$ dans tous les niveaux.....	
<b>Tableau V.22.</b> Sollicitations de calcul dans le voile $V_{y4}$ dans tous les niveaux.....	
<b>Tableau V.23.</b> Sollicitations de calcul dans le voile $V_{y5}$ dans tous les niveaux.....	
<b>Tableau VI .1.</b> Section des armatures du radier.....	
<b>Tableau VI.2.</b> Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier.....	
<b>Tableau VI.3.</b> Sections d'armatures du débord.....	
<b>Tableau VI.4.</b> Sollicitations sur la nervure dans le sens longitudinal.....	
<b>Tableau VI.5.</b> Sollicitations sur la nervure dans le sens transversal.....	
<b>Tableau VI.6.</b> Résumé des résultats (ferrailage des nervures dans le sens Y-Y).....	
<b>Tableau VI.7.</b> Résumé des résultats (ferrailage des nervures dans le sens X-X).....	
<b>Tableau VI.8.</b> Vérification de l'effort tranchant.....	
<b>Tableau VI.9.</b> Résumé des résultats (vérification des contraintes).....	
<b>Tableau VI.10.</b> Section des armatures du voile périphérique.....	

## Symboles et notations.

La signification des principales notations est suivante:

**E:** Séisme.

**G:** Charges permanents.

**M:** Charges d'exploitation à caractère particulier.

**Q:** Action variables quelconques.

**S:** Action dues à la neige, sollicitations.

**W:** Action dues au vent.

**A<sub>s</sub>:** Aire d'un acier.

**B:** Aire d'une section en béton.

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

**E<sub>b</sub>:** Module de déformation longitudinal du béton.

**E<sub>i</sub> :** Module de déformation instantanée (E<sub>ij</sub> a l'âge de jours).

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

**E<sub>v</sub> :** Module de déformation différée (E<sub>vj</sub> pour chargement appliqué à l'âge de j jours).

**F:** Force ou action en général.

**I:** Moment d'inertie.

**L:** Longueur ou portée.

**M:** Moment en général.

**M<sub>G</sub>:** Moment fléchissant développé par les charges permanentes.

**M<sub>Q</sub>:** Moment fléchissant développé par les charges ou action variable.

**a:** Une dimension (en général longitudinal).

**b:** Une dimension transversale (largeur ou épaisseur d'une section).

**b<sub>0</sub>:** Epaisseur brute de l'âme de la poutre.

**d:** Distance du barycentre des armatures tendues à la fibre extrême la plus comprimée.

**d':** Distance du barycentre des armatures comprimées à la fibre extrême la plus comprimée

**e:** Excentricité d'une résultante ou d'un effort par rapport au centre de gravité de la section comptée positivement vers les compressions.

**f:** Flèche.

**f<sub>e</sub>:** Limite d'élasticité de l'acier.

**f<sub>cj</sub>:** Résistance caractéristique à la compression du béton a l'âge j jours.

**f<sub>tj</sub>:** Résistance caractéristique à la traction du béton a l'âge j jours.

**f<sub>c28</sub> et f<sub>t28</sub> :** Grandeurs précédentes avec j= 28 jours.

**g:** Densité des charges permanentes.

**h<sub>0</sub>:** Epaisseur d'une membrure de béton.

**h:** Hauteur totale d'une section de B.A.

**i:** Rayon de giration d'une section.

**j:** Nombre de jours.

**k:** Coefficient en général.

**l:** Longueur ou portée ( on utilise aussi L).

**l<sub>f</sub>:** Longueur de flambement.

**l<sub>s</sub>:** Longueur de scellement.

**n:** Coefficient d'équivalence acier – béton.

**p:** Action unitaire de pesanteur.

**q:** Charge variable.

**s<sub>t</sub>:** Espacement des armatures transversales.

**x:** Coordonnée en général ,abscisse en particulier.

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

**Br :** Section réduite.

**C<sub>r</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>).

**Ma :** Moment sur appui.

**Mu :** Moment de calcul ultime.



**M<sub>ser</sub>** : Moment de calcul de service.

**M<sub>t</sub>** : Moment en travée.

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

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

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

**σ<sub>adm</sub>** : Contrainte admissible au niveau de la fondation (bars).

**γ<sub>h</sub>** : Poids volumique humide (t/m<sup>3</sup>).

**σ** : Contrainte normale.

**σ<sub>s</sub>** : Contrainte de compression dans l'acier

**ν** : Coefficient de poisson

# ***Introduction***

## ***Générale***

# Introduction générale

Tout comme d'autres catastrophes naturelles, les séismes sont des phénomènes complexes et fortement endommageant, ils ont des manifestations spectaculaires et dévastatrices, doit-il faut tenir compte dans la conception et le calcul des structures ?

L'action sismique subie par une structure est directement proportionnelle à l'accélération qui lui est imposée par le sol et par sa propre masse. Soumise à une action sismique, la structure effectue une série d'oscillations forcées suivant des lois complexes, puis des oscillations libres qui s'amortissent plus ou moins rapidement.

Pendant leurs oscillations, les constructions tendent à résister au déplacement de leur base et à conserver leur immobilité, ce qui donne naissance à des forces d'inerties qui agissent dans le sens opposé au mouvement du sol, plus la construction est lourde plus la résistance au mouvement est grande et plus grandes sont les forces d'inerties qu'elle subit. Ces forces déforment la superstructure et constituent donc pour elle des charges en plus, auxquelles elle doit résister.

Le risque sismique est lié à l'aléa sismique et à la vulnérabilité de la construction, il dépend de l'activité tectonique ainsi que de la nature du sol. A l'instar des pays du bassin méditerranéen, l'Algérie est soumise à des grandes activités et risques sismiques. Les récents tremblements de terre qui ont secoué l'Algérie au cours de ces trois dernières décennies, ont causé d'énormes pertes humaines et des dégâts matériels importants.

Le présent travail consiste en une étude d'un bâtiment R+8, contreventé par un système mixte (voiles-portiques) avec justification de l'interaction vis-à-vis des efforts verticaux et horizontaux, sur le comportement de la structure.

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

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



# ***Chapitre I***

## I.1 : Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est un immeuble en R+8, à usage multiple (habitation et commerces), classé d'après les règles parasismiques algériennes « RPA99 /version 2003 » dans le groupe **2**, ayant une importance moyenne.

Le projet est situé au lieu dit **IGHIL N'SAID** au village IAAZOUGUEN wilaya de Bejaia. D'après la classification sismique des wilayas et communes d'Algérie (classification 2003), en **zone IIa** (zone moyenne sismicité).

### I.1.1 : Description architecturale :

Pour la longueur et la largeur du bâtiment voir le plan architectural

- Hauteur totale du bâtiment : **31.62m**
- Hauteur du RDC : **4.08m**.
- Hauteur des étages courants : **3,06m**.
- Longueur de bâtiment : **19.38 m**
- Largeur de bâtiment : **16.83m**
  - La contrainte de sol est de **2.6 bar** avec un encrage **de 2.0m**.

La structure de notre bâtiment est en béton armé avec un contreventement mixte, le RPA99 version 2003 exige l'introduction des voiles, pour toute structure dépassent une hauteur de 14m en zone **IIa**. Il est donc plus judicieux d'adopter un contreventement mixte (portiques -voiles).

### I.1.2 : Description structurale :

- ❖ **Les planchers** : constitués de corps creux avec une dalle de compression qui forme un diaphragme horizontal rigide et assure la transmission des forces agissants dans son plan aux éléments de contreventement.
- ❖ **Les escaliers** : sont des éléments secondaires réalisés en béton armé coulés sur place, permettant le passage d'un niveau à un autre.
- ❖ **Les façades et les cloisons** :
  - les murs extérieurs seront réalisés en doubles cloisons de briques creuses avec 30 cm d'épaisseur séparées par une âme d'air de 5cm.
  - les murs de séparation intérieure seront en une seule paroi de brique creuse d'épaisseur 10cm.
- ❖ **L'acrotère** : c'est un élément en béton armé, contournant le bâtiment, encastré à sa base au plancher terrasse qui est accessible.

- ❖ **L'infrastructure** : comme dans notre cas le choix c'est porté sur un radier pour qu'il assure les fonctions suivantes :
  - transmission des charges verticales et horizontales au sol.
  - limitation des tassements différentiels

**I.2 : Règlements et normes utilisés** : Les règlements et normes utilisés sont :

- ❖ RPA99 /version 2003.
- ❖ CBA93.
- ❖ DTR B.C.2.2.
- ❖ BAEL91/version 99.
- ❖ DTR BC 2.2.

### **I.3 Les états limites : (BAEL91)**

**I.3.1 : Définition** : Un état limite est un état pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ces éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable des actions appliquées.

**a) Etat limite ultime** : Ce sont ceux qui sont associés à la perte de stabilité de la structure ; ils sont directement liés à la sécurité des personnes.

Les phénomènes correspondants sont : la rupture locale ou globale, la perte d'équilibre statique ou dynamique et l'instabilité de forme.

**b) Etat limite de service** : Ce sont ceux qui sont associés à l'aptitude à la mise en service; ils sont donc liés aux conditions d'exploitation et à la durabilité recherchée pour l'ouvrage.

Les phénomènes correspondants sont : la fissuration, les déformations, . . .

### **I.3.2 les hypothèses de calcul :**

#### **I.3.2.1 E.L.U : CBA93 (article A.4.3.2)**

- 1- conservation des sections planes.
- 2- il n'y 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- l'allongement ultime de l'acier est limité à 10‰.
- 5- le raccourcissement ultime du béton est limité à 3,5‰ ; dans le cas de flexion simple ou composée, et à 2‰ dans le cas de la compression simple.
- 6- le diagramme contraint déformation ( $\sigma; \varepsilon$ ) de calcul du béton : on utilise le diagramme parabole rectangle lorsque la section est entièrement comprimée et le diagramme rectangulaire simplifié dans les autres cas.

7-on peut supposer concentrée en son centre de gravité la section d un groupe de plusieurs barres, tendues ou comprimées, pourvu que l'erreur ainsi commise sur la déformation unitaire ne dépasse pas 15 %.

### I.3.2.2 E.L.S :

1- les hypothèses citées précédemment en 1, 2, 3.

2- le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques ( $\sigma = E\varepsilon$ )

3-  $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$  avec  $E_s$  : module de Young de l'acier ;  $n$  : coefficient d'équivalence acier-

béton.

4- On ne réduit pas dans les calculs, les aires des aciers de l'aire du béton comprimé

Une action peut se définir comme un ensemble de forces ou de couples de forces appliquées à la structure ou bien comme une déformation imposée à la structure.

## I.4 les actions :

### I.4.1 : Les différents types d'actions :

- **Les actions permanentes (G) :** Les actions permanentes dont la variation dans le temps est négligeable; elles comprennent :
  - Le poids propre de la structure.
  - Le poids des cloisons, revêtements, superstructures fixes.
  - Le poids et poussées des terres ou les pressions des liquides.
  - Les déformations imposées à la structure.
- **Les actions variables (Q) :** Les actions variables ont une intensité qui varie fréquemment d'une façon importante dans le temps ; elles comprennent :
  - Les charges d'exploitations.
  - Les charges climatiques (neige et vent).
  - Les effets thermiques
- **Les actions accidentelles (FA) :** Ce sont celles provenant de phénomène qui se produisant rarement dont la durée est très courte par rapport à la durée de vie de l'ouvrage, on peut citer :
  - Les chocs.
  - Les séismes.
  - Les explosions
  - Les feux.



**I.4.2 : Valeurs de calcul des actions :** Pour tenir compte des risques non mesurables, on associe aux valeurs caractéristiques des actions un coefficient 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 :

$$1.35G_{\max} + G_{\min} + \gamma Q_1 + \sum_{i=1,3} \Psi_{oi} Q_i$$

$\Psi_{oi} = 0.77$  pour les bâtiments à usage courant.

$\Psi_{oi}$ : Coefficient de pondération.

- **Situations accidentelles :**

$$1.35G_{\max} + G_{\min} + F_A + \Psi_{1i} Q_1 + \sum \Psi_{2i} Q_i \quad (i > 1)$$

$F_A$  : 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.

$$\Psi_{1i} = \begin{cases} 0.15 & \text{Si l'action d'accompagnement est la neige.} \\ 0.50 & \text{Si l'action d'accompagnement est l'effet de la température.} \\ 0.20 & \text{Si l'action d'accompagnement est le vent.} \end{cases}$$

**b) Combinaison d'action à l'E L S :**

$$G_{\max} + G_{\min} + Q_1 + \sum \Psi_{oi} Q_i$$

$\Psi_{oi} = 0.6$  pour l'effet de la température.

Avec :

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

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

$Q_1$  : action variable de base.

$Q_i$  : action variable d'accompagnement.

**c) Combinaisons de calcul :**

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

$$\begin{array}{l} \text{Situations durables} \\ \text{Situations accidentelles} \end{array} \left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } 1.35G+1.5Q \\ \text{ELS : } G+Q \\ \\ G+Q \pm E. \\ G+Q \pm 1.2E. \\ 0.8G \pm E. \end{array} \right.$$

## I.5 : Caractéristiques des matériaux :

**I.5.1 : Béton :** le béton est un mélange de ciment, de sable, de granulat et d'eau et éventuellement des adjuvants.

Un mètre cube de béton courant est composé de :

350 Kg de ciment (CEMI 32.5).

400 L sable ( $0 < D_g < 5\text{mm}$ ).

800 L de {Gravillons ( $5 < D_g < 15\text{mm}$ ), Gravier ( $15 < D_g < 25\text{mm}$ )}.

175 L d'eau de gâchage.

### I.5.1.1 : Caractéristiques mécanique du béton :

#### a) résistance à la compression

$f_{cj}$  : Cette résistance ( $f_{cj}$  en MPa) est obtenue par l'essai d'écrasement des éprouvettes cylindriques en béton normalisées ( $16*32$ ) cm<sup>2</sup> dans le laboratoire.

Dans le cas courant le béton est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression à 28 jours  $f_{c28}$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} \text{ si } j \leq 28j \quad \dots\dots\dots \text{BAEL91 (Article A.2.1.11).} \\ f_{cj} = f_{c28} \quad \text{si } j > 28j \end{array} \right.$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95} f_{c28}. \quad \text{si } j \leq 28j \\ f_{cj} = f_{c28}. \quad \text{si } j > 28j \end{array} \right.$$

pour 1m<sup>3</sup> de béton courant dosé à 350kg de ciment portland artificiel (CPA325), la résistance moyenne  $f_{c28}$  comprise entre 22 et 25 MPa.

On prend  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ .

### b) Résistance à la traction

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

$$\begin{cases} f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj} & \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} \\ f_{tj} = 0.275 f_{cj} & \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CBA93 (Article A.1.2.1.2).} \end{cases}$$

Pour  $j=28$  jours et  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  ;  $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$ .

### c) Contrainte ultime de cisaillement (de béton) :

$$\tau_{\text{Adm}} = \begin{cases} \text{Min} (0.2f_{cj}/\gamma_b ; 5 \text{ MPa}) & \text{pour la fissuration peu nuisible.} \\ \text{Min} (0.15f_{cj}/\gamma_b ; 4 \text{ MPa}) & \text{pour la fissuration préjudiciable.} \end{cases}$$

Dans notre cas on a  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  donc :

$$\tau_{\text{Adm}} = \begin{cases} 3.33 \text{ MPa} & \text{pour la fissuration peu nuisible.} \\ 2.5 \text{ MPa} & \text{pour la fissuration préjudiciable.} \end{cases}$$

### d) Module déformation longitudinale du béton :

on distingue les modules de Young instantané  $E_{ij}$  et différé  $E_{vj}$ , Le module instantané est utilisé pour les calculs sous chargement instantané dont la durée est inférieure à 24 heures, le module instantané est pris égal.

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

Pour des chargements de longue durée (cas courant), on utilisera le module différé, qui prend en compte artificiellement les déformations de fluage du béton, le module instantané est pris égal à trois le module différé.

$$E_{ij} = 3 * E_{vj}$$

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

$$\nu = \frac{\text{Déformation transversale}}{\text{Déformation longitudinale}}$$

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).

ELU :  $\nu = 0$  et  $G = 0,5 * E$

ELS :  $\nu = 0,2$  et  $G = 0,42 * E$

### I.5.2 : L'acier:

Leurs rôles c'est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent pas être repris par le béton, les armatures longitudinales des éléments structuraux doivent être de haute adhérence avec  $f_e \leq 500$  MPA et l'allongement sous charges maximales doit être supérieur à cinq pour cent (5%) pour faire travailler au maximum l'acier.

#### I.5.2.1 : Résistance caractéristique de l'acier :

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

- Contraintes limites  $\sigma_s$  :

✓ ELU

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{tq} \quad \gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{Cas général} \\ 1 & \text{Cas accidentel} \end{cases}$$

$\gamma_s$  : est le coefficient de sécurité

✓ ELS :

La valeur de  $\sigma_s$  est donnée en fonction de la fissuration :

Cas 1 : fissuration peu préjudiciable (FPP-intérieur) :

$$\sigma_s = f_e \text{ [MPa]}$$

Cas2 : fissuration préjudiciable (FP-extérieur) :

$$\sigma_s = \min (2/3 * f_e, \max (240, 110(\eta * f_{tj})^{1/2}) \text{ [MPa]})$$

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

Cas 3 : fissuration très préjudiciable (FP-milieux agressifs):

$$\sigma_s = \min (0.5 f_e ; 90(\eta * f_{tj})^{1/2}) \text{ [MPa].}$$

$\eta$  : Coefficient de fissuration avec:

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

$\eta=1.6$  : pour les hautes adhérences.

### I.5.2.2 : Principales armatures utilisées :

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

	Aciers ronds lisses		Aciers à hautes adhérences		Treillis soudés 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  $E_s = 200000 \text{MPa}$ .

### I.5.3 : Matériaux utilisé :

**Tab I.2 : Caractéristique mécanique des matériaux à utiliser**

Matériaux	Caractéristique mécanique	Valeurs (MPa)
<b>Béton</b>	Résistance caractéristique ( $f_{c28}$ )	25
	Contrainte limite à l'ELU : *situation durable	14,2
	*situation accidentelle	18,45
	Contrainte limite à l'ELS ( $\sigma_{bc}$ )	15
	Module de déformation longitudinale instantanée $E_{ij}$	32164,19
	Module de déformation longitudinale différée $E_{vj}$	10721,39
<b>Acier</b>	Limite d'élasticité $f_e$	400
	Module d'élasticité	$2 \cdot 10^5$
	Contrainte de calcul à l'ELU : *situation accidentelle	400
	*situation courante	348
	Contrainte à l'ELS : *FPN	/
	*FN	240
	*FTN	176

# ***Chapitre II***

## II.1 Introduction :

Afin de déterminer les sections minimales des différents éléments de la structure pour reprendre les efforts sollicitant nous procédons à un pré dimensionnement de ces éléments. Cette opération se fait conformément aux règles édictées par les règlements en vigueur (RPA99 (version 2003), BAEL 91, CBA 93,...).

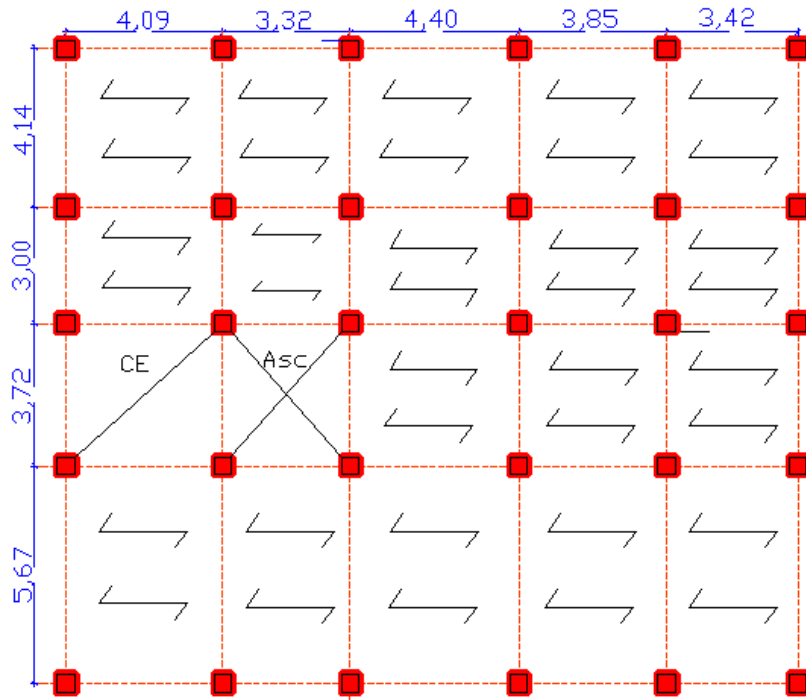


Fig. II.1. Disposition des poutrelles

## II.2 Pré dimensionnement des éléments secondaires :

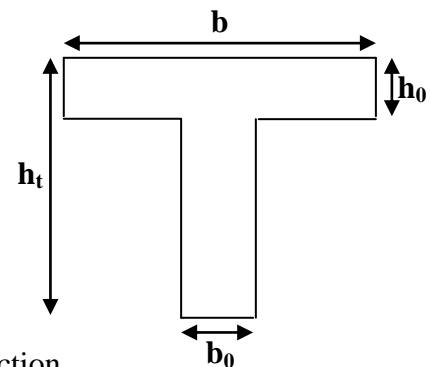
### II.2.1 Les planchers :

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

Le plancher à corps creux est un élément qui joue un rôle porteur supportant les charges et surcharges et un rôle d'isolation thermique et acoustique et séparateur entre deux étages.

Il est composé de corps creux et de poutrelles et de dalle de compression. Son pré dimensionnement se fait par satisfaction de la condition suivante :

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



FIGII.2 : Schéma d'une poutrelle

Avec :

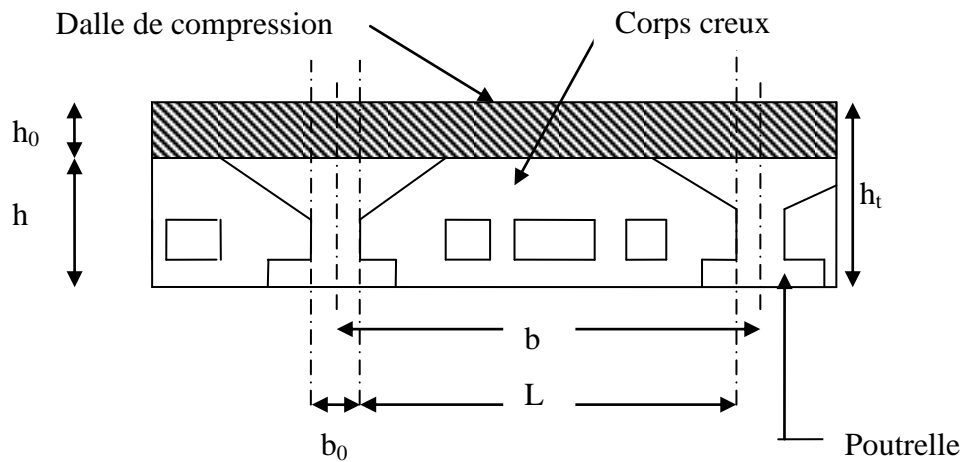
$L_{\max}$  : longueur maximale entre nus d'appuis selon le sens de la disposition des poutrelles adoptées.

$h_t$  : hauteur total du plancher

$$L_{\max}=(440-30)=410\text{cm}\Rightarrow h_t\geq\frac{410}{22.5}=18.22\text{cm}$$

Donc on adopte un plancher de hauteur ( $h_t = h_{cc}+h_0=16+4$ ) =20 cm

- $h_{cc}= 16$  cm : Hauteur du corps creux.
- $h_0=4$  cm : hauteur de la dalle de compression.



**Figure II.3 : Plancher à corps creux :**

### 1. Poutrelles :

Les poutrelles ce sont des petites poutres préfabriquées en béton armé, sont disposées parallèlement a la petit portée .dans le cas où les travées sont identiques, on prend le sens où il ya le plus d'appuis (critère de continuité). Elles se calculent comme une poutre continue de section en T.

La dalle de compression à prendre est définie par :

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

Avec :

$L_x$  : représente la distance entre poutrelles ( $l_x = 55$  cm).

$L_y$  :Travée minimale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition ( $L_y = 302$  cm).

La valeur de  $b_0$  dépend de la hauteur totale du plancher, elle est prise entre :

$$b_0 = (0.4 \div 0.6) h_t \Rightarrow 8 \leq b_0 \leq 12$$

On prend  $b_0=10$  cm



$$\frac{b-10}{2} \leq \text{Min} \left[ \frac{55}{2}; \frac{302}{10} \right] \Rightarrow b \leq 65 \text{ cm}$$

D'où la valeur de la table de compression est prise égale à :  
b = 65 cm

### II.2.1.2. Plancher à dalle pleine :

Une dalle pleine est un élément à contour généralement rectangulaire dont les appuis peuvent être continus (poutres, voiles) ou ponctuels (poteaux). Elle se calcule comme un ensemble de panneaux de dalle qui sont des éléments entourés par des poteaux, murs et voiles, son pré dimensionnement se fait en se basant sur les critères suivants donnés par les règlements :

#### ❖ Résistance à la flexion :

- $\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$  Pour une dalle sur deux appuis ou quatre appuis avec  $\rho \leq 0.4$
- $e \geq \frac{L_x}{20}$  Pour une dalle sur un seul appui ou deux appuis parallèles.
- $\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$  Pour une dalle sur 3 ou 4 appuis avec  $\rho > 0.4$ .

$L_x$  est la plus petite portée.

#### ❖ Résistance au feu :

- e = 7 cm pour une heure de coupe feu.
- e = 11 cm pour deux heures de coupe feu.
- e = 17.5 cm pour quatre heures de coupe feu.

#### ❖ Isolation phonique :

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

On distingue deux types :

### II.2.1.2.1 Dalle pleines (balcons) :

#### ➤ dalle sur trois appuis (balcon) :

$$L_x = 120 \text{ cm}$$

$$L_y = 312 \text{ cm}$$

$$L_y = 379 \text{ cm}$$

$$\frac{120}{50} \leq e \leq \frac{120}{40} \Rightarrow 2.4 \leq e \leq 3.00 \Rightarrow e = 2.5 \text{ cm}$$

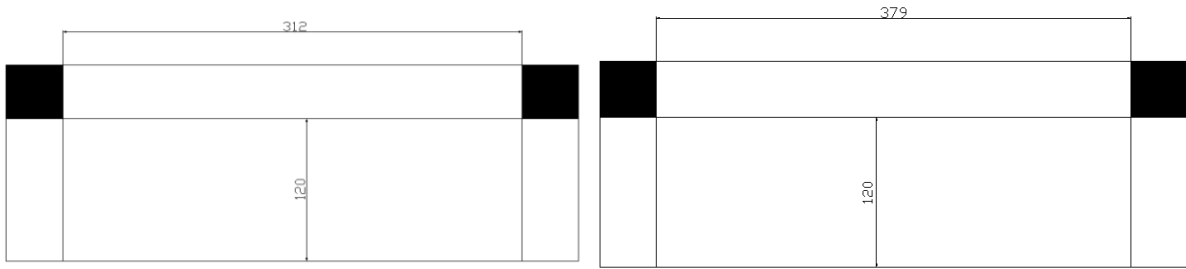


Fig. II.4.dalle sur trois appuis

$L_x = 128 \text{ cm}$

$L_y = 302 \text{ cm}$

$$\frac{128}{50} \leq e \leq \frac{128}{40} \Rightarrow 2.56 \leq e \leq 3.2 \Rightarrow e = 3 \text{ cm}$$

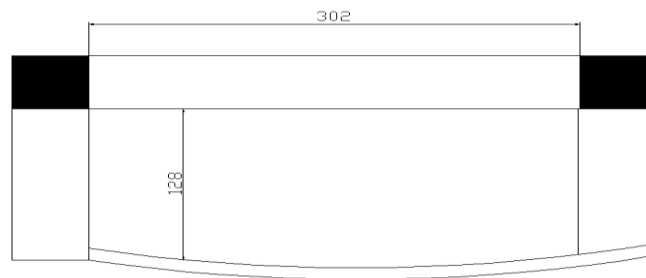


Fig. II.5.dalle sur trois appuis

$L_x = 96 \text{ cm}$

$L_y = 410 \text{ cm}$

$$\frac{96}{50} \leq e \leq \frac{96}{40} \Rightarrow 1.92 \leq e \leq 2.4 \Rightarrow e = 2 \text{ cm}$$

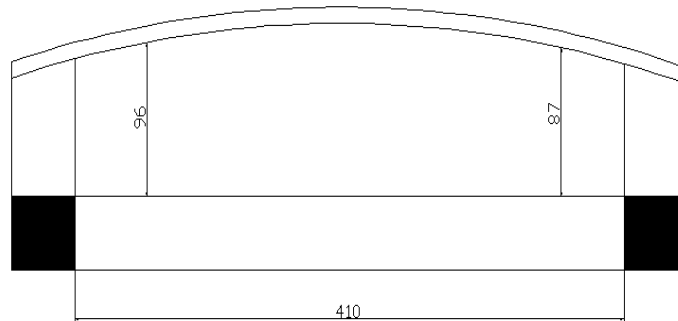


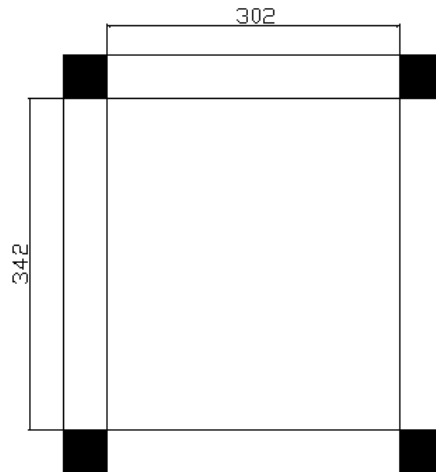
Fig. II.6.dalle sur trois appuis

➤ **dalle sur quatre appuis (cage de l'ascenseur) :**

On a:  $L_x = 302 \text{ cm}$

$L_y = 342 \text{ cm}$

$$\frac{302}{50} \leq e \leq \frac{302}{40} \Rightarrow 6.04 \leq e \leq 7.55 \Rightarrow e = 7 \text{ cm.}$$



**Fig. II.7.dalle sur quatre appuis**

Les épaisseurs obtenues par la condition de résistance à la flexion sont très faible, alors le pré dimensionnement se fera suivant la condition d'isolation phonique  $e \geq 14 \text{ cm}$

D'où on adopte pour une épaisseur :

- $e=14 \text{ cm}$ .....pour les balcons.
- $e=15 \text{ cm}$ .....pour la cage de l'ascenseur vue le poids important de l'ascenseur.

### II.2.2. pré dimensionnement de l'acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire, se trouvant au niveau de la terrasse, il a pour rôle d'empêcher les infiltrations des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse ainsi qu'un rôle de garde corps pour les terrasses accessibles.

**Tableau II.1. Evaluation des charges de l'acrotère :**

Désignation des éléments	Epaisseurs (cm)	Surface ( m <sup>2</sup> )	densité (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/ml)
Poids propre de l'acrotère	15	0.069	25	1.725
Enduit de ciment intérieur	2	0.012	20	0.24
Enduit de ciment extérieur	2	0.01	20	0.2
Charge permanents totale	$G = 2.165 \text{ KN/ml}$			
Charge d'exploitation	$Q = 1 \text{ KN/ml}$			

**Fig. II.8.l'acrotère inaccessible et accessible**

### II.2.3. Pré dimensionnements des escaliers :

L'escalier est un élément en béton armé conçu sur place. Il est constitué d'une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre.

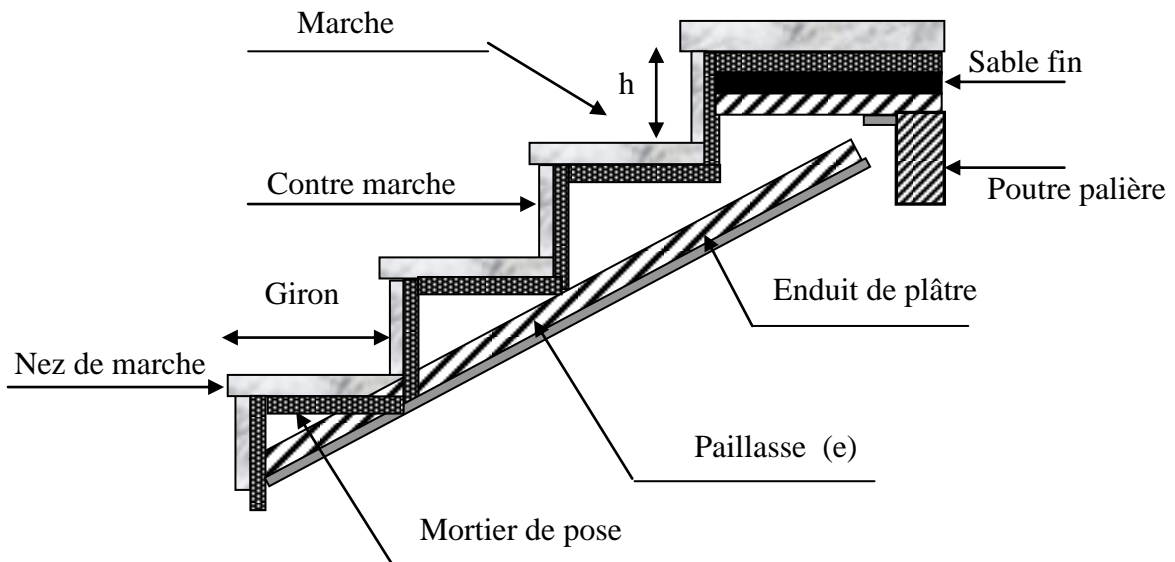


Fig. II.9. Détail d'un escalier

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

On distingue dans notre projet deux types d'escaliers qui sont :

**Type 1** : escaliers droits à deux volées (figure II.10) :

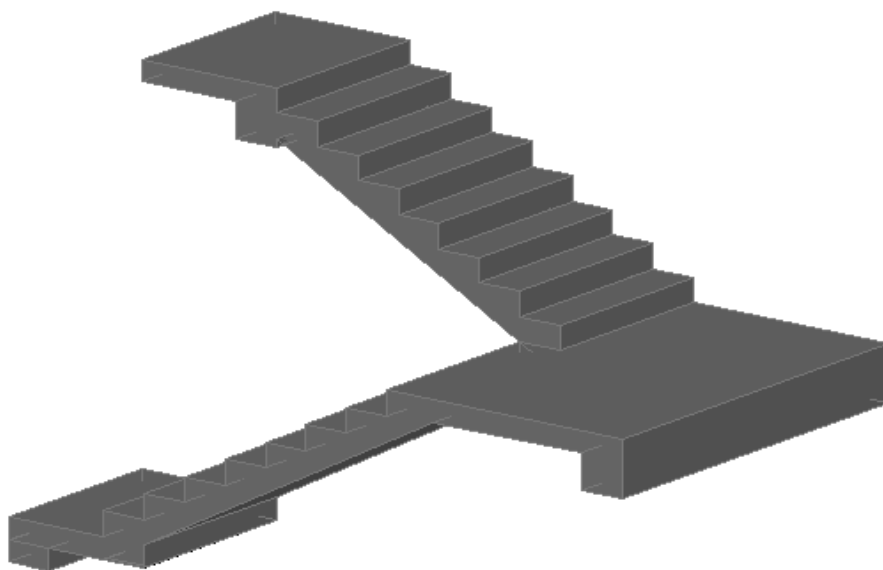
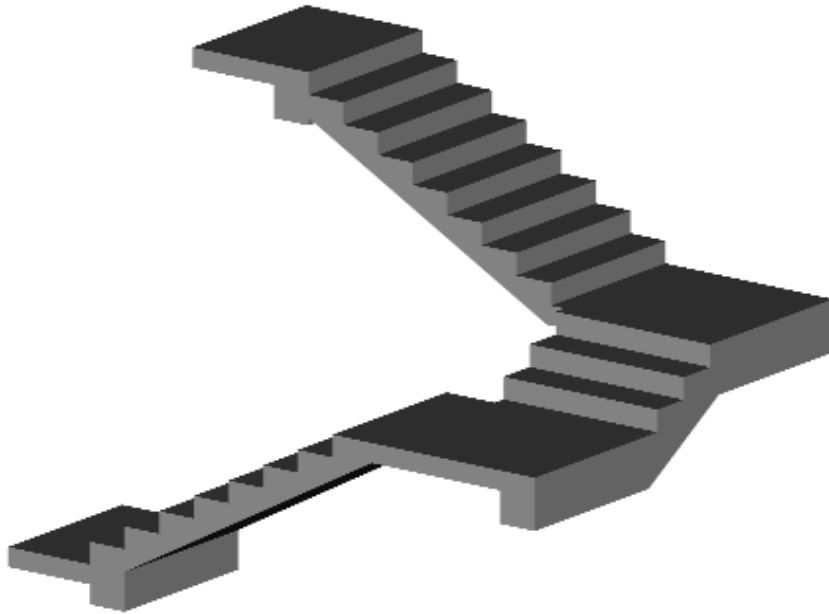


Fig. II.10 escalier a deux volées

**Type 2** : escalier droit a trois volées (figure II.11) :



**Fig. II.11** : escalier a trois volées

### II.2.3.2.DIMENSIONNEMENT :

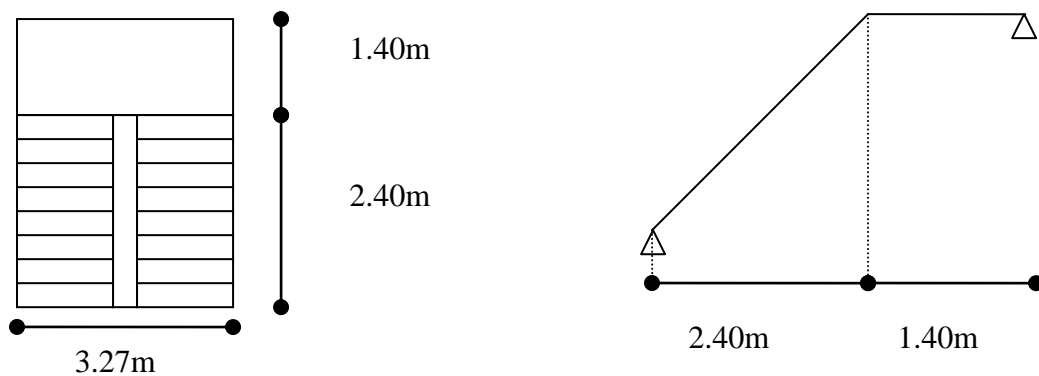
Pour qu'un escalier garantie sa fonction dans les meilleures conditions de confort, on doit vérifier les conditions suivantes :

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

$$60 \leq 2h + g \leq 65 \text{ cm}$$

#### 1. l'escalier des étages courant :

**Type 1** : pour pouvoir étudier ce type d'escalier on le partage en 2 volées :



**Fig. II.12.** Schéma de l'escalier.

✓ **Épaisseur de la paillasse :**

-la longueur développée est :  $L=L_v+L_p$

- $L_v$  : longueur de la volée

- $L_p$  : longueur du palier

$$L = L_p + \sqrt{L_0^2 + H_0^2} = 1.4 + \sqrt{2.4^2 + 1.53^2} = 4.25m. \quad \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{425}{30} \leq e \leq \frac{425}{20}$$

$$\Rightarrow 14.16cm \leq e \leq 21.25cm$$

On prend  **$e=15cm$**

✓ **calcul du nombre de marche et de contre marche :**

On a  $L_0= 2.4 m$  ;  $H=1.53 m$ .

$$64n^2 - (64+2H+L_0)n + 2H=0 \Rightarrow 64n^2 - (64+2 \times 1.53+2.4)n + 2 \times 1.53=0$$

$$64n^2 - 610n + 306=0$$

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

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

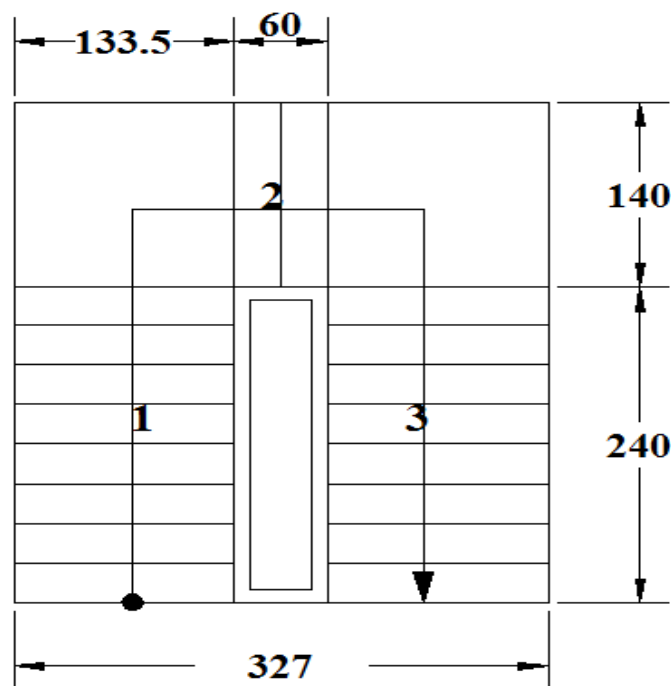
✓ **Calcul de giron( $g$ ) et la hauteur d'une contre marche :**

$$g = \frac{L_0}{n-1} \Rightarrow g = \frac{240}{8} = 30 \Rightarrow g = 30cm.$$

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

$$h = \frac{H}{n} \Rightarrow h = \frac{153}{9} = 17 \Rightarrow h = 17cm.$$

**2. Escalier du RDC :**



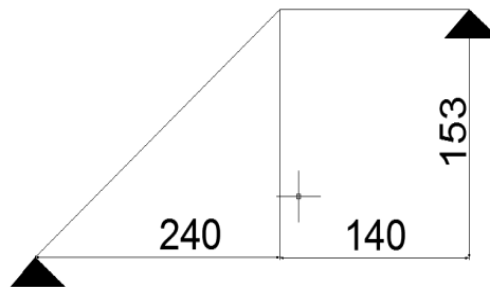
**Fig. II.13. Schéma de l'escalier**

➤ **Première et troisième volée (1 et 3) :**

✓ **Épaisseur de la paille :**

- La longueur développée est :  $L=L_v+L_p$
- $L_v$  : longueur de la volée
- $L_p$  : longueur du palier

$$L = L_p + \sqrt{L_0^2 + H_0^2} = 1.40 + \sqrt{2.4^2 + 1.53^2} = 4.25m.$$



**Fig. II.14. Schéma statique de la 1<sup>ère</sup> et la 3<sup>ème</sup> volée**

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{424}{30} \leq e \leq \frac{424}{20}$$

$$\Rightarrow 14.13\text{cm} \leq e \leq 21.2\text{cm}$$

$e \geq 14.13\text{cm}$  .....pour deux heures de coupe-feu

. On prend  **$e=15\text{cm}$** .

✓ **calcul du nombre de marche et de contre marche :**

On a  $L_0= 2.4 \text{ m}$ ;  $H=1.53 \text{ m}$ .

$$64n^2 - (64+2H+L_0)n + 2H=0 \Rightarrow 64n^2 - (64+2 \times 1.53+2.4)n + 2 \times 1.53=0$$

$$64n^2 - 610n + 306=0$$

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

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

✓ **Calcul de giron(g) et la hauteur d'une contre marche :**

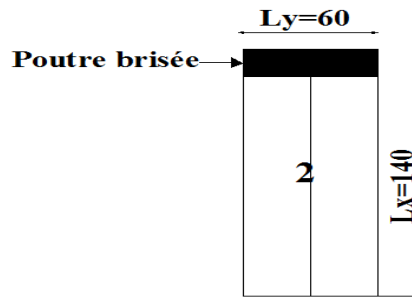
$$g = \frac{L_0}{n-1} \Rightarrow g = \frac{240}{8} = 30 \Rightarrow g = 30\text{cm}.$$

$$h = \frac{H}{n} \Rightarrow h = \frac{153}{9} = 17 \Rightarrow h = 17\text{cm}.$$

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

➤ **Deuxième volée :**

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

Fig. II.15. Schéma statique de la 2<sup>ème</sup> volée

✓ **Epaisseur de la pailasse :**

$$e \geq \frac{Lx}{20} = \frac{140}{20} = 7 \text{ cm}$$

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

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

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

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

$$64n^2 - 482n + 238 = 0$$

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

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

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

$$g = \frac{L_0}{n-1} \Rightarrow g = \frac{1.80}{6} = 30 \Rightarrow g = 30 \text{ cm.}$$

$$h = \frac{H}{n} \Rightarrow h = \frac{1.19}{7} = 17 \Rightarrow h = 17 \text{ cm.}$$

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

#### II.2.4. Ascenseur :

L'ascenseur est un moyen mécanique servant au déplacement vertical des personnes et des chargements vers les différents niveaux de la construction.

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

##### 1. Caractéristiques de l'ascenseur :

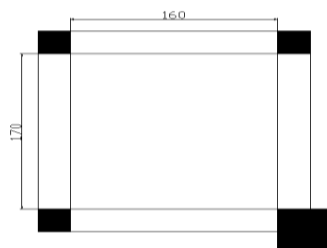


Fig. II.16. Schéma statique de l'ascenseur



- Longueur : 170cm
- largeur : 160cm
- hauteur : 220cm
- $V=1.6\text{m/s} \rightarrow$  Vitesse de levage.
- $P_m = 15\text{KN}$  : Charge due à la salle des machines.
  - $D_m = 51\text{KN}$  : Charge due au poids propre de la l'ascenseur.
  - $F_c = 145\text{KN}$  : Charge due à la tension dans les câbles.
  - Course maximale = 50m.
  - $B_s * T_s = 180 * 210$  dimensions de la gaine.
  - Poids de 08 personnes = 630 kg = 6.3KN = 15 + 51 + 6.3 = 72.3KN

## 2. Evaluation des charges et des sur charges :

Tableau. II.2.évaluation des charges de l'ascenseur.

Poids propre de la dalle et revêtement	La surface (m <sup>2</sup> )	Poids de la machine (KN/m <sup>2</sup> )	Poids total (KN/ m <sup>2</sup> )
$G_1=25 \times 0.15 + 22 \times 0.04$	$S=L_x \times L_y$ $=1.7 \times 1.6$	$G_2=F_c/S$ $=145/2.72$	$G=G_1+G_2$ $=4.63+53.31$
$G_1=4.63\text{KN/m}^2$	2.72	53.31	$G=57.94$

La charge d'exploitation est :  $Q=1\text{KN/m}^2$

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

#### II.3.1.Les poutres :

Ce sont des éléments porteurs en béton armé à ligne moyenne rectiligne, dont la portée est prise entre nus d'appuis. On distingue deux types : poutres principales et poutres secondaires.

##### II.3.1.1.Les poutres principales :

Les poutres principales sont les poutres sur lesquelles les poutrelles prennent appuis.

Leur pré dimensionnement se fait en respectant la condition de la flèche du CBA 93 suivante

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \dots\dots\dots \text{(Condition de flèche)}$$

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

$$L_{\max} = 567 - 30 = 537\text{cm}$$

$$\frac{537}{15} \leq h \leq \frac{537}{10} \Rightarrow 35.8\text{cm} \leq h \leq 53.7\text{cm}.$$

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

Donc on adopte pour des poutres principales une section de :  $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$ .

• **Vérifications :**

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

$$\begin{cases} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ h / b = 1.33 \text{ cm} \leq 4.00 \end{cases} \quad \text{vérifiée.}$$

Sachant que  $b$  : largeur de la poutre.

$h$  : hauteur de la poutre.

Soit :  $h = 40 \text{ cm}$  et  $b = 30 \text{ cm}$ .

**II.3.1.2. Les poutres secondaires :**

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

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \dots\dots\dots \text{(Condition de flèche)}$$

$L_{\max}$  : Portée maximale entre nus d'appuis de la poutre secondaire.

$$L_{\max} = 440 - 30 = 410 \text{ cm}.$$

$$\frac{410}{15} \leq h \leq \frac{410}{10} \Rightarrow 27.33 \text{ cm} \leq h \leq 41 \text{ cm}.$$

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

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

• **Vérifications :**

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

$$\begin{cases} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ h / b = 1.16 \text{ cm} \leq 4.00 \end{cases} \quad \text{vérifiée.}$$

**II.3.2. les voiles :**

Ce sont des éléments de contreventement vertical mince et continu, généralement en béton armé, servant de couverture ou d'enveloppe ayant une dimension plus petite que les deux autres qui est l'épaisseur. L'épaisseur est donnée par les conditions du RPA2003 (art 7.7.1)

Suivantes :

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

1. Pour le RDC :  $h_e = 3.88 \text{ m} \Rightarrow e \geq 19.4 \text{ cm}$ .

On prend  $e = 20 \text{ cm}$ .

2. Pour l'étage courant :  $h_e = 2.86 \text{ m} \Rightarrow e \geq 15 \text{ cm}$ .

Finalement on opte pour une épaisseur égale à :  $e = 20 \text{ cm}$ .

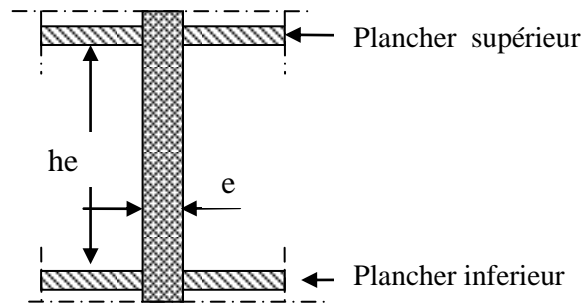


FIG.II.17.Coupe vertical d'un voile

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

##### 1. Plancher terrasse inaccessible :

Tableau. II.3. évaluation des charges du plancher terrasse inaccessible

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (kN /m <sup>3</sup> )	Poids (kN/m <sup>2</sup> )
Gravillon de protection	0.04	20	0.8
Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
Isolation thermique	0.015	18	0.27
Plancher à corps creux	/	/	2.85
Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Forme de pente	0.065	22	1.43
Charge permanente totale	$G = 5.67 \text{ KN /m}^2$		
Charge d'exploitation	$Q = 1 \text{ KN /m}^2$		

##### 2. Plancher terrasse accessible :

Tableau .II.4. Évaluation des charges et surcharge de la terrasse accessible

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (kN /m <sup>3</sup> )	Poids (kN/m <sup>2</sup> )
Revêtement carrelage	0.02	20	0.40
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.02	18	0.36
Plancher corps creux	/	/	2.85
Forme de pente	0.065	22	1.43
Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente totale	$G = 5.64 \text{ KN /m}^2$		
Charge d'exploitation	$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$		

### 3. Plancher étages courants à usage d'habitation et de commerce :

**Tableau .II.5. Évaluation des charges et surcharge de plancher étage courant**

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (kN /m <sup>3</sup> )	Poids (kN/m <sup>2</sup> )
Revêtement carrelage	0.02	20	0.40
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.02	18	0.36
Plancher corps creux	/	/	2.85
Cloison de séparation	0.02	5	0.10
Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente totale	$G=4.31 \text{ KN /m}^2$		
Charge d'exploitation	Plancher à usager d'habitation		$Q= 1.5\text{KN/m}^2$
	Plancher à usage commercial		$Q=5 \text{ KN/m}^2$

### 4. dalle pleine (balcon) :

**Tableau .II.6. Évaluation des charges et surcharge de la dalle pleine**

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (kN /m <sup>3</sup> )	Poids (kN/m <sup>2</sup> )
Revêtement carrelage	0.02	20	0.40
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.02	18	0.36
Dalle pleine	0.14	25	3.5
Enduit de plâtre	0.02	18	0.36
Charge permanente totale	$G=5.02 \text{ KN /m}^2$		
Charge d'exploitation	$Q=3.5 \text{ KN/m}^2$		

### 5 .Les escaliers :

#### 5.1. Palier :

**Tableau .II.7. Évaluation des charges et surcharge du palier**

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (kN /m <sup>3</sup> )	Poids (kN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	0.02	20	0.40
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.02	18	0.36
Dalle en BA	0.15	25	3.75
Enduit de plâtre	0.02	18	0.36
Charge permanente totale	$G=5.27 \text{ KN /m}^2$		
Charge d'exploitation	$Q=2.5 \text{ KN/m}^2$		

**5.2. La volée :****Tableau .II.8. Évaluation des charges et surcharge de la volée.**

Désignation des éléments		Epaisseur (m)	Densité (kN /m <sup>3</sup> )	Poids (kN/m <sup>2</sup> )
Carrelage		0.02	20	0.40
Mortier de pose		0.02	20	0.40
Lit de sable		0.02	18	0.36
Enduit de plâtre		0.02	18	0.36
Marche		0.17*0.5	22	1.87
Paillese	Type I	0.15/cos 32.51	25	4.44
		0.15/cos32.51	25	4.44
	Type II	0.15/cos 32.51	25	4.44
		0.15/cos 33.46	25	4.49

**5.3. Tableau récapitulatif des charges sur les volées :****Tableau .II.9. Récapitulatif des charges sur les volées**

Type d'escaliers	Etage	G (kN /m <sup>2</sup> )	Q (kN/m <sup>2</sup> )
Type I	0.15/cos 32.51	7.71	2.5
	0.15/cos32.51	7.71	
Type II	0.15/cos 32.51	7.71	
	0.15/cos 33.46	7.76	

**Tableau .II.10. Évaluation des charges et surcharge des murs extérieurs.**

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (kN /m <sup>3</sup> )	Poids (kN/m <sup>2</sup> )
Brique creuse	0.15	9	1.35
Lame d'air	0.5	-	-
Brique creuse	0.10	9	0.9
Enduit extérieur en ciment	0.02	20	0.4
Enduit de plâtre intérieur	0.02	10	0.2
Charge permanente totale	$G=2.85 \text{ KN /m}^2$		

## II.5. Décente de charge :

### 1. les Poteaux :

sont des éléments en béton armé, rectangulaire ou circulaire, destiné à transmettre les charges aux fondations, leurs pré dimensionnement se fait à la compression centrée selon les règles du BAEL91 (art B.8.4,1). Une fois la résistance à la compression vérifiée ; ces poteaux doivent répondre au critère de stabilité de forme exigé par le RPA.

### 2. Décente de charge :

Afin d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage, une distribution des charges et surcharges pour chaque élément s'avèrent nécessaire. La descente des charges permet l'évaluation de la 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 des charges va être effectuée pour les poteaux **P1** et **P2** (voir la figure II.18) car :

- le poteau **P1** est un poteau de la cage d'escalier.
- le poteau **P2** est le poteau central

Préalablement on adopte des sections pour les poteaux données dans le tableau ci-dessous qui vérifient les conditions de RPA99 (2003), après avoir effectuée la descente de charge pour les poteaux P1 et P2 on vérifie les sections de différents étages à la compression et à la stabilité de forme (flambement).

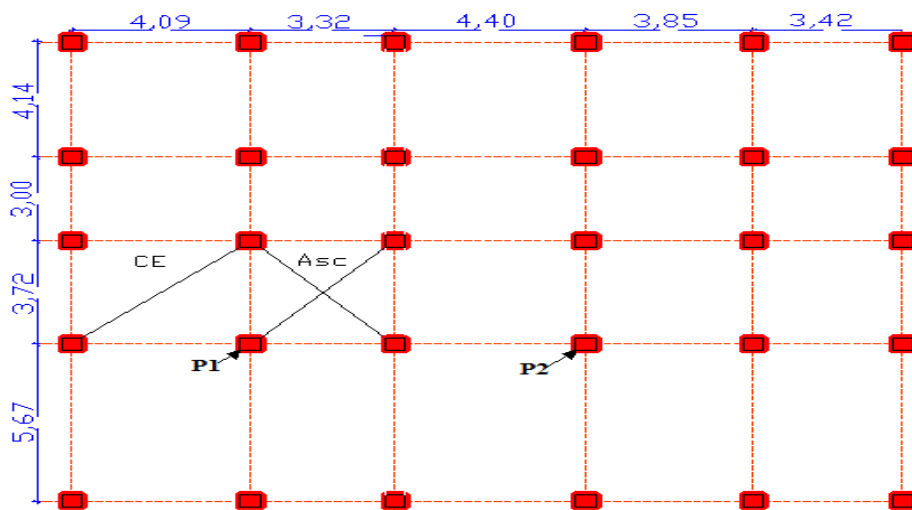


Fig. II.18. repérage des poteaux p1 et p2

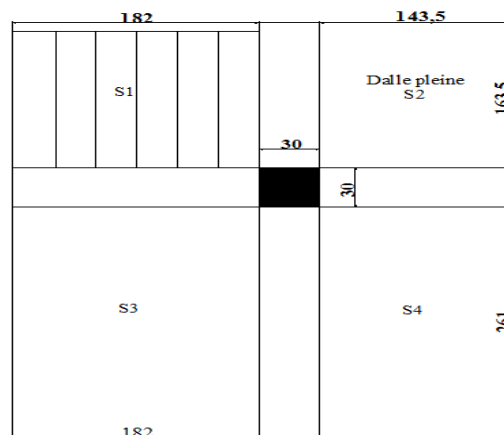
**Conditions de RPA99 (2003) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min (b, h)} \geq 25\text{cm.} \\ \text{Min (b, h)} \geq h_e/20 \text{ cm.} \\ 0,25 < \frac{b}{h} < 4 \end{array} \right.$$

Les sections des poteaux adoptées préalablement sont :

**Tableau. II.11.sections préalables des poteaux.**

Etage	RDC	1 et 2 <sup>ème</sup>	3 et 4 <sup>ème</sup>	5 et 6 <sup>ème</sup>	7 et 8 <sup>ème</sup>	Terrasse inaccessible
Section(b×h) cm <sup>2</sup>	60×60	55×55	50×50	45×45	40×40	35×35

**3. Descente des charges pour le poteau P1 :****3.1. Calcul des surfaces afférentes :****3.1.1. Terrasse accessible et plancher de l'étage courant :****Fig. II.19.surface afférente (étages courants et T. accessible)****Pour les charges d'exploitations :**

Surface corps creux :

$$S = (1.82+0.30+1.435) \times (1.635+0.30+2.61) - (1.82 \times 1.635) - (1.435 \times 1.635)$$

$$S = 10.83 \text{ m}^2.$$

Surface dalle pleine:

$$S = (1.435 \times 1.635) = 2.34 \text{ m}^2.$$

Surface escalier :

$$S = (1.82 \times 1.635) = 2.97 \text{ m}^2.$$

**Pour les charges permanentes :**

Surface corps creux :

$$S = (1.82+1.435) \times (1.635+2.61) - (1.82 \times 1.635) - (1.435 \times 1.635)$$

$$S = 8.49 \text{ m}^2.$$

Surface dalle pleine :

$$S = (1.435 \times 1.635) = 2.34 \text{ m}^2.$$

Surface escalier :

$$S = (1.82 \times 1.635) = 2.97 \text{ m}^2.$$

➤ **Poids propre des poutres :**

- $G_{PP} = 0.3 \times 0.4 \times 25 \times (1.635 + 2.61) = 12.73 \text{ KN}$
- $G_{PS} = 0.3 \times 0.35 \times 25 \times (1.82 + 1.435) = 8.54 \text{ KN}$

➤ **Poids des poteaux :**

- $G_{\text{Poteau}} = b \times h \times l \times \rho_{\text{béton}}$

**Tableau. II.12.poids propre des poteaux**

poteaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Hauteur libre (m)	G <sub>pot</sub> (KN)
RDC	60×60	3.68	33.12
Etages 1,2	55×55	2.66	20.11
Etages 3,4	50×50	2.66	16.62
Etages 5,6	45×45	2.66	13.47
Etages 7,8	40×40	2.66	10.64
Terrasse inaccessible	35×35	2.66	8.15

**3.1.2. Calcul du poids des éléments :**

**Tableau. II.13.poids des éléments**

Eléments		Poids (KN/m <sup>2</sup> )	Surface (m <sup>2</sup> )	Poids (KN)
Plancher terrasse inaccessible		5.67	2.97	16.83
Plancher terrasse accessible		5.64	10.84	61.32
Plancher d'étage courant (16+4)		4.31	8.49	36.59
Plancher dalle pleine		5.02	2.34	11.74
Escalier	Volée	7.71	3.56	38.17
	palier	4.90	2.19	

**4. Calcul des charges d'exploitations :**

**4.1. La loi de dégression (DTR-BC2-2) :**

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



#### 4.2. Enoncé de la loi de dégression :

Dans notre cas les surcharges d'exploitations sont égales pour chacun des 10 niveaux.

$Q_1 = Q_2 = \dots = Q_9 = Q$  (étage a usage d'habitation), et soit

$Q_0$  : la surcharge d'exploitation sur la terrasse couvrant la buanderie.

Donc la loi de dégression sera comme suit :

Niveau 0 :  $Q_0$

Niveau 1 :  $Q_0+Q_1$

Niveau 2 :  $Q_0+0.95 (Q_1+Q_2)$

Niveau 3 :  $Q_0+0.90 (Q_1+Q_2+Q_3)$

Niveau 4 :  $Q_0+0.85 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$

Niveau 5 :  $Q_0+0.8 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$

Niveau 6 :  $Q_0+0.75 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$

Niveau 7 :  $Q_0+0.71 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7)$

Niveau 8 :  $Q_0+0.68 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8)$

Niveau 9 :  $Q_0+0.66 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9)$

Le coefficient  $(\frac{3+n}{2n})$  étant valable pour  $n \geq 5$

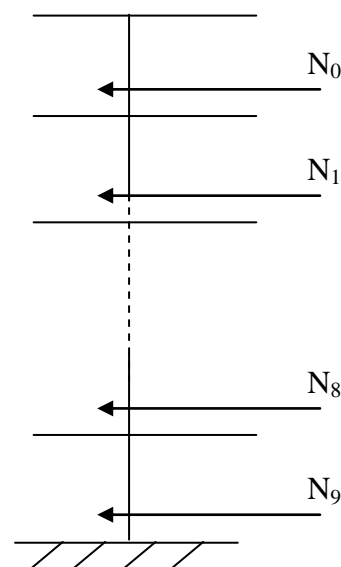


Figure II.20 : Schéma statique de la descente de charge

#### 5. Tableau récapitulatif du poids des éléments :

Tableau. II.14.Descente de charges pour le poteau P1

Niveau	Éléments	G (KN)	Q (KN)
N0	Plancher terrasse inaccessible	16.83	
	PP (30*40) cm <sup>2</sup>	4.90	
	PS (30*35) cm <sup>2</sup>	4.78	
	Poteau (35*35) cm <sup>2</sup>	8.15	
	<b>Total</b>	<b>79.66</b>	<b>2.97</b>
N1	Venant de N <sub>0</sub>	79.66	
	Plancher terrasse accessible	61.32	
	PP (30*40) cm <sup>2</sup>	12.73	
	PS (30*35) cm <sup>2</sup>	8.54	
	Escaliers (pallier + volée)	38.17	
	Poteau (40*40) cm <sup>2</sup>	10.64	
<b>Total</b>	<b>211.06</b>	<b>22.72</b>	
N2	Venant de N <sub>1</sub>	211.06	
	Plancher d'étage (16+4) cm	36.59	
	Plancher dalle pleine	11.74	
	PP (30*40) cm <sup>2</sup>	12.73	
	PS (30*35) cm <sup>2</sup>	8.54	
	Escaliers (pallier + volée)	38.17	
	Poteau (40*40) cm <sup>2</sup>	10.64	
	<b>Total</b>	<b>329.47</b>	<b>40.50</b>

N3	Venant de N <sub>2</sub>	329.47	
	Plancher d'étage (16+4) cm	36.59	
	Plancher dalle pleine	11.74	
	PP (30*40) cm <sup>2</sup>	12.73	
	PS (30*35) cm <sup>2</sup>	8.54	
	Escaliers (pallier + volée)	38.17	
	Poteau (45*45) cm <sup>2</sup>	13.47	
	<b>Total</b>	<b>450.71</b>	<b>56.30</b>
N4	Venant de N <sub>3</sub>	450.71	
	Plancher d'étage (16+4) cm	36.59	
	Plancher dalle pleine	11.74	
	PP (30*40) cm <sup>2</sup>	12.73	
	PS (30*35) cm <sup>2</sup>	8.54	
	Escaliers (pallier + volée)	38.17	
	Poteau (45*45) cm <sup>2</sup>	13.47	
	<b>Total</b>	<b>571.95</b>	<b>70.13</b>
N5	Venant de N <sub>4</sub>	571.95	
	Plancher d'étage (16+4) cm	36.59	
	Plancher dalle pleine	11.74	
	PP (30*40) cm <sup>2</sup>	12.73	
	PS (30*35) cm <sup>2</sup>	8.54	
	Escaliers (pallier + volée)	38.17	
	Poteau (50*50) cm <sup>2</sup>	16.62	
	<b>Total</b>	<b>696.34</b>	<b>81.99</b>
N6	Venant de N <sub>5</sub>	696.34	
	Plancher d'étage (16+4) cm	36.59	
	Plancher dalle pleine	11.74	
	PP (30*40) cm <sup>2</sup>	12.73	
	PS (30*35) cm <sup>2</sup>	8.54	
	Escaliers (pallier + volée)	38.17	
	Poteau (50*50) cm <sup>2</sup>	16.62	
	<b>Total</b>	<b>820.73</b>	<b>91.86</b>
N7	Venant de N <sub>6</sub>	820.73	
	Plancher d'étage (16+4) cm	36.59	
	Plancher dalle pleine	11.74	
	PP (30*40) cm <sup>2</sup>	12.73	
	PS (30*35) cm <sup>2</sup>	8.54	
	Escaliers (pallier + volée)	38.17	
	Poteau (55*55) cm <sup>2</sup>	20.11	
	<b>Total</b>	<b>948.61</b>	<b>101.52</b>
N8	Venant de N <sub>7</sub>	948.61	
	Plancher d'étage (16+4) cm	36.59	
	Plancher dalle pleine	11.74	
	PP (30*40) cm <sup>2</sup>	12.73	
	PS (30*35) cm <sup>2</sup>	8.54	
	Escaliers (pallier + volée)	38.17	
	Poteau (55*55) cm <sup>2</sup>	20.11	
	<b>Total</b>	<b>1076.49</b>	<b>110.43</b>
N9	Venant de N <sub>8</sub>	1076.49	
	Plancher d'étage (16+4) cm	36.59	
	Plancher dalle pleine	11.74	
	PP (30*40) cm <sup>2</sup>	12.73	
	PS (30*35) cm <sup>2</sup>	8.54	

	Escaliers (pallier + volée)	38.17	
	Poteau (60*60) cm <sup>2</sup>	33.12	
	Total	1217.38	120.31
$N_u = 1.35G_t + 1.5 Q_t$		$N_u = 1823.92 \text{ KN}$	
$N_s = G_t + Q_t$		$N_s = 1337.69 \text{ KN}$	

## 6. Descente des charges pour le poteau P2 :

### 6.1. Calcul des surfaces afférentes :

#### 6.1.1. Terrasse accessible et plancher d'étage courant :

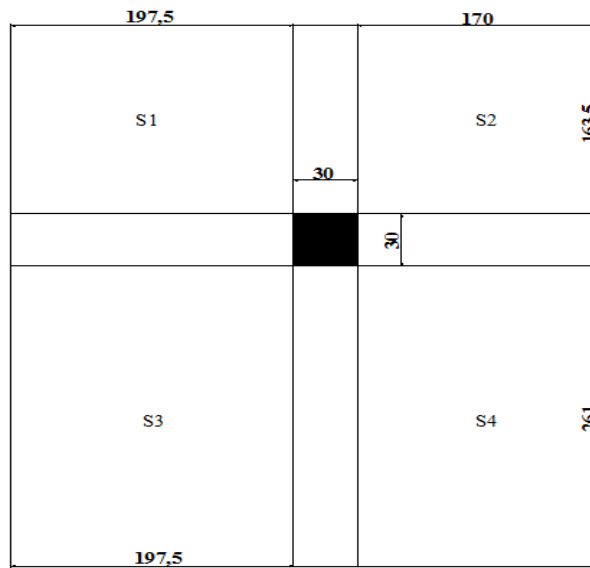


Fig. II.21. surface afférente (étages courants et T. accessible)

#### Pour les charges d'exploitations :

$$S = (1.975 + 0.30 + 1.70) \times (1.635 + 0.30 + 2.61)$$

$$S = 18.06 \text{ m}^2$$

#### Pour les charges permanentes :

$$S = (1.975 + 1.70) \times (1.635 + 2.61)$$

$$S = 15.60 \text{ m}^2$$

## 7. Calcul du poids des éléments :

Tableau. II.15. poids des éléments.

Eléments	Poids (KN /m <sup>2</sup> )	Surfaces (m <sup>2</sup> )	Poids(KN)
Plancher terrasse accessible	5.64	15.60	87.98
Plancher d'étage courant	4.31	15.60	67.23

#### ✓ Poids propre des poutres :

- $G_{PP} = 0.3 \times 0.4 \times 25 \times (1.635 + 2.61) = 12.73 \text{ KN}$

- $G_{PS} = 0.3 \times 0.35 \times 25 \times (1.975 + 1.7) = 9.64 \text{ KN}$

**8. Tableau récapitulatif du poids des éléments :****Tableau. II.16. Décence de charge pour le poteau P2.**

Niveau	Eléments	G(KN)	Q(KN)
N0	Plancher terrasse accessible	87.98	27.09
	Poutre principale (30×40) cm <sup>2</sup>	12.73	
	Poutre secondaire (30×35) cm <sup>2</sup>	9.64	
	Poteau (35×35) cm <sup>2</sup>	8.15	
	Total	118.5	
N1	Venant de N0	118.5	
	Plancher d'étage	67.23	
	Poutre principale (30×40) cm <sup>2</sup>	12.73	
	Poutre secondaire (30×35) cm <sup>2</sup>	9.64	
	Poteau (40×40) cm <sup>2</sup>	10.64	
	Total	218.74	
N2	Venant de N1	218.74	73.14
	Plancher d'étage	67.23	
	Poutre principale (30×40) cm <sup>2</sup>	12.73	
	Poutre secondaire (30×35) cm <sup>2</sup>	9.64	
	Poteau (40×40) cm <sup>2</sup>	10.64	
	Total	318.98	
N3	Venant de N2	318.98	86.46
	Plancher d'étage	67.23	
	Poutre principale (30×40) cm <sup>2</sup>	12.73	
	Poutre secondaire (30×35) cm <sup>2</sup>	9.64	
	Poteau (45×45) cm <sup>2</sup>	13.47	
	Total	422.05	
N4	Venant de N3	422.05	92.10
	Plancher d'étage	67.23	
	Poutre principale (30×40) cm <sup>2</sup>	12.73	
	Poutre secondaire (30×35) cm <sup>2</sup>	9.64	
	Poteau (45×45) cm <sup>2</sup>	13.47	
	Total	525.12	
N5	Venant de N4	525.12	108.36
	Plancher d'étage	67.23	
	Poutre principale (30×40) cm <sup>2</sup>	12.73	
	Poutre secondaire (30×35) cm <sup>2</sup>	9.64	
	Poteau (50×50) cm <sup>2</sup>	16.62	
	Total	631.34	
N6	Venant de N5	631.34	121.90
	Plancher d'étage	67.23	
	Poutre principale (30×40) cm <sup>2</sup>	12.73	
	Poutre secondaire (30×35) cm <sup>2</sup>	9.64	
	Poteau (50×50) cm <sup>2</sup>	16.62	
	Total	737.56	

N7	Venant de N6	737.56	
	Plancher d'étage	67.23	
	Poutre principale (30×40) cm <sup>2</sup>	12.73	
	Poutre secondaire (30×35) cm <sup>2</sup>	9.64	
	Poteau (55×55) cm <sup>2</sup>	20.11	
	Total	847.27	134.63
N8	Venant de N7	847.27	
	Plancher d'étage	67.23	
	Poutre principale (30×40) cm <sup>2</sup>	12.73	
	Poutre secondaire (30×35) cm <sup>2</sup>	9.64	
	Poteau (55×55) cm <sup>2</sup>	20.11	
	Total	956.98	147.36
N9	Venant de N8	956.98	
	Plancher d'étage	67.23	
	Poutre principale (30×40) cm <sup>2</sup>	12.73	
	Poutre secondaire (30×35) cm <sup>2</sup>	9.64	
	Poteau (60×60) cm <sup>2</sup>	33.12	
	Total	1079.7	160.91
Nu= 1.35G <sub>t</sub> + 1.5 Q <sub>t</sub>		Nu=1698.96 KN	
Ns=Qt+Gt		N <sub>s</sub> = 1240.61 KN	

## 9. Récapitulation des résultantes :

Tableau. II.17. Efforts normaux dans les deux poteaux.

Poteaux	G (KN)	Q (KN)	Nu (KN)	Ns (KN)
Poteau P1	1217.38	120.31	1823.92	1337.69
Poteau P2	1079.7	160.91	1698.96	1240.61

Le poteau le plus sollicité est **P1** avec un effort normal égal à :

$$Nu=1.35 G + 1.5Q=1.35*1217.38+ 1.5*120.31= 1823.92N$$

Selon le CBA (Art B.11) on doit majorer l'effort normal de compression ultime Nu de 10%

Après majoration on trouve **Nu : 2006.31 KN**

## 10. Vérifications :

### 10.1. Vérification des poteaux a la compression simple :

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 * f_c 28}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

Tableau. II.18. Vérification des poteaux la compression simple

Etages	Nu(KN)	Section (m <sup>2</sup> )	Condition $\bar{\sigma}_{bc} \geq \sigma_{cal}$		Observation
			$\bar{\sigma}_{bc}$ (mpa)	$\sigma_{cal}$ (mpa)	
<b>RDC</b>	1823.92	0.60*0.60	14.20	5.06	<b>Vérifiée</b>
<b>1 et 2<sup>eme</sup></b>	1618.90	0.55*0.55	14.20	5.35	
<b>3et 4<sup>eme</sup></b>	1245.77	0.50*0.50	14.20	4.98	
<b>5et 6<sup>eme</sup></b>	877.32	0.45*0.45	14.20	4.33	
<b>7et 8</b>	505.53	0.40*0.40	14.20	3.15	
<b>Terrasse inaccessible</b>	111.99	0.35*0.35	14.20	0.91	

### 10.2. Vérification du critère de stabilité de forme :

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

$$Nu \leq \bar{Nu} = \alpha * \left[ \frac{Br * fc_{28}}{0.9 * \gamma_b} + \frac{As * fe}{\gamma_s} \right]$$

$Br = (a-2) \times (b-2)$  ; a et b : dimension du poteau

$As \geq 0.8\% * Br$  On prend = 1% Br

$\gamma_b$  : Coefficient de la sécurité du béton

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité de l'acier = 1.15

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

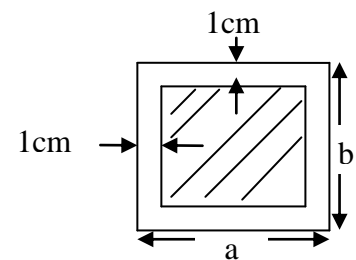


Fig. II.22. Section brute (B<sub>r</sub>)

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad \text{Pour } \lambda \leq 50.$$

$$\alpha = 0.6 \left( \frac{\lambda}{50} \right)^2 \quad \text{Pour } 50 < \lambda \leq 70$$

On calcul l'élanement :  $\lambda = \frac{l_f}{i}$  et  $l_f = 0.7 * l_0$  Avec

$l_f$  : La longueur de flambement

$l_0$  : longueur du poteau

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

**Vérification du poteau de RDC :**

$$L_f = 0.7 * l_0 = 0.7 * 3.68 = 2.58 \text{ m}$$

$$B = 0.6 * 0.6 = 0.36 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{0.6 * 0.6^3}{12} = 1.08 * 10^{-2} \text{ m}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{1.08 * 10^{-2}}{0.36}} = 0.173 \text{ m}, \lambda = \frac{2.58}{0.173} = 14.91 \leq 50 \Rightarrow \alpha = 0.82$$

D'après le BAEL 91 on doit vérifier  $Br \geq \frac{Nu}{\alpha \left[ \frac{f_{c28}}{0.9 * \gamma_b} + \frac{fe}{100 * \gamma_s} \right]} \Rightarrow Br \geq 0.1050 \text{ m}^2$

Or nous avons :  $Br = (60-2) \times (60-2) \times 10^{-4} = 0.3364 \text{ m}^2$

$0.3364 \geq 0.148$  donc le poteau ne risque pas de flamber.

Les résultats de vérification au flambement sont résumés dans le tableau II.19 suivant :

**Tableau. II.19. Vérification des poteaux au flambement**

Étages	Nu(KN)	Section (m <sup>2</sup> )	Condition $Br \geq Br_{cal}$		Observation
			Br	Br <sub>cal</sub>	
<b>RDC</b>	1823.92	0.6*0.6	0.3364	0.101	Vérifier
<b>1 et 2<sup>ème</sup></b>	1618.90	0.55*0.55	0.2809	0.089	
<b>3et 4<sup>ème</sup></b>	1245.77	0.50*0.50	0.2304	0.069	
<b>5et 6<sup>ème</sup></b>	877.32	0.45*0.45	0.1849	0.048	
<b>7et 8<sup>ème</sup></b>	505.53	0.40*0.40	0.1444	0.028	
<b>Terrasse inaccessible</b>	111.99	0.35*0.35	0.1089	0.006	

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

**II.6.Conclusion :**

Après que nous avons fini le pré dimensionnement des éléments et que nous avons fait toutes les vérifications nécessaires, nous avons adopté les sections suivantes :

**Tableau. II.20. Caractéristiques des éléments structuraux**

Eléments	Largeur b (cm)	Hauteur h (cm)
Poutres principales	30	40
Poutres secondaires	30	35
Poteaux du RDC	60	60
Poteaux du 1 et 2 <sup>ème</sup>	55	55
Poteaux du 3et 4 <sup>ème</sup>	50	50
Poteaux du 5et 6 <sup>ème</sup>	45	45
Poteaux du 7et 8 <sup>ème</sup>	40	40
Poteaux du la Terrasse inaccessible	35	35
Voiles de contreventement	e = 20 cm	



# ***Chapitre III***

### III.1 Introduction :

Les éléments secondaires à étudier dans ce chapitre sont : les planchers, les escaliers, l'acrotère, la poutre de chaînage et l'ascenseur.

### III.2 Calculs des planchers :

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

Le plancher à corps creux est constitué de deux parties : d'hourdis qui est un coffrage perdu qui sert pour l'isolation ainsi qu'une dalle de compression et prend appuis sur les poutrelles.

#### III.2.1.1 Etudes des poutrelles :

Les poutrelles sont calculées en flexion simple, sont des sections en T en béton armé servant à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales.

#### 1. Méthode de calcul des sollicitations :

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

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

##### 1.1. Méthode Forfaitaire :

##### 1.1.1. Domaine d'application :

Pour déterminer les moments sur appui et en travée, il est possible d'utiliser la méthode forfaitaire si les quatre conditions sont vérifiées.

- plancher à surcharge modérée ( $Q \leq \text{Min}(2G, 5\text{KN/m}^2)$ ).
- le rapport entre deux travées successives :  $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$ .
- le moment d'inertie constant sur toutes les travées.
- fissuration peu nuisible (F.P.N).

##### 1.1.2. Application de la méthode :

Valeurs des moments :

Les valeurs des moments en travée  $M_t$  et sur appui  $M_g$  et  $M_d$  doivent vérifier :

$$\checkmark M_t + (M_d + M_g) / 2 \geq \text{Max}(1.05M_0, (1 + 0.3\alpha) M_0)$$

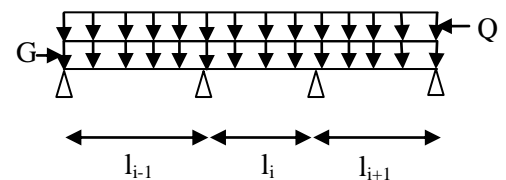


Fig.III.1.Schéma d'une Poutre

✓  $M_t \geq (1 + 0.3\alpha) M_0/2$  dans une travée intermédiaire.

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

La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire doit être au moins égale à :  
 0.6M0 pour une poutre à deux travées.

0.5M0 pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.

0.4M0 pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

Avec M0 la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de référence (travée isostatique) à gauche et à droite de l'appui considéré, et le rapport des charges d'exploitation à

la somme des charges non pondérées.

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G}$$

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 : -0.15M0. Tel que  $M_0 = \text{Max} (M_0^1, M_0^2)$

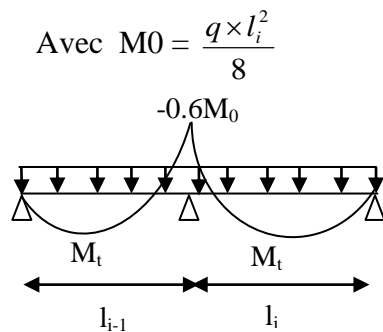


Fig.III.2.moment sur une poutre de deux travées

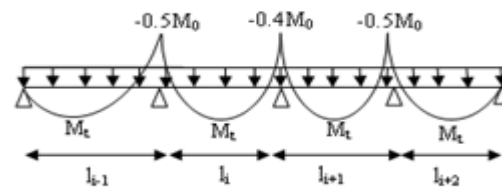


Fig.III.3.moment sur poutre plus de deux travées

- Evaluation de l'effort tranchant :

On évalue l'effort tranchant en supposant une discontinuité entre les travées c'est-à-dire l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique sauf pour le premier appui Intermédiaire (voisin de rive) où l'on tient compte des moments de continuité en majorant l'effort tranchant isostatique V0 de :

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

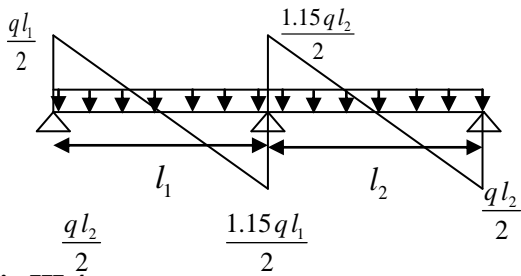


Fig.III.4.Effort tranchant sur une poutre à deux travées

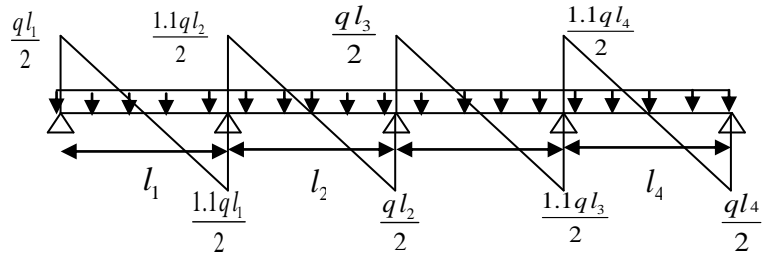


Fig.III.5.Effort tranchant d'une poutre à plus deux travées

**1.2. Méthode de Caquot (Annexe 2) :**

Lorsque l'une des conditions précédentes n'est pas satisfaite, ou si le plancher à surcharge élevée ( $Q \geq \text{Min}(2G, 5\text{KN/m}^2)$ ), on applique la méthode de Caquot. Le principe repose sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée pour tenir compte de :

- ✓ La variation des moments d'inerties des sections transversales le long de la ligne moyenne de la poutre.
- ✓ L'amortissement des efforts de chargement des travées successives.

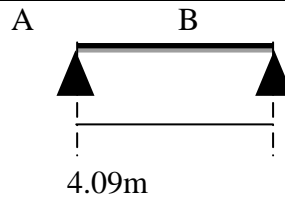
**III.2.1.2. Différents types de poutrelles :**

Dans notre projet on distingue deux types de poutrelles qui sont classés dans le tableau suivant :

**Tableau III.1. Différents types de poutrelles.**

Type	Schémas statiques
1	
2	

3



**III. 2.1.3. Charges et surcharges revenant aux poutrelles :**

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

-à l'ELS :  $ps = b \times (G + Q)$

**Tableau III.2. Chargement des poutrelles.**

Type de plancher	G (KN /m2)	Q (KN /m2)	b (m)	pu (KN/ml)	ps (KN/ml)
Terrasse inaccessible	5.67	1	0.65	5.95	4.33
Terrasse accessible	5.64	1.5	0.65	6.41	4.64
Etages courants	4.31	1.5	0.65	5.24	3.76
RDC	4.31	5	0.65	8.66	6.05

Avec :

b : largeur de la table d'entre-axes des poutrelles.

pu : c'est la charge reprise par une poutrelle à l'état limite ultime.

ps : c'est la charge reprise par une poutrelle à l'état limite de service.

**III. 2.1.4. Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaires :**

**Conditions D'application :**

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

◆ Plancher Terrasse inaccessible :

G=5.67KN/m2

$Q=1\text{KN/m}^2$  ..... vérifiée.

◆ Plancher de RDC :

$$G=4.31\text{KN/m}^2$$

$$Q=5\text{KN/m}^2 \leq \min(2 \times 4.32 ; 5) \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

◆ Plancher étage courant :

$$G=4.31\text{KN/m}^2$$

$$Q=1.5\text{KN/m}^2 \leq \min(2 \times 4.32 ; 5) \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

2-Le moment d'inertie est constant sur toutes les travées.

3-Le rapport  $0.8 \leq L_i / L_{i+1} \leq 1.25$ ..... est n'est pas vérifié pour tous types de poutrelles.

4- Fissuration peu nuisible

Toutes les conditions d'utilisation de cette méthode sont satisfaites pour le type 2, l'autre type la 3ème condition n'est pas satisfaisante  $\frac{3.32}{4.4} = 0.75 < 0.80$ , donc on applique pour le type 1 la méthode de Caquot minorée.

**III.2.1.5. Exemple illustratif :**

**type 1** pour : RDC Pour le calcul on exposera un exemple pour illustrer la méthode Caquot minorée (le type 1 du plancher pour le RDC) et les autres types seront résumés dans des tableaux.

**III.2.1.5.1. Calcul des sollicitations**

$$G' = \frac{2}{3}G$$

$$G' = \frac{2}{3} * 4.31 = 2.87$$

$$Pu' = 7.39 \text{ KN/m}$$

$$Ps' = 5.11 \text{ KN/m}$$

- **Moments aux appuis :**

Les moments aux appuis sont donnés par l'expression suivante

$$M_i = \frac{p_g \times L_g^3 + p_d \times L_d^3}{8,5 \times (L'_g + L'_d)}$$

Avec :

$p_g, p_d$  : Étant le chargement à gauche (respectivement à droite) de l'appui.

$L'_g, L'_d$  : Étant les longueurs fictives des travées entourant l'appui considéré.

Calcul des longueurs fictives :

$$L'_{AB} = L_{AB} = 4.09\text{m} ;$$

$$L'_{BC} = 0,8L_{BC} = 2,66\text{m} ;$$

$$L'_{CD} = 0,8L_{CD} = 3.52\text{ m} ;$$

$$L'_{DE} = 0,8L_{DE} = 3,08\text{ m} ;$$

$$L'_{EF} = L_{EF} = 3.42\text{ m}.$$

- **Les moments aux appuis :**

- **A l'ELU :**

$$Pu' = 7.39\text{KN/m}^2$$

$$M_A = M_F = 0$$

$$M_B = -\frac{7.39(4.09^3 + 2.66^3)}{8,5(4.09 + 2.66)} = -11.23\text{KN.m}$$

$$M_C = -\frac{7.39(2.66^3 + 3.52^3)}{8,5(2.66 + 3.52)} = -8.78\text{KN.m}$$

$$M_D = -\frac{7.39(3.52^3 + 3.08^3)}{8,5(3.52 + 3.08)} = -9.59\text{KN.m}$$

$$M_E = -\frac{7.39(3.08^3 + 3.42^3)}{8,5(3.08 + 3.42)} = -9.26\text{KN.m}$$

- **A l'ELS :**

$$P_s' = 5.11 \text{ KN/m}^2$$

$$M_A = M_F = 0$$

$$M_B = -\frac{5.11(4.09^3 + 2.66^3)}{8.5(4.09 + 2.66)} = -7.77 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -\frac{5.11(2.66^3 + 3.52^3)}{8.5(2.66 + 3.52)} = -6.07 \text{ KN.m}$$

$$M_D = -\frac{5.11(3.52^3 + 3.08^3)}{8.5(3.52 + 3.08)} = -6.63 \text{ KN.m}$$

$$M_E = -\frac{5.11(3.08^3 + 3.42^3)}{8.5(3.08 + 3.42)} = -6.40 \text{ KN.m}$$

**Calcul des moments en travées :**

$$M(x) = \frac{P \cdot x}{2}(L - x) + M_W \left(1 - \frac{x}{L}\right) + M_E \cdot \frac{x}{L}$$

$$M_0(x) = \frac{P \cdot x}{2}(L - x)$$

$$M_t^{\max} = M(x_0)$$

$$x_0 = \frac{L}{2} - \left(\frac{M_W - M_E}{L \cdot P}\right)$$

✓ **Travée (AB)**

- **A l'ELU :**

$$x_0 = \frac{4}{2} - \left(\frac{0 - (-11.23)}{4.09 \cdot 8.66}\right)$$

$$x_0 = 1.73 \text{ m}$$

$$M_0(x) = \frac{8.66 \cdot 1.73}{2}(4.09 - 1.73) = 17.68 \text{ KN.m}$$

$$M_{tAB}^{\max} = M(1.63) = \frac{8.66 \cdot 1.73}{2}(4.09 - 1.73) + 0 + (-11.23) \frac{1.73}{4}$$

$$M_{tAB}^{\max} = 12.82 \text{ KN.m}$$



- **A l'ELS :**

$$x_0 = \frac{4}{2} - \left( \frac{0 - (-7.77)}{4.09 * 6.05} \right)$$

$$x_0 = 1.73 \text{ m}$$

$$M_0(x) = \frac{6.05 * 1.73}{2} (4.09 - 1.73) = 12.35 \text{ KN.m}$$

$$M_{tBC}^{\max} = \frac{6.05 * 1.73}{2} (4.09 - 1.73) + 0 + (-7.77) \frac{1.73}{4}$$

$$M_{tAB}^{\max} = 8.99 \text{ KN.m}$$

- ✓ **Travée (BC) :**

- **A l'ELU :**

$$x_0 = 1.74 \text{ m ;}$$

$$M_0(x) = 11.90 \text{ KN.m}$$

$$M_{tBC}^{\max} = 2.74 \text{ KN.m ;}$$

- **A l'ELS :**

$$x_0 = 1,71 \text{ m ;}$$

$$M_0(x) = 8.33 \text{ KN.m}$$

$$M_{tBC}^{\max} = 1.97 \text{ KN.m}$$

- ✓ **Travée (CD) :**

- **A l'ELU :**

$$x_0 = 2.18 \text{ m ;}$$

$$M_0(x) = 20.95 \text{ KN.m}$$

$$M_{tCD}^{\max} = 11.77 \text{ KN.m ;}$$

- **A l'ELS :**

$$x_0 = 2.18 \text{ m ;}$$

$$M_0(x) = 14.64 \text{ KN.m}$$

$$M_{tCD}^{\max} = 8.29 \text{ KN.m ;}$$

✓ **Travée (DE) :**

- **A l'ELU :**

$$x_0 = 1.93 \text{ m ;}$$

$$M_0(x) = 16.04 \text{ KN.m}$$

$$M_{tDE}^{\max} = 6.61 \text{ KN.m ;}$$

- **A l'ELS :**

$$x_0 = 1.93 \text{ m ;}$$

$$M_0(x) = 11.21 \text{ KN.m}$$

$$M_{tDE}^{\max} = 4.69 \text{ KN.m ;}$$

✓ **Travée (EF) :**

- **A l'ELU :**

$$x_0 = 2.02 \text{ m ;}$$

$$M_0(x) = 12.24 \text{ KN.m}$$

$$M_{tEF}^{\max} = 7.68 \text{ KN.m ;}$$

- **A l'ELS :**

$$x_0 = 2.02 \text{ m ;}$$

$$M_0(x) = 8.55 \text{ KN.m}$$

$$M_{tEF}^{\max} = 5.51 \text{ KN.m ;}$$

**Evaluation de l'effort tranchant :**

$$V(x) = V_0(x) + \frac{M_W - M_E}{L}$$

$$V(x) = q * \frac{L}{2} - (q * x) + \frac{M_E - M_W}{L}$$

Section d'effort tranchant nul ( $x_0 = \frac{L}{2} + \frac{M_W - M_E}{L}$ )

- A l'appui A :

$$V_W = q \cdot \frac{L}{2} + \frac{M_W - M_E}{L}$$

- A l'appui B :

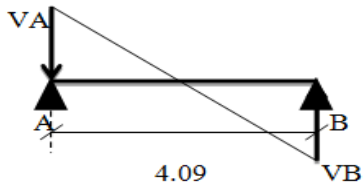
$$V_E = -q \cdot \frac{L}{2} + \frac{M_W - M_E}{L}$$

- ✓ Travée (AB) :

- A l'ELU :

$$V_A = 20.45 \text{ KN ;}$$

$$V_B = -14.96 \text{ KN ;}$$

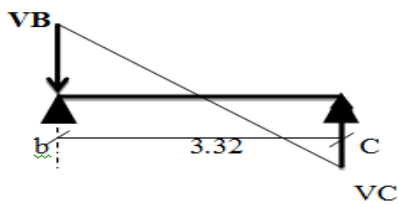


- ✓ Travée (BC) :

- A l'ELU :

$$V_B = 13.64 \text{ KN ;}$$

$$V_C = -15.11 \text{ KN ;}$$

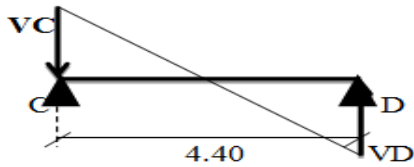


- ✓ Travée (CD) :

- l'ELU :

$$V_C = 19.23 \text{ KN ;}$$

$$V_D = -18.87 \text{ KN ;}$$

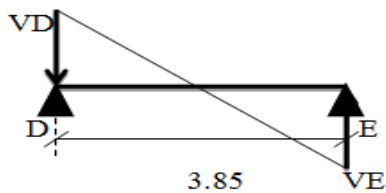


✓ Travée (DE) :

• A l'ELU :

$$V_D = 16.58 \text{ KN ;}$$

$$V_E = -16.75 \text{ KN ;}$$

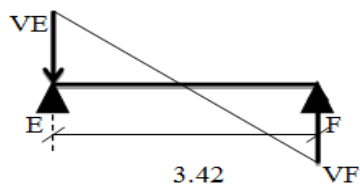


✓ Travée (EF) :

• A l'ELU :

$$V_E = 12.10 \text{ KN ;}$$

$$V_F = -17.52 \text{ KN ;}$$



Le même cheminement a été suivi pour le calcul de poutrelle de type 1 et les autres types avec la méthode forfaitaire du plancher terrasse inaccessible et accessible + étage courant. Les tableaux ci-dessous récapitulent les résultats de calcul à l'ELU et l'ELS pour les poutrelles de chaque plancher :

**Remarque :**

Sur les appuis de rive, le moment est nul, cependant il faut toujours disposer des aciers de fissuration équilibrant un moment égal à  $-0.15M_0$ .

➤ Plancher étage courant (d'habitation) :  $G=4.31\text{KN/m}^2$

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

**Tableau III.3 : Sollicitations des poutrelles du plancher d'étage courant**

Types de poutrelles	Etats limites					
	ELU			ELS		
	$M_{\text{appui}}$ KN. M	$M_{\text{travée}}$ KN. M	V KN		$M_{\text{appui}}$ KN. M	$M_{\text{travée}}$ KN. M
Type 1	$M_a = M_f = 0$	$M_{ab} = 8.15$	Travée (ab)	$V_a = 9.25$ $V_b = -12.21$	$M_a = M_f = 0$	$M_{ab} = 5.88$
	$M_b = -6.05$	$M_{bc} = 1.85$	Travée (bc)	$V_b = 9.10$ $V_c = -8.31$	$M_b = -4.32$	$M_{bc} = 1.37$
	$M_c = -4.73$	$M_{cd} = 7.74$	Travée (cd)	$V_c = 11.44$ $V_d = -11.64$	$M_c = -3.37$	$M_{cd} = 5.61$
	$M_d = -5.17$	$M_{de} = 4.64$	Travée (de)	$V_d = 10.14$ $V_e = -10.05$	$M_d = -3.69$	$M_{de} = 3.37$
	$M_e = -4.99$	$M_{ef} = 5.37$	Travée (ef)	$V_e = 10.42$ $V_f = -7.51$	$M_e = -3.56$	$M_{ef} = 3.88$
	$M_{\text{appui}}^{\text{max}} = 6.05$	$M_{\text{travée}}^{\text{max}} = 8.15$	$V^{\text{max}} = 12.21$		$M_{\text{appui}}^{\text{max}} = 5.74$	$M_{\text{travée}}^{\text{max}} = 5.88$
Type 2	$M_a = -1.90$ $M_d = -1.15$	$M_{ab} = 10.50$	Travée (ab)	$V_a = 11.54$ $V_b = 12.69$	$M_a = -1.37$ $M_d = -0.83$	$M_{ab} = 7.56$
	$M_b = 6.35$	$M_{bc} = 5.24$	Travée (bc)	$V_b = 11.11$ $V_c = 11.11$	$M_b = 4.57$	$M_{bc} = 3.77$
	$M_c = 4.86$	$M_{cd} = 6.99$	Travée (cd)	$V_c = 9.86$ $V_d = 8.97$	$M_c = 3.50$	$M_{cd} = 4.20$
	$M_{\text{appui}}^{\text{max}} = 6.35$	$M_{\text{travée}}^{\text{max}} = 10.50$	$V^{\text{max}} = 12.69$		$M_{\text{appui}}^{\text{max}} = 4.57$	$M_{\text{travée}}^{\text{max}} = 7.56$

➤ Plancher RDC (commerciale) :  $G=4.31\text{KN/m}^2$

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

**Tableau III.4 : Sollicitations des poutrelles du plancher RDC**

Types de poutrelles	Etats limites					
	ELU			ELS		
	$M_{\text{appui}}$ KN. M	$M_{\text{travée}}$ KN. M	V KN		$M_{\text{appui}}$ KN. M	$M_{\text{travée}}$ KN. M

<b>Type 2</b>	$M_{a=} - 3.15$ $M_{d=} - 1.90$	$M_{ab} = 19.1$	Travée (ab)	$V_a = 19.05$ $V_b = 20.97$	$M_{a=} - 2.20$ $M_{d=} - 1.33$	$M_{ab} = 13.35$
	$M_{b=} 10.49$	$M_{bc} = 9.37$	Travée (bc)	$V_b = 18.33$ $V_c = 18.33$	$M_b = 7.33$	$M_{bc} = 6.55$
	$M_c = 8.02$	$M_{cd} = 10.69$	Travée (cd)	$V_c = 16.28$ $V_d = 14.80$	$M_c = 5.61$	$M_{cd} = 7.47$
	$M_{appui}^{max} = 10.49$	$M_{travée}^{max} = 19.10$		$V^{max} = 20.97$	$M_{appui}^{max} = 7.33$	$M_{travée}^{max} = 13.35$

- Plancher étage terrasse inaccessible :  $G=5.67\text{KN/m}^2$   
 $Q=1\text{KN/m}^2$

<b>Tableau III.5 : Sollicitations des poutrelles du plancher terrasse inaccessible</b>						
Etats limites						
ELU						
ELS						
Type de poutrelle	$M_{appui}$ KN. M	$M_{travée}$ KN. M	V KN		$M_{appui}$ KN. M	$M_{travée}$ KN. M
<b>Type 3</b>	$M_a = 1.54$	$M_{ab} = 12.81$	Travée (ab)	$V_a = 11.07$ $V_b = 11.07$	$M_a = 1.13$	$M_b = 1.13$
	$M_b = 1.54$					
	$M_{appui}^{max} = 1.54$	$M_{travée}^{max} = 12.81$		$V^{max} = 11.07$	$M_{appui}^{max} = 1.13$	$M_{travée}^{max} = 1.13$

- Plancher étage terrasse accessible :  $G=5.64\text{KN/m}^2$   
 $Q=1.5\text{KN/m}^2$

<b>Tableau III.6 : Sollicitations des poutrelles du plancher terrasse accessible</b>						
Etats limites						
ELU						
ELS						
Types de poutrelles	$M_{appui}$ KN. M	$M_{travée}$ KN. M	V KN		$M_{appui}$ KN. M	$M_{travée}$ KN. M
<b>Type 1</b>	$M_a = M_f = 0$	$M_{ab} = 10.03$	Travée (ab)	$V_a = 10.73$ $V_b = -15.50$	$M_a = M_f = 0$	$M_{ab} = 7.28$
	$M_b = -7.24$	$M_{bc} = 2.40$	Travée (bc)	$V_b = 11.28$ $V_c = -10$	$M_b = -5.20$	$M_{bc} = 1.78$
	$M_c = -5.65$	$M_{cd} = 9.60$	Travée (cd)	$V_c = 13.94$ $V_d = -14.23$	$M_c = -4.06$	$M_{cd} = 6.98$

	$M_d = -6.18$	$M_{de}=5.81$	Travée (de)	$V_d=12.42$ $V_e=-12.27$	$M_d=-4.44$	$M_{de}=4.24$
	$M_e = -5.97$	$M_{ef}=6.63$	Travée (ef)	$V_e=13.31$ $V_f=-8.62$	$M_e=-4.28$	$M_{ef}=4.81$
	$M_{appui}^{max} = 7.24$	$M_{travée}^{max} = 10.03$	$V^{max} = 15.50$		$M_{appui}^{max} = 5.20$	$M_{travée}^{max} = 7.28$
<b>Type 2</b>	$M_a = -2.33$ $M_d = -1.41$	$M_{ab} = 12.62$	Travée (ab)	$V_a = 14.11$ $V_b = 15.52$	$M_a = -1.68$ $M_d = -1.02$	$M_{ab} = 9.13$
	$M_b = 7.76$	$M_{bc} = 6.31$	Travée (bc)	$V_b = 13.58$ $V_c = 13.58$	$M_b = 5.62$	$M_{bc} = 4.57$
	$M_c = 5.94$	$M_{cd} = 6.99$	Travée (cd)	$V_c = 12.06$ $V_d = 10.96$	$M_c = 4.30$	$M_{cd} = 5.07$
	$M_{appui}^{max} = 7.76$	$M_{travée}^{max} = 12.62$	$V^{max} = 15.52$		$M_{appui}^{max} = 5.62$	$M_{travée}^{max} = 9.13$

**Les sollicitations maximales aux états limitent :**

Le ferrailage des poutrelles se fait de manière à résister aux sollicitations statiques extrêmes. Ces dernières (sollicitations max) sont récapitulées dans le tableau suivant :

Sollicitations maximales aux états limite des différents niveaux.

Etage	Type de poutrelle	Etats limites						
		ELU				ELS		
		$M_{MAX}^{Appui}$ (KN.m)		$M_{MAX}^{Travée}$ (KN.m)	$V_{MAX}$ (KN)	$M_{MAX}^{Appui}$ (KN.m)		$M_{MAX}^{Travée}$ (KN.m)
		Rive	Interne			Rive	Interne	
<b>RDC</b>	01	0	-11.23	12.82	20.45	0	-7.77	8.99
	02	-3,15	10.49	19.10	20.97	-2,20	7.33	13.35
<b>étage courant</b>	01	0	-6.05	8.15	12.21	0	-5.74	5.88
	02	-1.90	6.35	10.50	12.69	-1.37	4.57	7.56
<b>Terrasse accessible</b>	01	0	-7.24	10.03	-15.50	0	-5.20	7.28
	02	-2.33	7.76	12.62	15.52	-1.68	5.62	9.13

<b>Terrasse inaccessible</b>	03	-1.54	1.54	12.81	11.07	-1.13	1.13	1.13
------------------------------	----	-------	------	-------	-------	-------	------	------

**III.2.1.5.2.Ferrailage des poutrelles :**

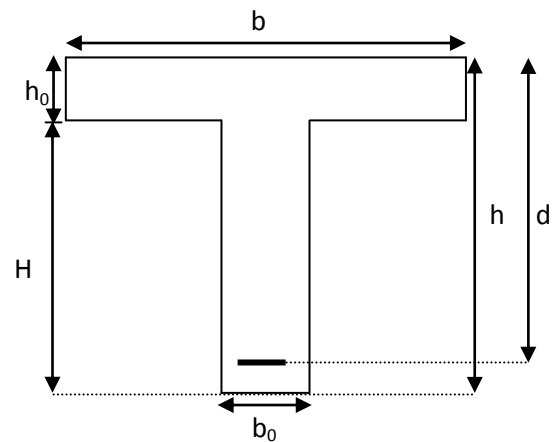
**III.2.1.5.2.1 Poutrelles du plancher du RDC :**

**1. Les sollicitations maximales :**

$$M_{t_{max}} = 19.10 \text{ KN.m} / M_a^{max}_{inter} = 10.49 \text{ KN.m} / M_{a_{rive}} = -3.15 \text{ KN.m} / V_{MAX} = 20.97 \text{ KN}$$

Les Caractéristiques géométriques de la poutrelle sont :

- $b = 65\text{cm}$
- $h_0 = 4\text{cm}$
- $h = 20\text{cm}$
- $H = 16\text{cm}$
- $b_0 = 10\text{cm}$
- $d = 18\text{cm}$



**1. Ferrailage longitudinal :**

**Calcul à l'ELU :**

**a) En travée :**

Le moment équilibré par la table de compression :

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

$$M_{tu} = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \times (0,18 - \frac{0,04}{2}) \Rightarrow M_{tu} = 59.07 \text{ KN.m}$$

$M_{tu} > M_u = 19.10 \text{ KN.m} \Rightarrow$  L'axe neutre passe par la table de compression, donc la table n'est pas entièrement comprimée, la section en Té sera calculée comme une section rectangulaire  $b_0 \times h$ .



$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{19.10 \times 10^{-3}}{0,65 \times 0,18^2 \times 14,2} = 0,064$$

$$\mu_l = 0,8 \times \alpha_l (1 - 0,4\alpha_l) ;$$

$$\alpha_l = \frac{Y_l}{d} = \frac{3,5}{3,5 + 1000\varepsilon_l} \quad ; \quad \varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s E_s} ;$$

$$\Rightarrow \mu_l = 0,392 .$$

$\mu_{bu} = 0,064 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow$  Le diagramme passe par le pivot « A »  $\Rightarrow A' = 0$

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

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0,8} \Rightarrow \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,064}}{0,8} \Rightarrow \alpha = 0,082 ;$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) \Rightarrow z = 0,18(1 - 0,4 \times 0,082) = 0,174 \text{ m} ;$$

$$A^{travée} = \frac{M_{\max}^{travée}}{z \times f_{st}}$$

$$A^{travée} = \frac{19.10 \times 10^{-3}}{0,174 \times 348} = 3.15 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 0,65 \times 0,18 \times 2,1}{400} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$A_s = 3,15 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,41 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  La condition de non fragilité est vérifiée.

Soit :  $A_s = 3HA12 = 3,39 \text{ cm}^2$

**b) Aux appuis :**

**1. Appuis de rive :**

La table de compression se trouve dans la zone tendue car le moment est négatif en appuis. Le béton tendu n'intervient pas dans le calcul, donc la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions  $b_0 \times h$

$$M_{rive}^{a \max} = -3.15 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{3.15 \times 10^{-3}}{0,10 \times 0,18^2 \times 14,2} = 0,0684$$

$$\mu_{bu} = 0,0684 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{Le diagramme passe par le pivot « A »} \Rightarrow A' = 0$$

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

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0,8} \Rightarrow \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0684}}{0,8} = 0,089$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) \Rightarrow z = 0,18(1 - 0,4 \times 0,089) = 0,174 \text{ m}$$

$$A_a^{Rive} = \frac{M_a^{Rive \max}}{z \times f_{st}}$$

$$A_a^{Rive} = \frac{3.15 \times 10^{-3}}{0,174 \times 348} = 0,521 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{Min} = \frac{0,23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 0,10 \times 0,18 \times 2,1}{400} = 0,217 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0,521 \text{ cm}^2 > A_{Min} = 0,217 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{La condition de non fragilité est vérifiée.}$$

$$\text{Soit : } A_s = 1\text{HA}10 = 0,79 \text{ cm}^2$$

## 2. Appuis intermédiaire :

$$M_{Interne}^a = 10.49 \text{ KN.m}$$

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

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{10.49 \times 10^{-3}}{0,10 \times 0,18^2 \times 14,2} = 0,228 ;$$

$$\mu_{bu} = 0,228 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{Le diagramme passe par le pivot « A »} \Rightarrow A' = 0$$

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

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0,8} \Rightarrow \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,228}}{0,8} \Rightarrow \alpha = 0,328 ;$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) \Rightarrow z = 0,18(1 - 0,4 \times 0,328) = 0,156 \text{ m} ;$$

$$A_a^{Interne} = \frac{M_a^{rive}}{z \times f_{st}}$$

$$A_a^{Interne} = \frac{10.49 \times 10^{-3}}{0,156 \times 348} = 1.93 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 0,10 \times 0,18 \times 2,1}{400} = 0,217 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1.93 \text{ cm}^2 > A_{Min} = 0,217 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{La condition de non fragilité est vérifiée.}$$

$$\text{Soit : } A_s = 2HA12 = 2.26 \text{ cm}^2$$

**2. Ferrailage transversale :**

**1. vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\text{La fissuration peu nuisible} \Rightarrow \tau_u^- = \min\left(\left(\frac{0.20 f_{c28}}{\delta_b}\right); 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{20.97 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18} = 1.17 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u = 1.17 \leq \tau_u^- = 3.33 \text{ MPa.}$$

Pas de risque de cisaillement.

✓ Armatures transversales :

$$\Phi t \leq \min (\Phi l \text{ min} ; h/35 ; b/10)$$

$$\Phi t \leq \min (8 ; 20/35 ; 10/10) = 0.57 \text{ cm}$$

Soit :  $\Phi t = 6 \text{ mm}$ .

On choisi un étrier  $\Phi t \Rightarrow A_t = 2\Phi 6 = 0.57 \text{ cm}^2$ .

✓ Espacement :

$$St \leq \min \left\{ \begin{array}{l} (0.9d, 40\text{cm}) = 16.2\text{cm} \\ \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times 0.4} = \frac{0.57 \times 400}{10 \times 0.4} = 57\text{cm} \\ \frac{A_t \times 0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3K \times f_{t28})} = 38.63\text{cm} \end{array} \right.$$

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

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

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

## 2. vérifications diverse :

a) Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant :

a.1) Vérification de la bielle :

On doit vérifier que :  $V_u \leq 0.267 \cdot a \cdot b_0 \cdot f_{c28}$

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

$\Rightarrow V_u = 20.97 \text{ KN} \leq 0.267 \times 0.15 \times 0.1 \times 25000 = 100.125 \text{ KN}$  **vérifiée.**

## 3. Vérification des armatures longitudinales :

➤ Appuis de rives :

$$\frac{\gamma_s \times V_u}{f_e} = \frac{1.15 \times 20.97 \times 10^{-3}}{400} = 0.60 \text{ cm}$$

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

$A_L = 3.39 + 0.79 = 4.18 \text{ cm}^2$  **condition vérifiée.**

• Appuis intermédiaires :

$$A_1 \geq \frac{1,15}{f_e} \left[ V_u + \frac{M_a}{0,9d} \right]$$

$$AL \geq \left( 20,97 - \frac{10,49}{0,9 \times 0,18} \right) \frac{1,15}{400} \times 10 = -1,25 \text{ cm}^2$$

Avec  $AL = A_{\text{travée}} + A_{\text{appuis}}$

$$AL = 3,39 + 2,26 = 5,65 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée.}$$

### III.2.1.6. Vérification de poutrelles a l'ELS :

Les vérifications à faire sont :

- Etat limite de compression du béton
- Etat limite d'ouvertures des fissures
- Etat limite de déformation

#### III.2.1.6.1. Etat limite d'ouverture des fissures :

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

#### III.2.1.6.2. Etat limite de compression du béton :

##### 1. Vérification des contraintes :

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 * f_{c28} = 15$$

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

$$M_t \text{ max} = 13,35 \text{ KN.m} ; M_a = 7,33 \text{ KN.m}$$

##### a.) en travée :

- Position de l'axe neutre (y) :

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = \frac{65 \times 4^2}{2} - 15 \times 3,83(18 - 4) = -189,8 \text{ cm}^3$$

$H \leq 0 \Rightarrow$  l'axe neutre passe par la nervure ; d'où calcul d'une section en T

Calcul de  $y$  :

$$\frac{b_0}{2} \times y^2 + [(b - b_0) \times h_0 + 15A] \times y - [(b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15Ad] = 0 \Rightarrow y = 4.85 \text{ cm}$$

- Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 - \frac{(b - b_0)}{3} (y - h_0)^3 + 15A(d - y)^2 \quad ; \quad A' = 0$$

$$I = 12394.95 \text{ cm}^4$$

- Contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{13.35 \times 10^{-3} \times 0.0485}{12394.95 \times 10^{-8}} = 5.22 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.22 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**b.) aux appuis :**

$H = -2.84 \text{ m} \leq 0 \Rightarrow$  l'axe neutre passe par la nervure, section en T

$$\Rightarrow y = 4.85 \text{ cm.}$$

$$I = 12394.95 \text{ cm}^4$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 5.22 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.22 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**III.2.1.6.3. Etat limite de déformation :**

D'après le BAEL91 et le CBA93 on passe à la vérification de la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas satisfaite :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots 1 \\ \frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{10 * M_0} \dots\dots\dots 2 \quad \text{Pour notre cas on a : } h=16 \text{ cm, } l=4.40\text{m} \\ \frac{A}{b_0 * d} \geq \frac{4,2}{f_e} \dots\dots\dots 3 \quad \frac{h}{l} = 0.036 \leq \frac{1}{16} \Rightarrow \text{La condition 1 est vérifiée, alors on doit faire le} \end{array} \right.$$

calcul de la flèche qui est conduit selon la méthode exposée à l'article.

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

Avec :

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

Dont :

$$f_{gv} = \frac{M_{gser} \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fgv}} \quad f_{ji} = \frac{M_{jser} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fji}}$$

$$f_{gi} = \frac{M_{gser} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fgi}} \quad f_{pi} = \frac{M_{pser} \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fpi}}$$

$$E_i = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.2 \text{ MPa} \quad E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4 \text{ MPa}$$

Les propriétés de la section :  $A = 3.39 \text{ cm}^2$  ;  $y = 4.85 \text{ cm}$  ;  $I = 12394.95 \text{ cm}^4$  .

$$\rho = \frac{A}{b \times d} = \frac{3.39 \times 10^{-4}}{0.1 \times 0.18} = 0.0188$$

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

$$y_G = \frac{b \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + n(A \times d + A' \times d')}{b_0 \times h + (b - b_0) h_0 + n(A + A')} = 0.22 \text{ m}$$

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

$$\Rightarrow I_0 = 114950.1 \text{ cm}^4$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3b_0}{b}\right) \rho} \times \frac{1}{\rho} = 2.27 : \text{ Déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3b_0}{b}\right) \rho} \times \frac{1}{\rho} = 0.4 \lambda_i = 0.91 : \text{ Déformation différée.}$$

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

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

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

$$q_{jser} = 0.65 \times 2.85 = 1.85 \text{ KN/m}$$

$$q_{gser} = 0.65 \times 4.31 = 2.80 \text{ KN/m}$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (4.31 + 5) = 6.05 \text{ KN/m}$$

$$M_{gser} = 5.89 \text{ KN.m}$$

$$M_{jser} = 3.89 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 12.74 \text{ KN.m}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 * f_{t28}}{4\sigma_s \rho + f_{t28}} \quad \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A \times (d - y / 2)}$$

$$\begin{cases} M_g = 5.89 \text{ KN.m} \\ M_j = 3.89 \text{ KN.m} \\ M_p = 12.74 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_{sj} = 73.67 \text{ MPa} \\ \sigma_{sg} = 111.55 \text{ MPa} \\ \sigma_{sp} = 241.29 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_j = 0.52 \\ \mu_g = 0.65 \\ \mu_p = 0.82 \end{cases}$$

- Calcul les moments d'inerties fictifs :

$$\bullet \quad I_{fij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} \Rightarrow I_{fij} = \frac{1.1 \times 114950.1}{1 + 2.27 \times 0.52} = 57991.70 \text{ cm}^4$$

$$\bullet \quad I_{fig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} \Rightarrow I_{fig} = \frac{1.1 \times 114950.1}{1 + 2.27 \times 0.65} = 51078.61 \text{ cm}^4$$

$$\bullet \quad I_{fip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} \Rightarrow I_{fip} = \frac{1.1 \times 114950.1}{1 + 2.27 \times 0.82} = 44189.94 \text{ cm}^4$$

$$\bullet \quad I_{fvig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} \Rightarrow I_{fvig} = \frac{1.1 \times 114950.1}{1 + 0.91 \times 0.65} = 79450.27 \text{ cm}^4$$

- Calcul des flèches:

$$f_{ijser} = \frac{M_{jser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fij}} \Rightarrow f_{ijser} = \frac{3.89 \times 4.4^2}{10 \times 32164.2 \times 57991.70} \times 10^7 = 0.040 \text{ cm}$$



$$f_{igser} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fig}} \Rightarrow f_{igser} = \frac{5.89 \times 4.4^2}{10 \times 32164.2 \times 51078.61} \times 10^7 = 0.069 \text{ cm}$$

$$f_{vgser} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fvg}} \Rightarrow f_{vgser} = \frac{5.89 \times 4.4^2}{10 \times 10721.4 \times 79450.27} \times 10^7 = 0.13 \text{ cm}$$

$$f_{ipser} = \frac{M_{pser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fip}} \Rightarrow f_{ipser} = \frac{12.74 \times 4.4^2}{10 \times 32164.2 \times 44189.94} \times 10^7 = 0.17 \text{ cm}$$

La flèche totale  $\Delta f$  :

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij} = 0.13 + 0.17 - 0.069 - 0.040 = 0.19 \text{ cm} < f_{adm} = 0.88 \text{ cm}$$

- Valeur limite de la flèche :

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

$$\frac{l}{500} \text{ si la portée } l \leq 5 \text{ m.}$$

$$\text{Sinon à : } 0.005 + \frac{l}{500}$$

$$\text{Dans notre cas on a : } l = 4.4 \text{ m} \Rightarrow f_{adm} = \frac{440}{500} = 0.88 \text{ cm.}$$

$\Delta f = 0.19 \text{ cm} \Rightarrow \Delta f \leq f_{adm} \Rightarrow$  La flèche est vérifiée.

### III.2.1.6.4. Poutrelles du plancher de l'étage courant :

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

L (m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	M <sub>jser</sub> (KN.m)	M <sub>gser</sub> (KN.m)	M <sub>pser</sub> (KN.m)	I (cm <sup>4</sup> )	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )
4.4	2.07	3.89	5.89	7.95	7826.39	118964.04
Y (cm)	I <sub>fji</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fgi</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fpi</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fgv</sub> (cm <sup>4</sup> )	Δf (cm)	f <sub>adm</sub> (cm)
3.29	49020.58	38780.36	36009.04	67204.42	<b>0.16</b>	<b>0,88</b>

**III.2.1.6.5. Poutrelles du plancher de la Terrasse accessible:**

**Tableau III.8.Evaluation de la flèche dans le plancher de la terrasse accessible :**

L (m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	M <sub>jser</sub> (KN.m)	M <sub>gser</sub> (KN.m)	M <sub>pser</sub> (KN.m)	I (cm <sup>4</sup> )	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )
4.4	2.14	3.89	7.72	9.77	8064.18	72122.5
Y (cm)	I <sub>fji</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fgi</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fpi</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fgy</sub> (cm <sup>4</sup> )	Δf (cm)	f <sub>adm</sub> (cm)
3.34	28435.4	22399.5	21321.96	39366.22	<b>0.33</b>	<b>0,88</b>

**III.2.1.6.7.Poutrelles du plancher de la Terrasse inaccessible:**

**Tableau III.9.Evaluation de la flèche dans le plancher de de la terrasse inaccessible :**

L (m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	M <sub>jser</sub> (KN.m)	M <sub>gser</sub> (KN.m)	M <sub>pser</sub> (KN.m)	I (cm <sup>4</sup> )	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )
4.4	2.07	3.89	7.75	9.81	7826.39	118964.04
Y (cm)	I <sub>fji</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fgi</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fpi</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fgy</sub> (cm <sup>4</sup> )	Δf (cm)	f <sub>adm</sub> (cm)
3.29	45835.53	36009.04	34260.25	63809.46	<b>0.21</b>	<b>0,88</b>

**III .2.1.7. Ferrailage des poutrelles :**

Les résultats de ferrailage des poutrelles sont résume dans le tableau III.7 :

**Tableau.III.10. Tableau du ferrailage des poutrelles**

	M (KN.m)	μ <sub>bu</sub>	α	Z (cm)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A adopte (cm <sup>2</sup> )
Travée	19.10	0.064	0.082	17.4	3.15	1.41	3 T12=3.39
Appui intermédiaire	10.49	0.228	0.328	15.6	1.93	0.217	2 T12=2.26

RDC	Appui de rive	3.15	0.0684	0.089	17.4	0.521	0.217	1 T10=0.79
1,2 ...,7ème Etage	Travée	10.50	0.035	0.044	17.7	1.71	1.41	2T10+1 T8=2.07
	Appui intermédiaire	6.35	0.138	0.186	16.6	1.10	0.217	1T10+1 T8=1.29
	Appui de rive	1.90	0.0413	0.053	17.6	0.312	0.217	1 T10=0.79
8ème étage (Terrasse accessible)	Travée	12.62	0.042	0.054	17.6	2.06	1.41	1 T12+2T8=2.14
	Appui intermédiaire	7.76	0.169	0.233	16.3	1.36	0.217	1T12+1T10=1.92
	Appui de rive	2.33	0.0506	0.065	17.5	0.38	0.217	1 T10=0.79
(terrasse inaccessible)	Travée	12.51	0.042	0.053	17.6	2.04	1.41	2T10+1T8=2.07
	Appui intermédiaire	1.54	0.033	0.042	17.7	0.245	0.217	1T10=0.79
	Appui de rive	1.54	0.0334	0.043	17.7	0.250	0.217	1 T10=0.79

### III.2.2. Etude de la dalle de compression :

Selon le BAEL 91 (B.6.8, 423) la dalle de compression, sera armée par un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

-20 cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.

-33 cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.

D'après le même article cité ci-dessus les sections des armatures sont calculées comme suit :

- **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 65}{235} = 1.1 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Armatures parallèles aux poutrelles :

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

D'où on opte : un treillis soudé TS  $\Phi 5$  150×150

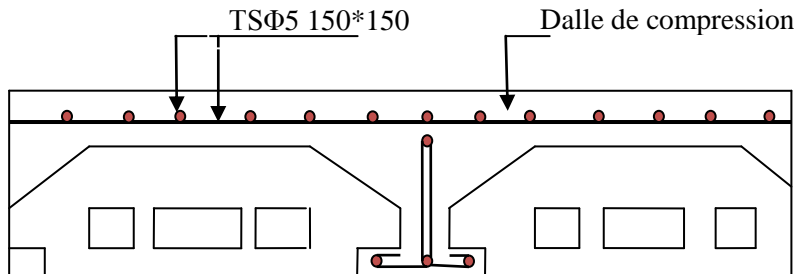
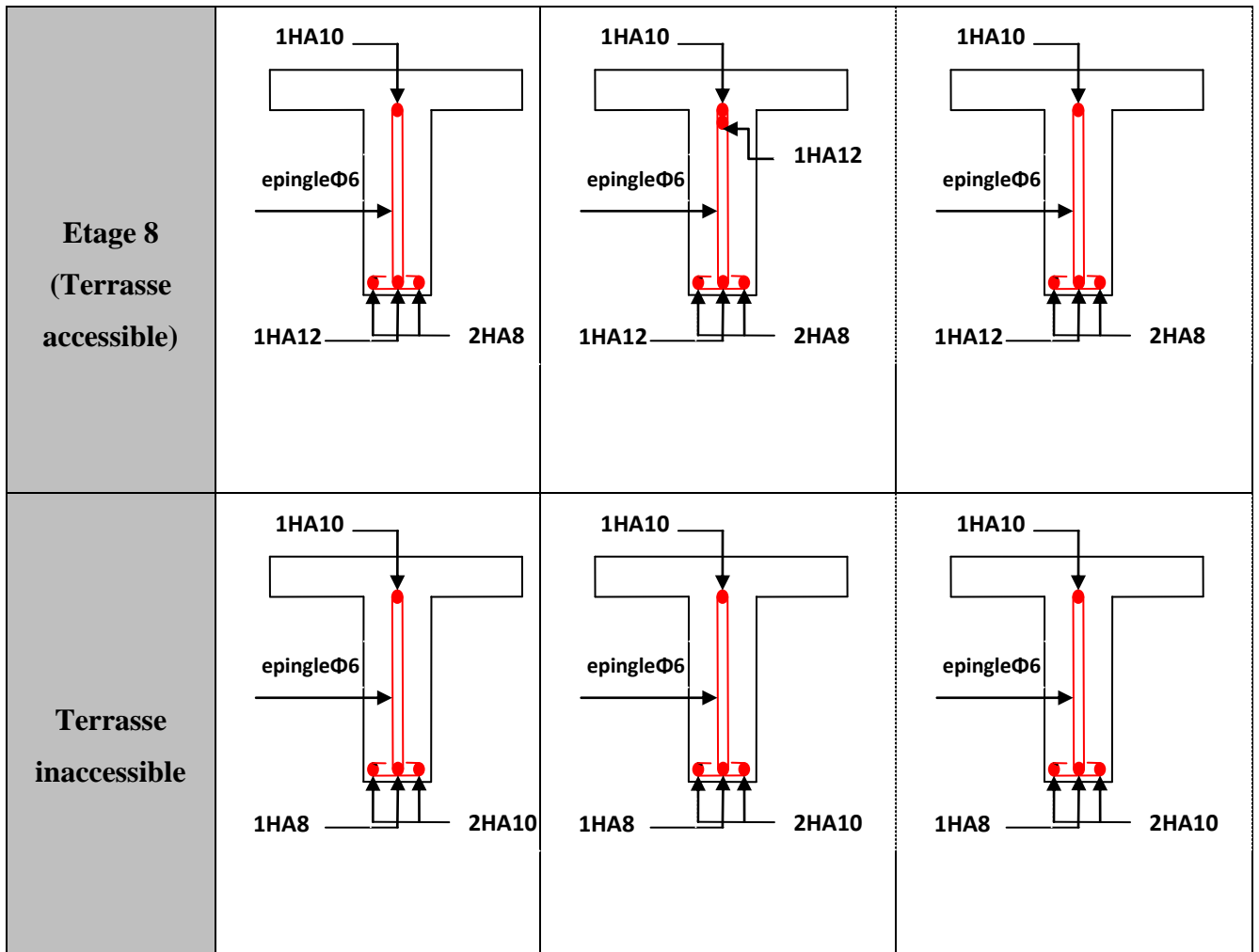


Fig.III.6. Schéma de ferrailage de la dalle de compression

Les schémas de ferrailage sont groupés dans le tableau suivant :

Tableau.III.11. Ferrailage de différents types de poutrelles

Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
RDC			
Etage 1 à 7			



### III.3. Plancher à dalle pleine :

Les dalles sont des pièces minces (une dimension nettement inférieure aux deux autres dimensions) et plane. Elles reposent sans ou avec continuité sur 1, 2, 3 ou 4 appuis constitués par des poutres, poutrelles ou voiles.

On appelle panneau de dalle dans un plancher les parties de dalles bordées par des appuis. Le rapport des deux dimensions de la plaque ( $\frac{l_x}{l_y}$ ), appelé aussi  $\rho$ , est nécessaire pour l'étude de dalles pleines.

$l_x$  : la plus petite dimension du panneau.

$l_y$  : la plus grande dimension du panneau.

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

Si :  $\rho \geq 0,4 \Rightarrow$  La dalle travaille suivant les deux sens.

**III.3.1. Dalle sur trois appuis :**

❖ **Evaluation des charges :**

$L_x = 1.20 \text{ m.}$

$L_y = 3.79 \text{ m.}$

❖ **Calcul des sollicitations :**

On détermine les moments isostatiques sollicitant la dalle comme suit :

$G = 5.02 \text{ KN/m}^2$

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

$P_u = (1,35 G + 1.5 Q) = 12.02 \text{ KN/ml}$

❖ **Calcul des sollicitations :**

**A P'ELU :**

❖ **Evaluation des moments :**

$l_x = 1,2 < \frac{l_y}{2} = 1.89$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_y^0 = \frac{Pu \times l_x^3}{6} \\ M_x^0 = \frac{Pu \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2 \times Pu \times l_x^3}{3} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_y^0 = \frac{12.02 \times 1,2^3}{6} = 3.46 \text{ KN.m} \\ M_x^0 = \frac{12.02 \times 1,2^2 \times 3,79}{2} - 2 \times \frac{12.02 \times 1,2^3}{3} = 18.95 \text{ KN.m} \end{cases}$$

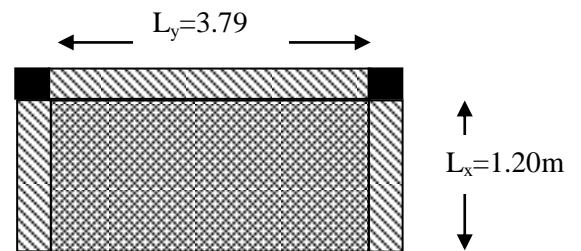
**Moments en travées :**

$M_x^t = 0,85 \times M_x^0 = 0,85 \times 18.95 = 16.11 \text{ KN.m}$

$M_y^t = 0,85 \times M_y^0 = 0,85 \times 3.46 = 2.94 \text{ KN.m}$

**Moments aux appuis :**

$M_a^x = M_a^y = -0,5 \times 18.95 = 9.47 \text{ KN.m}$



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

❖ **Ferraillage :**

Le ferraillage est mené à la flexion simple pour une bonde de largeur  $b=1m$  et d'épaisseur  $e=14cm$ .

✓ **En travée :**

**Tab III.12: résultats de ferraillages du 1<sup>er</sup> type de dalle en travée**

Sens	$M_t(KN.m)$	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(cm)	A calculé (cm <sup>2</sup> )	A adopté (cm <sup>2</sup> )
x-x	16.11	0.071	0.093	12.13	3.82	4HA12 =4.52
y-y	2.94	0.013	0.016	11.77	0.71	4HA8 =2.01

**Sens x-x :**

$$\{A_{min} = \rho_0 \times b \times e \Rightarrow 0.0008 \times 100 \times 14 = A_{min} = 1.12cm^2 / ml$$

$$A_{min} = 1.12cm^2 / ml < A_s \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**Sens y-y :**

$$\{A_{min} = \rho_0 \times b \times e \Rightarrow 0.0008 \times 100 \times 14 = A_{min} = 1.12cm^2 / ml$$

$$A_{min} = 1.12cm^2 / ml > A_s \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée}$$

On feraille avec  $A_{min}=1.12cm^2/ml$ .

Soit :4HA8=2.01cm<sup>2</sup>/ml.

✓ **En appui :**

**Tab III.13: résultats de ferraillages du 1<sup>er</sup> type de dalle aux appuis**

sens	$M^a$	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(cm)	A calculé (cm <sup>2</sup> )	A adopté (cm <sup>2</sup> )
x-x et y-y	9.47	0.042	0.053	12.3	2.21	4HA10 = 3.14

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{ft28}{fe} = 0.23 \times 1 \times 0.126 \times \frac{2.1}{400} = 1.52cm^2/ml.$$

$$A_{min} = 1.52cm^2 / ml < A_s \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Vérfications :**

**A l'ELU :**

➤ **Vérfication à l'effort tranchant :**

$$V_{ux} = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4}$$

$$V_{ux} = 7.14 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b \times d}$$

$$\tau_{ux} = \frac{7.14 \times 10^{-3}}{1 \times 0.126} = 0,056$$

$$\bar{\tau}_u = 1.16 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ux} < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

Donc : Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

❖ **Les espacements :**

Parallèle à  $l_x$  et  $l_y$  :  $S_t \leq \min (2e , 25 \text{ cm} )$ .

$$S_t \leq \min (2 \times 14 , 25 \text{ cm} ) = 25 \text{ cm}.$$

**A l'ELS :**

$$p_s = G + Q = 5.02 + 3,5 = 8.52 \text{ KN / m}$$

$$l_x = 1,2 < \frac{l_y}{2} = 1.89$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_y^0 = \frac{8.52 \times 1,2^3}{6} = 2.45 \text{ KN.m} \\ M_x^0 = \frac{8.52 \times 1,2^2 \times 3,79}{2} - 2 \times \frac{8.52 \times 1,2^3}{3} = 13.43 \text{ KN.m} \end{cases}$$



❖ **Calcul des moments réels :**

- **En travées :**

$$M_x^t = 0,85 \times M_x^0 = 0,85 \times 13,43 = 11,41 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0,85 \times M_y^0 = 0,85 \times 2,45 = 2,08 \text{ KN.m}$$

- **En appuis :**

$$M_a^x = M_a^y = -0,5 \times 13,43 = -6,71 \text{ KN.m}$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc} \quad , \quad \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$A' = 0 \quad , \quad \frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \quad , \quad I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2$$

**Tab III.14: vérification de contrainte dans le béton**

Sens	M <sub>ser</sub>	A(cm <sup>2</sup> )	Y(cm)	I(cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	observation
XX	13.43	4.52	3.51	7043.63	6.69	15	vérifié
YY	2.45	2.01	2.47	3596.21	1.68	15	vérifié

❖ **Vérification des contraintes dans les aciers :**

- ✓ **Selon x :**

$$\sigma_{st} = 15 \times [ M_{ser}^x \times (d_x - y) ] / I = 259,98 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\sigma}_{st} \leq \min \left( \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right) = \min (266,66 ; 201,63) = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots \text{ Fissuration}$$

nuisible

Avec : η=1.6

$$\sigma_{st} > \overline{\sigma}_{st} \dots\dots \text{Condition non vérifiée.}$$

On augmente la section d'acier

$$\text{Soit } A_s = 4\text{HA14} = 6,16 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$y = 3,989 \text{ cm}$$

$$I = 8967,01 \text{ cm}^4$$

$\sigma_{bc} = 5.97 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$  .....Condition vérifiée.

$\sigma_{st} = 193.45 < \bar{\sigma}_{st}$

$= 201.63 \text{ MPa}$ .....vérifiée.

✓ Selon y :

$\sigma_{st} = 15 \times [ M_{ser}^y \times (d_x - y) ] / I = 103.52 \text{ MPa}$ .

$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left( \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right) = \min (266,66 ; 201,63) = 201,63 \text{ MPa}$  ..Fissuration nuisible

Avec :  $\eta = 1.6$

$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$  .....Conditio vérifiée.

❖ Etat limite de déformation :

✓ Sens x-x :

$\frac{e}{Lx} \geq \max \left[ \frac{3}{80} ; \frac{Mt}{20Mo} \right]$

$A_s \leq \frac{2 \times b \times d}{Fe}$  avec :  $b = 1 \text{ m}$

$\frac{14}{120} = 0.116 \geq \max [0.0375; 0.042] = 0.042$ .....vérifiée.

$A_s = 6.16 \times 10^{-4} \leq \frac{2 \times 1 \times 0.126}{400} = 0.00063$ .....vérifiée.

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

❖ Ferrailage:

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{st}^x = 4HA12 = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml}. \\ A_{st}^y = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}. \\ A_{sa}^x = A_{sa}^y = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}. \\ St = 25 \text{ cm}. \end{array} \right.$$

❖ Schéma de ferrailage :

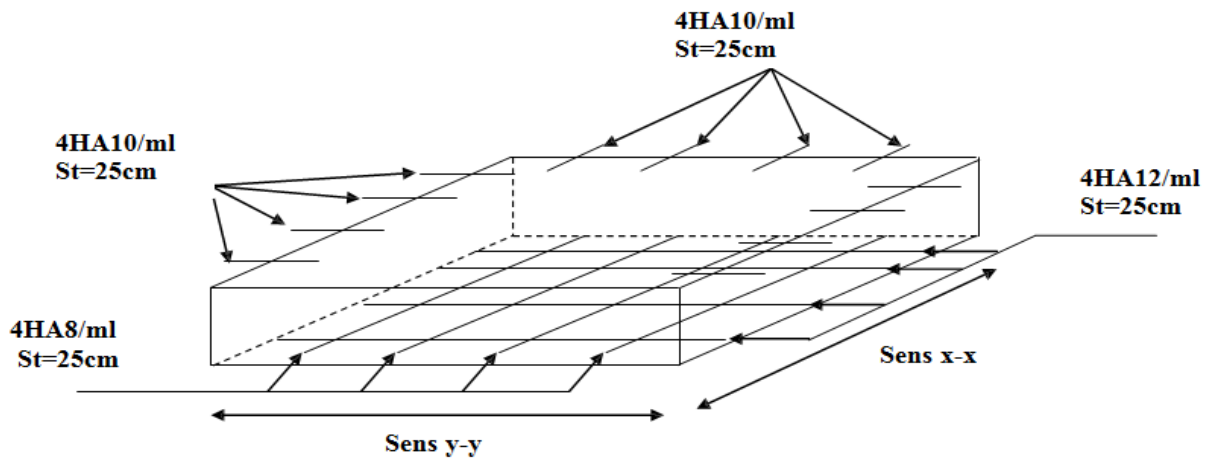


Fig. III.8. Schéma de ferrailage de la dalle sur trois appuis.

III.3.2. Dalle sur quatre appuis avec ouverture pour ascenseur :

❖ Evaluation des charges :

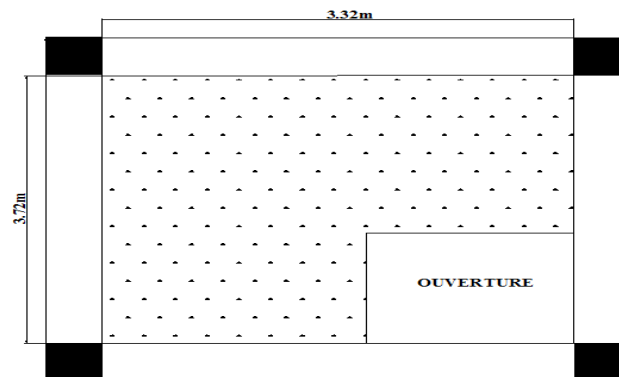


Figure III.9. Dalle sur 4 appuis

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

$$G = 4.63\text{KN} / m$$

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

$$Pu = 1.35 G + 1.5 Q = 10.00\text{KN} / ml$$

$$Ps = G + Q = 7.13\text{KN} / ml$$

❖ Calcul de sollicitations :

✓ Calcul des moments :

$$Lx = 3.02\text{m}$$

$$Ly = 3.42\text{m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.88 > 0.4$$

Donc la dalle travaille dans les deux sens le calcul se fait pour une bande de 1m.

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x q l_x^2 \\ M_0^y = \mu_y M_0^x \end{cases}$$

$$ELU \begin{cases} \rho = 0.88 \\ v = 0 \end{cases} \Rightarrow \text{d'après l'annexe 1} \begin{cases} \mu_x = 0.0476. \\ \mu_y = 0.7438 \end{cases} \dots\dots\dots \text{AnnexeII}$$

$$ELS \begin{cases} \rho = 0.88 \\ v = 0.2 \end{cases} \Rightarrow \text{d'après l'annexe 1} \begin{cases} \mu_x = 0.0546. \\ \mu_y = 0.8216 \end{cases} \dots\dots\dots \text{AnnexeII}$$

$$ELU \begin{cases} M_0^x = 4.34 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 3.23 \text{ KN.m} \end{cases} ; \quad ELS \begin{cases} M_0^x = 3.55 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 2.92 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ **Calcul des moments réels :**

▪ **En travées :**

$$\text{panneau intermédiaire selon x et selon y: } \begin{cases} M_t^x = 0.75 * M_0^x \\ M_t^y = 0.75 * M_0^y \end{cases}$$

$$ELU \begin{cases} M_t^x = 3.25 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 2.42 \text{ KN.m} \end{cases} ; \quad ELS \begin{cases} M_t^x = 2.66 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 2.19 \text{ KN.m} \end{cases}$$

▪ **Au niveau des appuis :**

$$M_a^x = M_a^y = \begin{cases} -0.5 M_0^x, \\ -0.5 M_0^y, \end{cases} \text{ appuis intermédiaire}$$

$$\begin{cases} ELU : M_a^x = M_a^y = -2.17 \text{ KN.m} \\ ELS : M_a^x = M_a^y = -1.77 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ **Ferraillage :**

✓ **Ferraillage de la travée :**

$\rho = 0.88 > 0.4 \Rightarrow$  la dalle travaille suivant deux sens, ( $\parallel L_x$ ) et ( $\parallel L_y$ ).

$$\mu_{bu} = 0.012 ; \alpha = 0.016 ; z = 0.134 \text{ m} \Rightarrow A_s = 0.70 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

❖ **Condition de non fragilité :**

$$\begin{cases} e = 15\text{cm} \\ \rho = 0.88 \end{cases} \Rightarrow A_{\min} = \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho) b * e$$

$$\begin{cases} \text{Acier H. A FeE400} \\ \rho_0 = 0.0008 \end{cases} \Rightarrow A_{\min} = 1.27\text{cm}^2/\text{ml}$$

Soit :  $A_s < A_{\min}$  Donc en feraille avec  $A_{\min}$

Soit :  $A = 3\text{HA}8 = 1.51\text{cm}^2/\text{ml}$

• **Sens y-y :**

$$\mu_{bu} = 0.0093 ; \alpha = 0.0013 ; z = 0.135\text{ m} \Rightarrow A_s = 0.52\text{cm}^2/\text{ml}.$$

❖ **Condition de non fragilité :**

$$\begin{cases} e = 15\text{cm} \\ \rho = 0.88 \end{cases} \Rightarrow A_{\min} = \rho_0 * b * e$$

$$\begin{cases} \text{Acier H. A FeE400} \\ \rho_0 = 0.0008 \end{cases} \Rightarrow A_{\min} = 1.2\text{cm}^2/\text{ml}$$

Soit :  $A_s < A_{\min}$  Dons en feraille avec  $A_{\min}$

Soit :  $A = 3\text{HA}8 = 1.51\text{cm}^2/\text{ml}.$

• **En appuis :**✓ **Sens x-x et y-y :**

$$\mu_{bu} = 0.0083 ; \alpha = 0.0104 ; z = 0.134\text{ m} \Rightarrow A_s = 0.46\text{cm}^2/\text{ml}.$$

❖ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.63\text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit :  $A_s < A_{\min}$  Dons en feraille avec  $A_{\min}$

Soit :  $A = 4\text{HA}8 = 2.01\text{cm}^2/\text{ml}.$

❖ **Calcul de l'espacement :**

La fissuration est nuisible.

✓ **En travée :**

Sens x-x :  $S_t=(100/4)=25\text{cm} \leq \min(3e,33\text{cm})$ .....condition vérifiée.

Sens y-y :  $S_t=(100/4)=25\text{cm} \leq \min(3e,33\text{cm})$ .....condition vérifiée.

✓ **En appui :**

➤ **Sens x-x et y-y :**

$S_t=(100/4)=25\text{cm} \leq \min(3e,33\text{cm})$  .....condition vérifiée.

Soit :  $3\text{HA}8=2.01\text{cm}^2/\text{ml}$ .

Les résultats du ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau III.15.Résultats de ferrailage du 2ème type de dalle :**

2 <sup>ème</sup> type de dalle	Sens	$M_t$ (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(cm)	A calculé (cm <sup>2</sup> )	Amin (cm <sup>2</sup> )	A adopté (cm <sup>2</sup> )	St (cm)
En travée	x-x	3.25	0.012	0.016	13.40	0.70	1.27	3HA8=1.51	25
	y-y	2.42	0.0093	0.0013	13.50	0.52	1.2	3HA8=1.51	25
En appui	x-x et	2.17	0.0083	0.0104	13.40	0.46	1.63	4HA8 =2.01	25
	y-y								

**Vérifications :**

**A L'ELU :**

**Vérification de l'effort tranchant :**

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.88 > 0.4. \text{ Donc, } V_u = \frac{q_u * l_x}{2} * \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \Rightarrow V_u = 9.39 \text{ KN. m}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b \times d}$$

$$\tau_{ux} = \frac{9.39 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135} = 0,069$$

$$\bar{\tau}_u = 1.16 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{ct28} = 1.16 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifié.}$$

Donc : Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**III.3.4. Vérification des contraintes :**

**En travée :**

➤ (|| L<sub>x</sub>) :

Tableau III.16 : vérification des contraintes en travée ( <u>   L<sub>x</sub></u> )	
Calculs	Vérifications
y = 0.022 m	$\sigma_b = 2.50 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
$I = 3.2 * 10^{-5} \text{ m}^4$	
$\sigma_b = 2.50 \text{ MPa}$	

➤ (|| L<sub>y</sub>) :

Tableau III.17 : vérification des contraintes en travée ( <u>   L<sub>y</sub></u> )	
Calculs	Vérifications
y = 0.022 m	$\sigma_b = 2.05 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
$I = 3.2 * 10^{-5} \text{ m}^4$	
$\sigma_b = 2.05 \text{ MPa}$	

➤ **Aux appuis :**

Tableau III.18 : Vérification des contraintes aux appuis	
Calculs	Vérifications
y = 0.026m	$\sigma_b = 1.15 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
$I = 3.99 * 10^{-5} \text{ m}^4$	
$\sigma_b = 1.15 \text{ MPa}$	

❖ La contrainte dans l'acier :

$$\text{Fissuration nuisible} \Rightarrow \bar{\sigma}_{st} \leq \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = \min(266,66 ; 201,63) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 15 \times [M_{ser} \times (d - y)] / I = 188.039 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Etat limite de déformation :

Si les conditions suivantes sont vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire :

✓ Sens x-x :

$$\frac{e}{Lx} = 0.049 < \max\left[\frac{3}{80}; \frac{Mt}{20Mo}\right] = 0.074 \dots\dots\dots \text{Non vérifiée}$$

$$\frac{As}{b \times d} = 0.0011 \leq \frac{2}{f_e} = 0.005 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

✓ Sens y-y :

$$\frac{e}{Ly} = 0.043 < \max\left[\frac{3}{80}; \frac{Mt}{20Mo}\right] = 0.075 \dots\dots\dots \text{Non vérifiée}$$

Donc la vérification de la flèche est nécessaire. Les résultats obtenus d'après SOCOTEC sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.19. Evaluation de la flèche dans le 2ème type de dalle

Sens	L (m)	Mjser (Kn.m)	Mgser (Kn.m)	Mpser (Kn.m)	Δf (cm)	fadm (cm)	As adoptée (cm2)
YY	3.42	2.64	4.31	6.53	0.102	0.604	3HA8=1.51

Ferraillage :

Schéma de ferraillage :

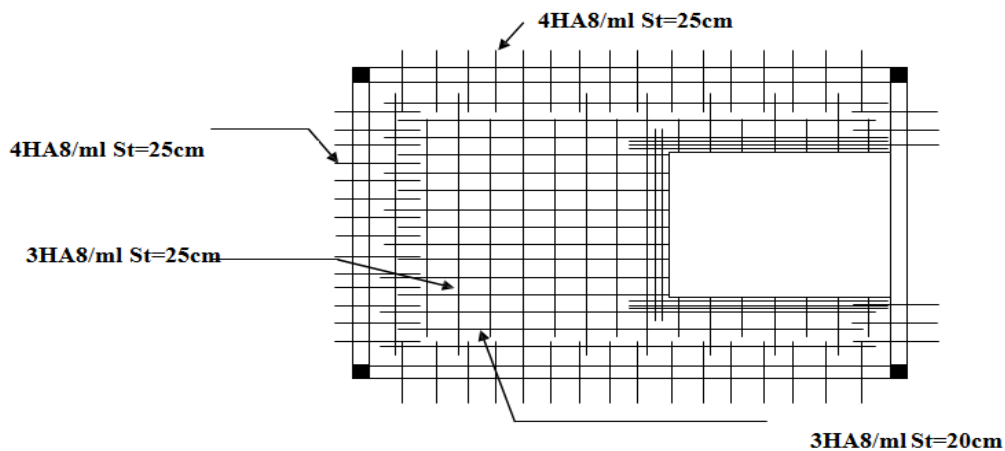


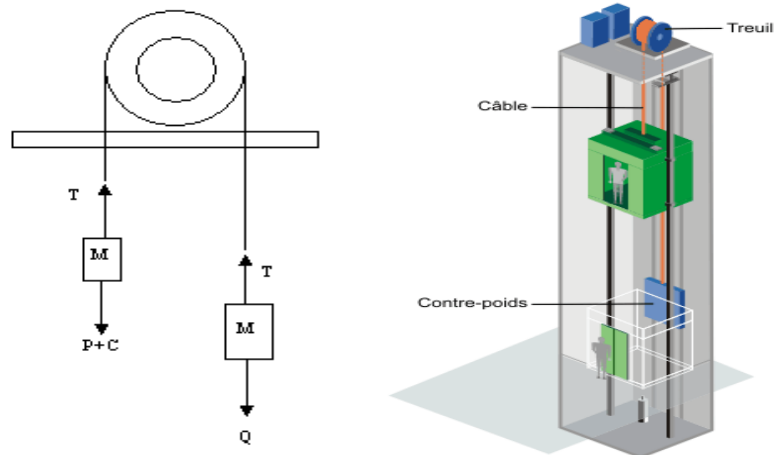
Fig. III.10. Schéma de ferraillage de la dalle sur quatre appuis



### III.4. L'ascenseur :

#### III.4.1. Définition:

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant au déplacement des personnes vers les différents niveaux. Il se constitue d'une cabine, qui se déplace le long d'une glissière verticale munie d'un dispositif mécanique permettant le déplacement de la cabine.



**Fig.III.11. Schéma statique et concept d'ascenseur.**

L'ascenseur qu'on étudie est pour 6 personnes, dont les caractéristiques sont les suivantes :

- $B_s = 1,60 \text{ m}$
- $T_s = 1,70 \text{ m}$
- $H_k = 2,20 \text{ m}$
- $P_M = 1500 \text{ daN}$
- $D_M = 4300 \text{ daN}$
- $F_c = 5000 \text{ daN}$
- $v = 0,63 \text{ m/s}$

Avec :  $B_s$ ,  $T_s$ ,  $H_k$  sont respectivement la largeur, longueur et la hauteur de la cabine.

$F_c$  : charge accidentelle due à la rupture des câbles de l'ascenseur.

$P_M$  : Charge due à la dalle des machines.

$D_M$  : charge due à l'ascenseur.

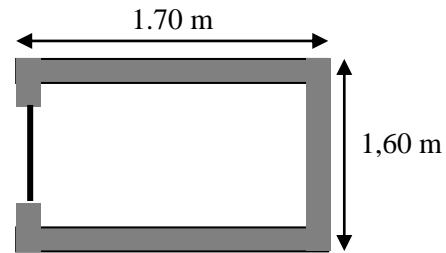
Le poids propre de l'ascenseur est de 500 kg

$$P = P_M + D_M + 500 = 1500 + 4300 + 500 = 6300 daN$$

**III.4.2. Etude de la dalle pleine du local machinerie :**

La dalle est appuyée sur quatre appuis donc pour déterminé sont épaisseur on a :

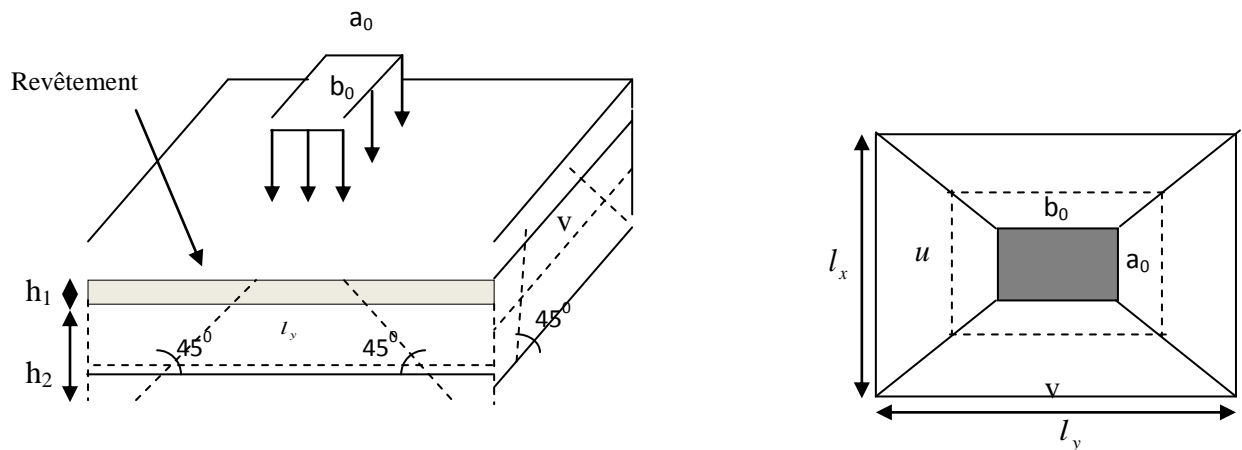
$$\frac{l_x}{50} \leq e \leq \frac{l_x}{40}$$



**Fig. III.12. Cage d'ascenseur.**

La dalle reprend une charge importante et le critère de coupe-feu est pré dominant, on prend alors une épaisseur de **h=15 cm**.

On doit calculer la surface d'impact  $U \times V$



**Fig. III.13. Schéma représentant la surface d'impact.**

$$\begin{cases} U = a_0 + h_0 + 2\xi \times h \\ V = b_0 + h_0 + 2\xi \times h \end{cases}$$

$$\begin{cases} a_0, U \rightarrow \text{Dimensions // à } l_x \\ b_0, V \rightarrow \text{Dimensions // à } l_y \end{cases}$$

Avec :  $a_0 \times b_0$  surface de charge =  $(80 \times 80) \text{ cm}^2$

$h_1$  : Espacement du revêtement (4cm)

$\epsilon$ : Coefficient qui dépend du type de revêtement (béton armé  $\epsilon=1$ )

$$\begin{cases} U = 114 \text{ cm} \\ V = 114 \text{ cm} \end{cases} \quad \begin{cases} l_x = 160 \text{ cm} \\ l_y = 170 \text{ cm} \end{cases}$$

**III.4.2.1. Evaluation des moments sous charge concentrée :**

**a)  $M_{x1}$  et  $M_{y1}$  du système :**

$M_{x1}, M_{y1}$  sont les moments dus à la charge concentrée ramenée par la machinerie

Selon le **BAEL91** :

$$\begin{cases} M_{x1} = (M_1 + \nu \times M_2) \times q \\ M_{y1} = (M_2 + \nu \times M_1) \times q \end{cases}$$

Avec :  $\nu$  est le coefficient de poisson (ELU=0 ; ELS=0,2).

$M_1$  et  $M_2$  : données par l'abaque de PIGEAUD..... [ANNEXE III]

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = 0,94 \quad \frac{U}{l_x} = 0,71 \quad \frac{V}{l_y} = 0,67$$

D'où :  $M_1 = 0,064$

$M_2 = 0,064$

$q_u = 1,35 \times P \rightarrow q_u = 85,05 \text{ KN}$  (avec  $P = 63 \text{ KN}$ )

$$\begin{cases} M_{x1} = M_1 \times q_u \rightarrow M_{x1} = 5.44 \text{ KN.m / ml.} \\ M_{y1} = M_2 \times q_u \rightarrow M_{y1} = 5.44 \text{ KN.m / ml.} \end{cases}$$

**b)  $M_{x2}$  et  $M_{y2}$  du système :**

$M_{x2}, M_{y2}$  sont dus aux poids propre et la charge d'exploitations d'entretien.

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q \times l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \end{cases}$$

$\rho=0.94 > 0,4 \Rightarrow$  la dalle travaille dans les deux sens.

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0419 \\ \mu_y = 0,8661 \end{cases} \dots\dots\dots \text{ [Annexe II]}$$

Le poids propre de la dalle et de revêtements (pour un revêtement de 5 cm)

$$G_2 = 4.63 \text{ KN/m}^2 .$$

$$Q_2 = 1 \text{ KN/ m}^2 .$$

$$\Rightarrow q_u = 1,35 \times 4.63 + 1,5 \times 1 = 7.75 \text{ KN/ml.}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = 0.0419 \times 7.75 \times (1.6)^2 = 0.83 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = 0.8661 \times 0.83 = 0.72 \text{ KN.m} \end{cases}$$

La superposition des moments donne :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 5.44 + 0.83 = 6.27 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 5.44 + 0.72 = 6.16 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**III.4.2.2.Ferraillage :**

Le ferraillage se fait pour une longueur unité et une épaisseur de  $h=15\text{cm}$  ( $d_x = 13\text{cm}$  ;  $d_y = 11.8\text{cm}$ )

$$M_{tx} = 0.85 \times M_x = 5.33 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_y = 5.24 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = -0.4 \times M_x = -2.13 \text{ KN.}$$

$$M_{ay} = M_{ax} = -2.13 \text{ KN.m}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III.20.Ferrailage de la dalle pleine du local machinerie :**

Sens	M <sub>t</sub> (KN.m)	M <sub>a</sub> (KN.m)	A <sup>t</sup> <sub>calculée</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sup>t</sup> <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sup>a</sup> <sub>calculée</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sup>a</sup> <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)
X-X	5.33	2.13	1.26	4HA8=2.01	0.47	4A8=2,01
Y-Y	5.24	2.13	1.17	4HA8=2,01	0.47	4A8=2,01

**Vérifications :**

✓ **Condition de non fragilité :**

$$h > 12 \Rightarrow A_{\min}^x = 0.80\% \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times h$$

$$A_{\min}^x = 1,24 \text{ cm}^2 \leq A_s = 1.26 \text{ cm}^2$$

$$\rho = 0.94 > 0.4$$

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

$$A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e$$

$$\rho_0 = 0.0008 \dots \dots \dots \text{pour FeE400}$$

$$A_y^{\min} = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2.$$

$$A_y^{\min} \leq A_s$$

✓ **Vérification au poinçonnement :**

Aucune armature n'est nécessaire si la charge localisée est éloignée des bords de la dalle, il faut vérifier que

$$Q_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Q<sub>u</sub> : La charge de calcul à l'état ultime

$U_c$  : Périmètre du rectangle d'impact.

$$U_c = 2 \times (U + V) = 2 \times (114 + 114) = 456 \text{ cm}$$

$$\left. \begin{aligned} Q_u &= 84,78 \text{ KN} \\ \frac{0,045 \times 4,56 \times 0,19 \times 25 \times 10^3}{1,5} &= 649,8 \text{ KN} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge (milieu),  $U=V$

$$T^u = T^v = \frac{q_u}{3 \times u} = 2,27 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{2,27 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135} = 0,0168 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} = 0,125 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Calcul à l'ELS :**

**Moment engendré par le système de levage :**

$$Q_{ser} = 63 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = (M_1 + \nu \times M_2) \times q_{ser} \\ M_{y1} = (M_2 + \nu \times M_1) \times q_{ser} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = 4,83 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = 4,83 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**Moment dû au poids propre de la dalle :**

$$q_{ser} = 4,63 + 1 = 5,63 \text{ KN}$$

$$\mu_x = 0,0419 \text{ KN.m}$$

$$\mu_y = 0,8661 \text{ KN.m}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 = 0,60 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0,52$$

➤ **La Superposition des Moments:**

$$M_x = 5.43 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 5.35 \text{ KN.m}$$

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

$$M_{ix} = 4.61 \text{ KN.m} \quad M_{ax} = -2.17 \text{ KN.m}$$

$$M_{iy} = 4.55 \text{ KN.m} \quad M_{ay} = -2.17 \text{ KN.m}$$

On vérifie  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ .

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

(On prend  $M_t = 4.61 \text{ KN.m}$ )

$$\frac{b}{2} y^2 + 15A_s y - 15dA_s = 0 \rightarrow y = 2.26 \text{ cm}$$

$$I = \frac{1}{3} b y^3 + 15A_s (d - y)^2 = 4193.85 \text{ cm}^4$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 2.48 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

✓ **Vérification des contraintes dans l'acier :**

$$F.N \rightarrow \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 150 \times \eta\right) = 240 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) = 185.33 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_s < \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ La flèche :

D'après le BAEL91 et CBA93, la vérification à la flèche est inutile si :

$$1. \frac{h_t}{l} = \frac{15}{150} = 0.10 > \max \left[ \frac{3}{80}; \frac{M_t}{20 \times M_0} \right] = \max \left[ \frac{3}{80}; \frac{4.61}{20 \times 5.43} \right] = 0.0375 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$2. \frac{A_s}{b \times d} = \frac{2.01}{100 \times 13.5} = 0.0014 \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0.005 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Schéma de ferrailage :

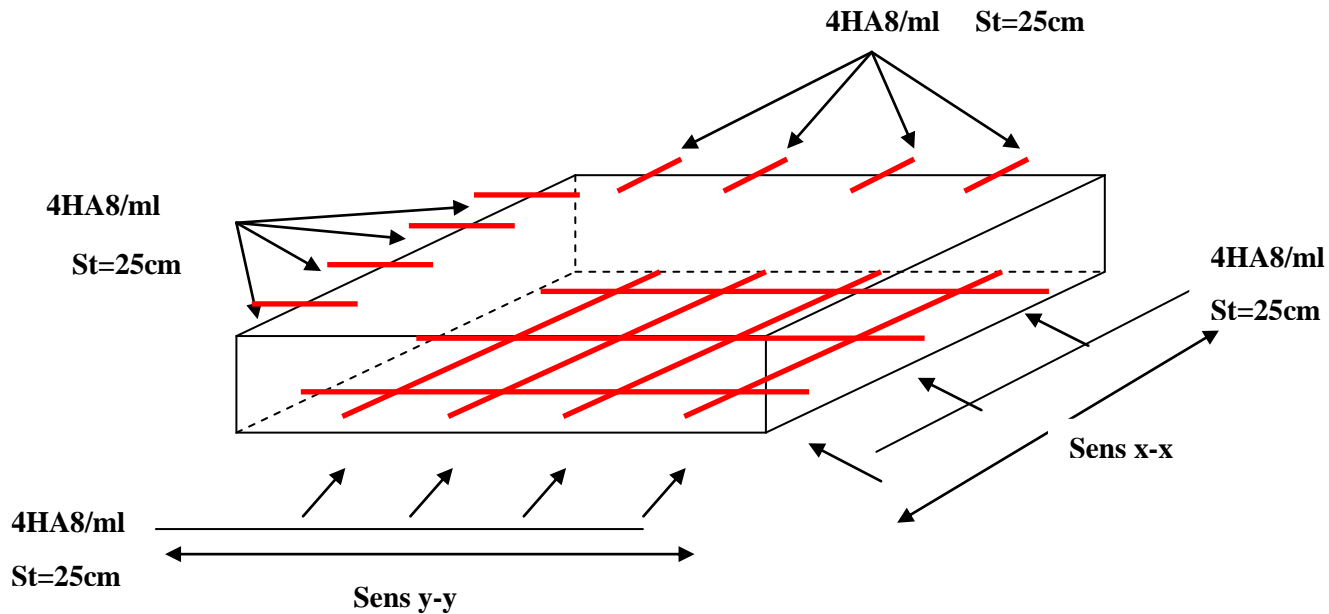


Fig. III.14. Schéma de ferrailage de la dalle pleine du local machinerie.

III.5. Etude des escaliers :

III.5.1. Types 1 : On a l'escalier du RDC et d'étages courants sont presque identiques, alors on se contente d'étudier le plus défavorable qui est celui du RDC.

III.5.1.1. Etude de la première et la troisième volée :

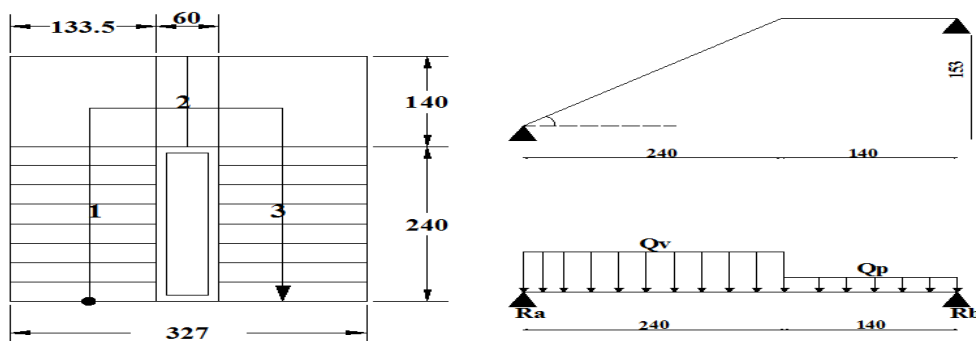


Fig. III.15. Schéma statique de la 1ere et 3eme volée



Ce type se calcule comme suit

✓ **La charge permanente sur la volée d'escalier :**

$$\begin{cases} G=7.71 \text{ KN/m}^2. \\ Q=2.5 \text{ KN/m}^2. \end{cases}$$

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

$$\begin{cases} G=5.27 \text{ KN/m}^2. \\ Q=2.50 \text{ KN/m}^2. \end{cases}$$

**Calcul à l'ELU:**

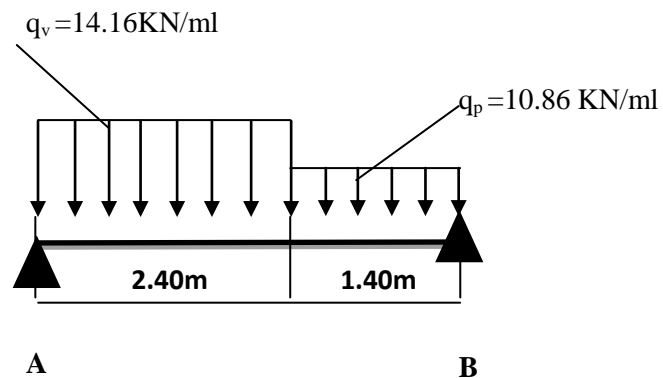
• **La charge qui revient sur la volée :**

$$q_v = 1,35G_v + 1,5q_v = 1,35 \cdot 7,71 + 1,5 \cdot 2,5 = 14.16 \text{ KN/ml}$$

• **La charge qui revient sur le palier :**

$$q_p = 1,35G_p + 1,5q_p = 1,35 \cdot 5,27 + 1,5 \cdot 2,5 = 10.86 \text{ KN/ml}$$

• **Schema statique:**



✓ **Calcul des sollicitations :**

✓ **Calcul des réactions:**

Après calcul de la RDM, on trouve:

$$R_A = 26.05 \text{ KN.}$$

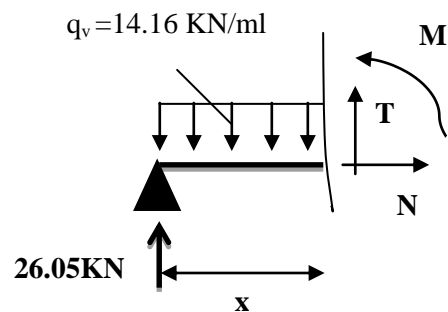
$$R_B = 23.05 \text{ KN.}$$

✓ **Calcul des moments :**

✓ **1<sup>er</sup> tronçon :  $0 < x < 2.40 \text{ m}$**

$$M = 26.05 x - 7.08 x^2$$

$$T = 14.16 x - 26.05$$



$$\text{Pour } x=0 \rightarrow \begin{cases} M=0 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ T=-26.05 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Pour } x=2.40 \rightarrow \begin{cases} M=21.74 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ T=7.93 \text{ KN} \end{cases}$$

✓ **2<sup>ème</sup> tronçon : 0 m < x < 1.40 m**

$$M = 23.05 x - 5.43 x^2$$

$$T = 10.86x - 23.05$$

$$\text{Pour } x=0 \rightarrow \begin{cases} M=0 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ T=23.14 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Pour } x=1.4 \rightarrow \begin{cases} M=21.74 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ T=7.93 \text{ KN} \end{cases}$$

✓ **Calcul M<sup>max</sup> :**

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

✓ **Calcul de x :**

$$\frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow x = 1.84 \text{ m}$$

$$\text{Donc } M^{\max} = 23.97 \text{ KN} \cdot \text{m}.$$

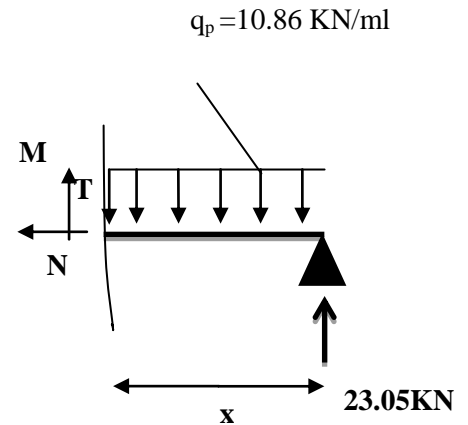
✓ **Calcul des moments réels :**

$$M_a = -0.5 M^{\max} = -0.5 \times 23.97 = -11.98 \text{ KN} \cdot \text{m}.$$

$$M_t = 0.85 M^{\max} = 0.85 \times 23.97 = 20.37 \text{ KN} \cdot \text{m}.$$

✓ **Ferraillage :**

Les résultats de ferraillage sont présentés dans le tableau suivant :



**Tableau III.21. Tableau de ferrailage des parties 1 et 3 de l'escalier à trois volées en travée et aux appuis :**

En travée							
Mu (KN. m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	A calculée (cm <sup>2</sup> /ml)	A min (cm <sup>2</sup> )	A adoptée (cm <sup>2</sup> / ml)	St (cm)
20.37	0.0789	0.103	0.129	4.52	1.63	<b>6HA12=6.79</b>	20
En appui							
36.26	0.0464	0.059	0.132	2.61	1.63	<b>4HA12=4.52</b>	33

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

$$T = 23.14KN$$

$$\tau = \frac{T}{bd} = \frac{23.14 \times 10^3}{1 \times 0.135} = 0.17MPa.$$

$$\bar{\tau} = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16MPa \Rightarrow \bar{\tau} > \tau \Rightarrow \text{Pas d'armatures transversales.}$$

✓ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{6.79}{4} = 1.70cm^2 / ml.$$

Soit :  $A_r = 4HA8 = 2.01/ml$  et  $St = 33cm$ .

✓ **Vérification des espacements :**

– Armatures principales :  $St = \min (3.e, 33 cm) = 33cm > 20cm \dots \dots \dots$  Condition vérifiée.

– Armatures secondaires :  $St = \min (4.e, 45 cm) = 45cm > 33cm \dots \dots \dots$  Condition vérifiée.

➤ Calcul à l'ELS :

Comme la fissuration est peu nuisible et A' est nulle, donc on vérifie que  $\sigma_{bc}$

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

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

$$q_v = G_v + Q_v = 7.71 + 2.5 = 10.21 \text{KN/ml.}$$

$$q_p = G_p + Q_p = 5.27 + 2.5 = 7.77 \text{KN/ml.}$$

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

**Tableau III.22. Les résultats de calcul par la méthode de la RDM :**

R <sub>A</sub> (KN)	R <sub>B</sub> (KN)	X (m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>ser</sub> (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
<b>En travée</b>									
18.78	16.61	2.46	17.25	14.66	4.84	13960	<b>5.09</b>	15	vérifiée
<b>En appui</b>									
18.78	16.61	2.46	17.25	8.62	4.01	9782	<b>3.54</b>	15	vérifiée

✓ Etat de déformation :

$$\frac{h_t}{l} = \frac{15}{380} = 0.039 < \frac{1}{16} = 0.0625.$$

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

**Tableau III.23. Evaluation de la flèche dans les parties 1 et 3 de l'escalier :**

L (m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	M <sub>jser</sub> (KN.m)	M <sub>gser</sub> (KN.m)	M <sub>pser</sub> (KN.m)	I (cm <sup>4</sup> )	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )
3.8	6.79	4.24	7.03	9.53	13960	191167
Y (cm)	I <sub>fji</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fgi</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fpi</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fgv</sub> (cm <sup>4</sup> )	Δf (cm)	f <sub>adm</sub> (cm)
4.84	210283	179976	122132	197013	<b>0.056</b>	<b>0,76</b>

- Schéma de ferrailage :

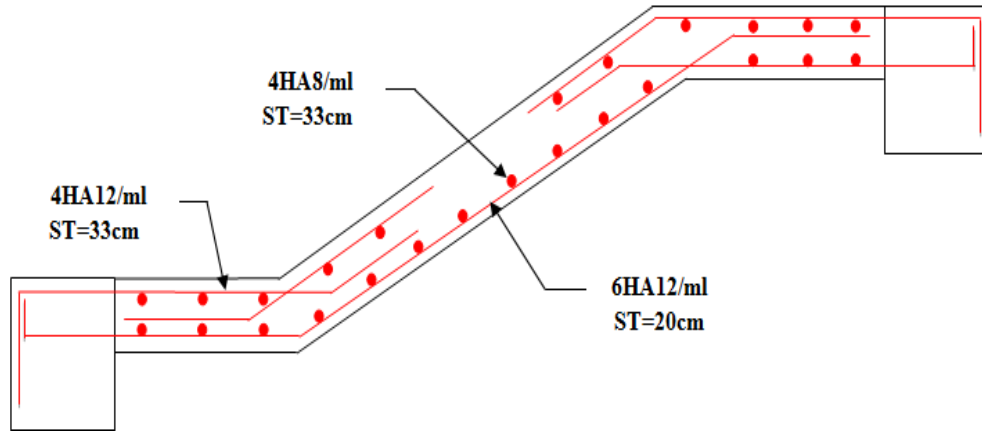


Fig. III.16. Schéma de ferrailage de la partie 1 et 3 de l'escalier.

III.5.1.2. Etude de la deuxième volée :

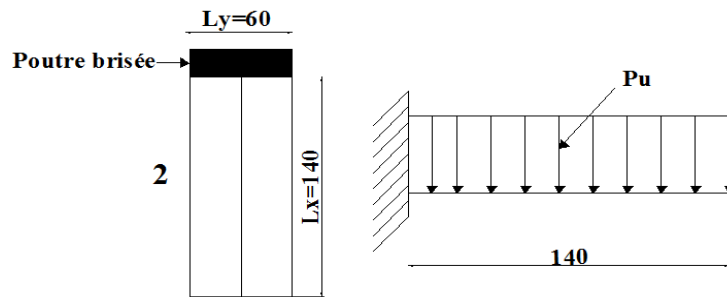


Fig. III.17. Schéma statique de la 2<sup>ème</sup> volée

- ✓ La charge permanente sur la volée d'escalier :

$$\begin{cases} G=7.71 \text{ KN/m}^2. \\ Q=2.50 \text{ KN/m}^2. \end{cases}$$

Ce type se calcule comme une console.

Calcul a l'ELU :

- La charge qui revient sur la volée :

$$q_v = 1.35G_v + 1.5Q_v$$

$$q_v = (1.35 \times 7.71) + (1.5 \times 2.5) = 14.16 \text{ KN/ml.}$$

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau III.24 : Résultats de ferrailage de la 2<sup>ème</sup> volée :**

$M_u(\text{KN.m})$	$\mu_{bu}$	$\alpha$	$Z$ (m)	$A$ calculée ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	$A$ min ( $\text{cm}^2$ )	$A$ choisit ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	$A$ répartition ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )
17.62	0.0682	0.0884	0.130	3.89	1.63	<b>4HA12/ml=4.52</b>	<b>3HA8/ml=1.51</b>

✓ **Vérification de l'espacement :**

$$S_t \leq \min (2,5h, 25 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min (2.5 \times 12, 25 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 25 \text{ cm}$$

On a choisi 4HT12, soit  $S_t = 60/4 = 15 \text{ cm}$  ..... donc c'est vérifiée.

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{22.49 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135} = 0,166 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16 \text{ Mpa.}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Calcul à l'ELS :**

$$P_s = (G+Q)$$

$$P_s = (7.71+2.5) = 10.21 \text{ KN/m}$$

$$M_s = 12.77 \text{ KN. m.}$$

❖ **Vérification de  $\sigma_{bc}$ :**

✓ **Calcul de  $y$  :**

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

$$\frac{100}{2}y^2 + (15 \times 5.65)y - (15 \times 5.65 \times 10) = 0$$

$$50y^2 + 84.75y - 847.5 = 0$$

$$y = 3,65 \text{ cm}$$

✓ **Calcul de  $I$  :**

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

$$I = \frac{100}{3} \times 3,35^3 + 15 \times 5.65 (10 - 3,35)^2$$

$$I = 8199.02 \text{ cm}^4$$

✓ **Calcul de  $\sigma_{bc}$  :**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{12.77 \times 10^{-3}}{8199.02 \times 10^{-8}} \times 0.0365 = 5.68 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Pas de risque de fissuration du}$$

béton.

la fissuration peut nuisible donc la vérification  $\sigma_{st}$  n'est pas nécessaire.

✓ **La flèche :**

$$1. \frac{h_t}{l} = \frac{0.15}{1.4} = 0.107 > \max \left[ \frac{3}{80}, \frac{M_t}{20 M_0} \right] = 0.042 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$2. \frac{A_s}{b \times d} = 0,00335 < \frac{2}{f_e} = 0,005 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

✓ **Ferraillage :**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{st}^x = 4HA12 = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{st}^y = 3HA8 = 1.51 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 15 \text{ cm} \end{array} \right.$$

✓ **Schéma de ferraillage :**

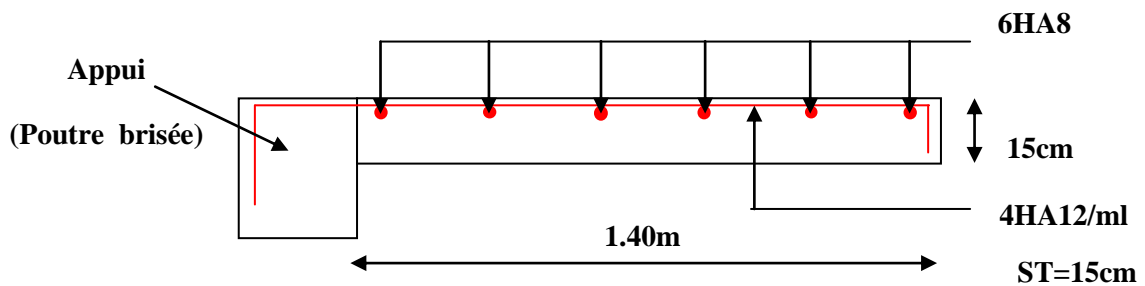
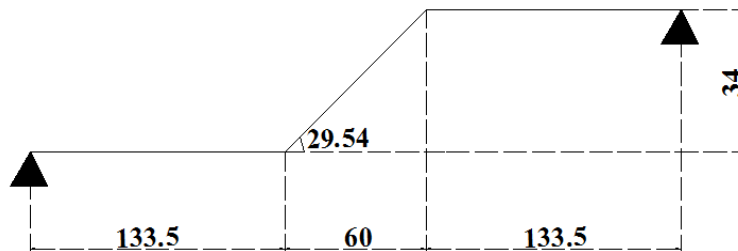


Fig. III.18. Schéma de ferraillage de la 2<sup>ème</sup> volée

✓ **Calcul de la poutre brisée :**

**Dimensionnement :**



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

$$L = 1.335 + (0.60 / \cos 29.54^\circ) + 1.335 = 3.36 \text{ m}$$

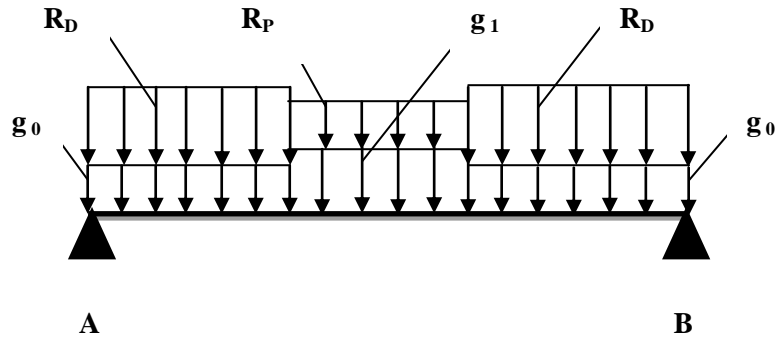
$$\frac{336}{15} \leq h \leq \frac{336}{10} \Rightarrow 22.4 \leq h \leq 33.6$$

Donc soit  $h = 30 \text{ cm}$  et  $b = 30 \text{ cm}$ .

La poutre brisée est soumise à la flexion simple en outre elle est soumise à la torsion.



**1. Calcul à la flexion simple :**



La poutre est soumise à son poids propre :

$$g_0 = 25 \times 0.3 \times 0.3 = 2.25 \text{ KN/ml (partie horizontale)}$$

$$g_1 = 25 \times 0.3 \times 0.3 / \cos 29.54^\circ = 2.59 \text{ KN/ml (partie inclinée)}$$

En plus elle est soumise aux charges transmises par l'escalier :

$$R_D = 26.05 \text{ KN/ml.}$$

$$R_P = 21.77 \text{ KN/ml.}$$

Avec:

✓ **Calcul des sollicitations :**

Après le calcul par la méthode de la RDM, on trouve :

**Tableau III.25. Les résultats de calcul par la méthode de la RDM :**

$R_A$ (KN)	$R_B$ (KN)	X(m)	$M_0$ (KN.m)	$M_a$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$V_u$ (KN)
52.53	37.64	1.59	47.87	<b>23.93</b>	<b>40.68</b>	<b>14.89</b>

✓ **Ferraillage de la poutre brisée à la flexion simple :**

**Tableau III.26. Ferraillage de la poutre brisée en travée et aux appuis :**

Mu (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{calculée}$ (cm <sup>2</sup> )
<b>En travée</b>					
40.68	0.122	0.163	0.262	1.01	<b>4.46</b>
<b>En appui</b>					
23.93	0.0215	0.0272	0.277	1.01	<b>2.55</b>

✓ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{v_u}{b \times d} = \frac{14.89 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.28} = 0.177 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \text{Min}\left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}.$$

Donc la condition est vérifiée.

✓ **Armatures transversales à la flexion simple :**

Soit  $St=20 \text{ cm}$

$St=20 \text{ cm} < \text{min}(0.9 d ; 40 \text{ cm})=25.2 \text{ cm} \dots\dots\dots$  Condition vérifiée.

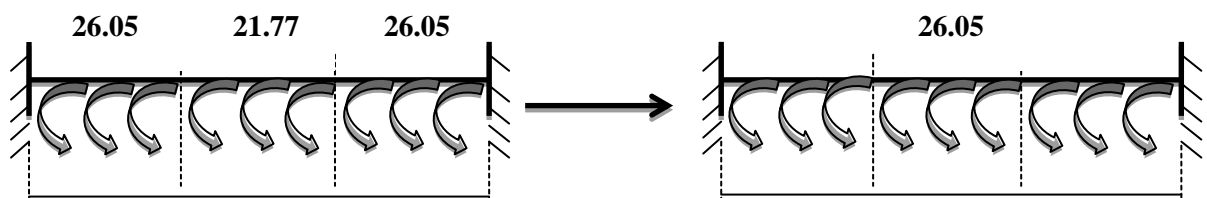
$$A_t = \frac{0.4 \times b \times St}{f_e} = \frac{0.4 \times 0.3 \times 0.2}{400} = 0.60 \text{ cm}^2.$$

$$A_t = \frac{(\tau_u - 0.3 f_{t28}) \times b \times St}{0.8 f_e} = \frac{(0.177 - 0.3 \times 2.1) \times 0.3 \times 0.2}{0.8 \times 400} = -0.85 \text{ cm}^2 < 0.$$

Donc  $A_t=0.60 \text{ cm}^2$

**2. Calcul à la torsion :**

**Le moment de torsion :**



Le moment maximum aux appuis :

$$M_t = 11.98 \text{ KN.m.}$$

Le moment de torsion.

$$M_T = \frac{M_t \times l}{2} = \frac{11.98 \times 3.36}{2} = 20.13 \text{ KN.m.}$$

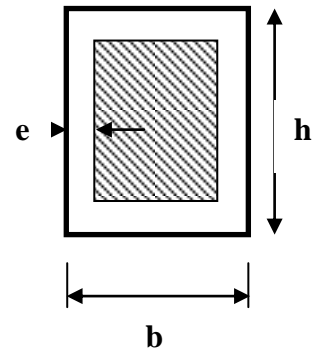
✓ **Calcul de la contrainte de cisaillement due à la torsion :**

$$\tau_T = \frac{M_T}{2 \Omega e}$$

$$e = \frac{1}{6} \times b = \frac{1}{6} \times 30 = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = (b - e) \times (h - e) = (30 - 6.66) \times (30 - 6.66) = 544.75 \text{ cm}^2.$$

$$\tau_T = \frac{20.13 \times 10^{-3}}{2 \times 0.054475 \times 0.0666} = 2.77 \text{ MPa}.$$



On doit vérifier que

$$\tau \leq \bar{\tau}$$

La résultante des contraintes tangentielles :

$$\tau = \sqrt{(\tau_u)^2 + (\tau_T)^2} = \sqrt{(0.177)^2 + (2.77)^2} = 2.77 \text{ MPa}.$$

$$\bar{\tau} = \text{Min} \left( \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}.$$

Donc :

$$\tau \leq \bar{\tau} \dots \dots \dots \text{ Pas de risque de rupture par cisaillement.}$$

✓ **Armatures longitudinales en torsion :**

$$A_l = \frac{M_T \times U \times \gamma_s}{2 \Omega f_e}$$

$$U = 2 \times [(b - e) + (h - e)] = 2 \times [(30 - 6.66) + (30 - 6.66)] = 93.36 \text{ cm}.$$

$$A_l = \frac{20.13 \times 10^{-3} \times 0.93 \times 1.15}{2 \times 0.054475 \times 400} = 4.94 \text{ cm}^2.$$

✓ **Armatures transversales en torsion :**

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times \gamma_s} = \frac{M_T}{2 \times \Omega}$$

Si on fixe  $S_t=20$  cm

$$A_t = \frac{M_T \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{20.13 \times 10^{-3} \times 0.20 \times 1.15}{2 \times 0.054475 \times 400} = 1.06 \text{ cm}^2.$$

✓ **Ferraillage de la poutre brisée :**

**Armatures transversales :**

$$A_t = A_t^{flexion\ simple} + A_t^{torsion}$$

$$A_t = 0.60 + 1.06 = 1.66 \text{ cm}^2.$$

$$S_t = 20 \text{ cm}.$$

**Armatures longitudinales :**

**En appui :**

$$A_l^a = A_t^{flexion\ simple} + \frac{1}{2} A_t^{torsion}$$

$$A_l^a = 2.55 + \frac{4.94}{2} = 5.02 \text{ cm}^2.$$

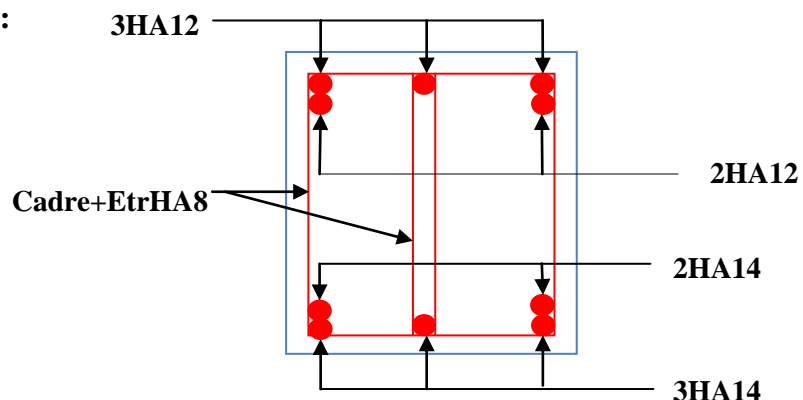
**En travée :**

$$A_l^t = A_t^{flexion\ simple} + \frac{1}{2} A_t^{torsion}$$

$$A_l^t = 4.46 + \frac{4.94}{2} = 6.93 \text{ cm}^2.$$

- ✓ **Choix de ferraillage :**
- Pour  $A_l^t$  on choisit 5HA14=7.70 cm<sup>2</sup>.
  - Pour  $A_l^a$  on choisit 5HA12= 5.65cm<sup>2</sup>.
  - Pour  $A_t$  on choisit 1cadret 1 etrier de  $\Phi 8=2.00$  cm<sup>2</sup>.

✓ **Schéma de ferraillage :**



**Fig. III.19.Schéma de ferraillage de la poutre brisée.**

➤ **Calcul à l'ELS :**

La fissuration est peu nuisible, donc il suffit de vérifier la contrainte dans béton.

Les calculs à l'ELS sont présentés dans le tableau suivant :

**Tableau III.27. Calcul à l'ELS :**

$R_A$ (KN)	$R_B$ (KN)	X(m)	$M_0$ (KN.m)	$M_a$ (KN .m)	$M_t$ (KN.m)
28.96	28.96	1.59	25.15	<b>12.57</b>	<b>21.37</b>

❖ **Vérification de  $\sigma_{bc}$ :**

✓ **Calcul de y :**

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

$$\frac{30}{2}y^2 + 15 \times 5.65 \times (y - 4.5) - 15 \times 7.70 \times (27 - y) = 0$$

$$15y^2 + 200.25y - 3499.87 = 0$$

$$y = 9.99 \text{ cm}$$

✓ **Calcul de I :**

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

$$I = \frac{30 \times 9.99^3}{2} + 15 \times 5.65 \times (9.99 - 4.5)^2 + 15 \times 7.70 \times (27 - 9.99)^2$$

$$I = 50928.20 \text{ cm}^4$$

✓ **Calcul de  $\sigma_{bc}$  :**

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

$\sigma_{bc} = \frac{21.37 \times 10^{-3}}{50928 \times 10^{-8}} \times 0.0999 = 4.19 MPa < 15 MPa$  ..... Pas de risque de fissuration du béton.

la fissuration peut nuisible donc la vérification  $\sigma_{st}$  n'est pas nécessaire.

✓ **La flèche :**

1.  $\frac{h_t}{l} = \frac{30}{336} = 0.0892 > \frac{1}{16} = 0.0625$ .....Condition vérifiée.

2.  $\frac{h_t}{l} = 0.0892 > \frac{M_t}{15 \times M_0} = \frac{18.86}{15 \times 25.15} = 0.0499$ .....Condition vérifiée.

3.  $\frac{A_s}{b \times d} = \frac{10.68}{40 \times 42} = 0.0063 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105$ .....Condition vérifiée.

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

**III.6. Etude de l'acrotère :**

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

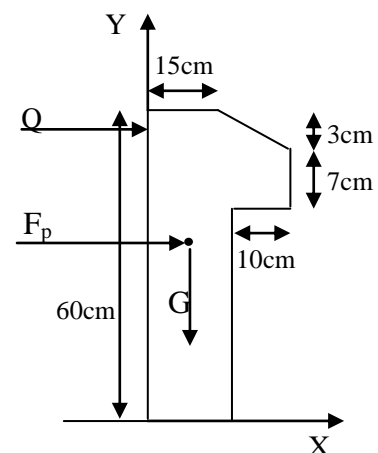
L'acrotère est considéré comme une console, encastree dans le plancher (plancher terrasse), soumise à son poids propre (G), une force latérale due à l'effort ( $F_p$ ) et une charge horizontale (Q) due à la main courante.

**III.6.1 hypothèses de calcul :**

- ✓ le calcul se fera pour une bande de 1 ml.
- ✓ la fissuration est considéré préjudiciable.
- ✓ l'acrotère sera calculé en flexion composée.

**III.6.2 Evaluation des charges et surcharges :**

$S_{acr} = 60 \times 15 + 7 \times 10 + 3 \times 10 / 2$



**Fig. III.20. Coupe transversale de l'acrotère.**

$$S_{acr} = 0,0985 \text{ m.}$$

$$G = 25 \times 0.0985 = 2.4625 \text{ KN/ml.}$$

La charge d'exploitation  $Q = 1.00 \text{ KN/ml}$

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

G : poids d'un mètre linéaire de l'acrotère

Les charges revenant à l'acrotère sont résumées dans le tableau suivant :

### III.6.2.1. Charge verticale :

**Tableau III.28. Charge permanente revenant à l'acrotère :**

Hauteur (cm)	Epaisseur (cm)	Surface (m <sup>2</sup> )	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment (KN/ml)	G Total (KN/ml)	Q (KN/ml)
60	15	0.0985	2.4625	0.16	<b>2.6225</b>	<b>1.00</b>

### III.6.2.2 : Charge horizontale (Charge sismique) :

D'après le **RPA99**, l'acrotère est soumis à une force horizontale due au séisme :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \quad \text{RPA99 (article 6.2.3).}$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le **RPA99 (Tableau 4.1)**

C<sub>p</sub> : Facteur de force horizontale varie entre 0,3 et 0,8 **RPA99 (Tableau 6.1)**

W<sub>p</sub> : poids de l'élément considéré.

Dans notre cas : Le Groupe d'usage 2 et Zone IIa (Bejaia).

$$\text{Donc : } \begin{cases} A = 0,15. \\ C_p = 0,8. \\ W_p = 2.6225 \text{ KN} / \text{ ml}. \end{cases}$$

$$\text{Donc : } F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.6225 \Rightarrow F_p = 1.2588 \text{ KN}$$

**III.6.3 : Calcul des sollicitations :**

**Calcul du centre de gravité :**

$$\begin{cases} X_G = \frac{\sum A_i \cdot X_i}{\sum A_i} \\ Y_G = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} X_G = 0.213 \text{ m} \\ Y_G = 0.284 \text{ m} \end{cases}$$

L'acrotère est soumis à :

$$\begin{cases} N_G = 2.6225 \text{ KN} \\ M_Q = Q \times h \Rightarrow M_Q = 1 \times 0.6 \Rightarrow M_Q = 0.6 \text{ KN.m} \\ M_{F_p} = F_p \times Y_g \Rightarrow M_{F_p} = 1.1.2588 \times 0.284 \Rightarrow M_{F_p} = 0.3575 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**Tableau III.29. Combinaisons d'action de l'acrotère.**

	<b>RPA 99</b>	<b>ELU</b>	<b>ELS</b>
<b>Sollicitations</b>	G + Q + E	1.35G + 1.5Q.	G + Q.
<b>N (KN)</b>	2.6225	3.54	2.6225
<b>M ( KN.m)</b>	0.9575	<b>0.90</b>	<b>0.6</b>

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.9575}{2.6225} = 0.365 \text{ m}$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0.15}{6} = 0.025 \text{ m}$$



$e_0 > \frac{h}{6} \Rightarrow$  Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section et  $N_u$  est un effort de compression donc la section est partiellement comprimée.

Le calcul se fera par assimilation à la flexion simple soumise à un moment  $M_{ua} = N_u \times e$   
 Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

On remplace l'excentricité réelle ( $e = \frac{Mu}{Nu}$ ) par une excentricité totale de calcul.

$$e = e_0 + e_a + e_2$$

Avec :

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

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

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

$$e_a = \max (2cm . L/250)$$

L : portée de l'élément = 60 cm

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

$$e_2 = \frac{3lf^2}{10^4 \cdot h} (2 + \alpha\phi) \dots\dots\dots (\text{Art A.4.3.5})$$

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

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0.8} = 0 \quad (\text{RPA Article A.4.3.5})$$

$l_f$  : Longueur de flambement.

$$l_f = 2l_0 = 2 \times 0.6 = 1.2m.$$

$$\Rightarrow e_2 = \frac{3 \times 1.2^3 \times 2}{10^4 \times 0.15} = 0.00576m$$

$$D'où : e = 0.365 + 0.02 + 0.00576 = 0.390m$$

Les sollicitations de calcul deviennent :

$$N_u = 3.54 \text{ KN.}$$

$$M_u = N_u \times e = 3.54 \times 0.39 = 1.380 \text{ KN.m}$$

### III.6.4 . Ferrailage de l'acrotère :

Calcul à l'ELU :

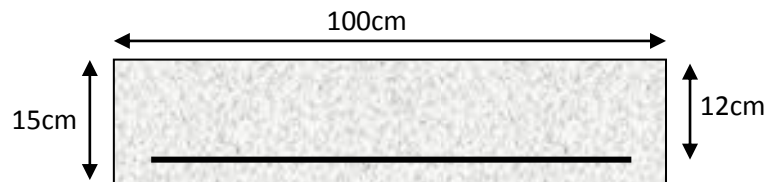


Fig. III.21. Section à ferrailer.

On calcule les armatures à l'ELU, puis on effectuera la vérification des contraintes à l'ELS.

$\frac{h}{6} < e_0 \Rightarrow$  La section est partiellement comprimée, donc on se ramène à un calcul en flexion

simple sous l'effet d'un moment fictif  $M_F$  rapporté au centre de gravité des armatures tendues.

$$M_f = M_u + N_u \left( d - \frac{h}{2} \right) = 1.380 + 3.54 \left( 0.12 - \frac{0.15}{2} \right) = 15393 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1.5393 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12^2 \times 14.2} \Rightarrow (\mu_{bu} = 0.00627) < (\mu_1 = 0.3916) \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times \left( 1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}} \right) \Rightarrow \alpha = 0.081; \quad Z = d \times \left( 1 - 0.4 \times \alpha \right) \Rightarrow Z = 0.116m$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{Z \times f_{st}} = \frac{1.5393 \times 10^{-3}}{0.116 \times 348} \Rightarrow A_1 = 0.38 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.38 \times 10^{-4} - \frac{3.54 \times 10^{-3}}{348} \Rightarrow A_s = 0.27 \text{ cm}^2$$

**Vérification à l'ELU :**

✓ **La condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0.23 \times 1 \times 0.12 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 1.44 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} > A_s \Rightarrow$  On adopte:  $A_s = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ .

✓ **Vérification au cisaillement :**

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

$$V_u = f_p + Q = 1.2588 + 1 = 2.2588 \text{ KN}.$$

$$\tau_u = V_u / (b \times d) = 2.2588 \times 10^{-3} / (1 \times 0.08) = 0.0187 \text{ MPa} .$$

$$\bar{\tau}_u < \text{Min} (0.15 f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \tau_u < \text{min} (2.5 ; 4) \text{ MPa} = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.0187 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \textit{Condition vérifiée.}$$

✓ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{2.01}{4} \Rightarrow A_r = 0.5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4\text{T}6 = 1.13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

✓ **Espacement :**

1. Armatures principale :  $S_t \leq 100/3 = 33,3 \text{ cm}$ . On adopte  $S_t = 30 \text{ cm}$ .

2. Armatures de répartitions :  $S_t \leq 70/3 = 23.33 \text{ cm}$ . On adopte  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

✓ **Vérification de l'adhérence :**

$$\zeta_{se} = V_u / (0,9 \times d \times \Sigma \mu_i) \qquad \textbf{RPA (Article. A.6.1, 3)}$$

$\Sigma \mu_i$ : la somme des périmètres des barres.

$$\Sigma \mu_i = n \times \pi \times \Phi \Rightarrow \Sigma \mu_i = 4 \times 3.14 \times 8 \Rightarrow \Sigma \mu_i = 10.043 \text{ cm}$$

$$\zeta_{es} = 2.2588 \times 10^{-3} / (0.9 \times 0.12 \times 0.10074) \Rightarrow \zeta_{es} = 0.207 \text{ MPa}$$

$$0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2,83\text{MPa} \quad \text{(RPA Article. A.6.1, 21)}$$

$\Psi_s$  est le coefficient de scellement.

$\zeta_{es} < 2,83\text{MPa} \Rightarrow$  Pas de risque par rapport à l'adhérence.

✓ **Vérification à l'ELS :**

$d = 0.12 \text{ m} ; N_{ser} = 2.6225 \text{ KN} ; M_{ser} = Q \times h \Rightarrow M_{ser} = 0.6 \text{ KN.m} ; \eta = 1.6$  pour les HR

✓ **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = N_{ser} \times y_{ser} / \mu_t ; \quad \sigma_s = 15 \times N_{ser} \times (d - y_{ser}) / \mu_t ;$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left( \frac{2}{3} f_e ; 150 \times \eta \right) \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 240\text{MPa}$$

✓ **Position de l'axe neutre :**

$$c = d - e_1$$

$e_1$  : distance du centre de pression "c" à la fibre la plus comprimée de la section.

$$e_1 = M_{ser} / N_{ser} + (d - h/2) \Rightarrow e_1 = (0.6 / 2.6225) + (0.12 - 0.15/2) \Rightarrow e_1 = 0.273 \text{ m}$$

$$e_1 > d \Rightarrow \text{"c" à l'extérieur de section} \Rightarrow c = 0.12 - 0.273 \Rightarrow c = -0.153 \text{ m.}$$

$$c = -0.153 \text{ m} ; y_{ser} = y_c + c ; y_c^3 + p \times y_c + q = 0 \quad \dots\dots\dots (*)$$

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

$$p = -3 \times c^2 + 90 \times A \times (d - c) / b$$

$$P = -3 \times (-0.153)^2 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{0.12 + 0.153}{1} \Rightarrow P = -0.065 \text{ m}^2$$

$$q = -2 \times (-0.153)^3 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{(0.12 + 0.153)^2}{1} \Rightarrow q = 0.0085 \text{ m}^3$$

En remplaçant "q" et "p" dans (\*), sa résolution donne :  $y_c = -0.314 \Rightarrow y_{ser} = 0.1614 \text{ m.}$

$$\mu_t = \frac{b \times y^2}{2} - 15 \times A \times (d - y) \Rightarrow \mu_t = 0.0135m^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2.6225 \times 10^{-3}}{0.0135} \times 0.1614 \Rightarrow \sigma_{bc} = 0.0313MPa < \overline{\sigma_{adm}}$$

✓ Schéma de ferrailage de l'acrotère.

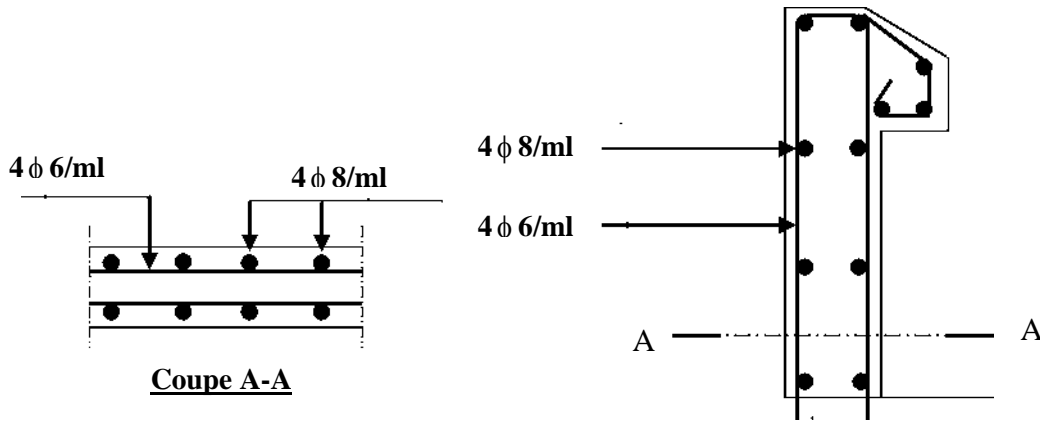


Fig. III.22. Schéma de ferrailage de l'acrotère (Terrasse inaccessible).

### III.7. Calcul des poutres de chaînages :

#### III.7.1. Définition :

- **Le chaînage horizontal :**

Les poutres de chaînages sont des poutres en béton armé horizontales elles ceinturent les façades à chaque étage au niveau du plancher pour les rentrent solidaires à la structure elles servent de porte a faux.

#### III.7.2. Dimensionnement :

La portée maximale de la poutre de chaînage est :  $L_{max} = 4.40m$

Selon la condition de flèche :

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

$$29.33cm \leq h \leq 44cm$$

Selon (Art 9.3.3) :

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

$$b \geq \frac{2}{3} \times 30 = 20\text{cm}$$

(30cm est l'épaisseur de mur)

Soit :

$$h = 35\text{cm}$$

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

Donc les dimensions des poutres de chaînage sont de (30×35).

### III.7.3. Calcul des sollicitations :

$$\text{Poids propre : } P_p = 25 \times 0.3 \times 0.35 = 2.7\text{KN/m}$$

$$\text{Poids des murs : } P_m = 2.85 \times (3.06 - 0.35) = 7.72\text{KN/m}$$

$$M_u = 1.35 \times (2.7 + 7.72) = 14.07\text{ KN/m}$$

$$P_s = 7.72 + 2.7 = 10.42\text{KN/m}$$

$$M_u = P_u \frac{L_{\max}^2}{8} = 34.04\text{KN m}$$

Calcul à l'ELU:

$$M_t = 0.75M_u = 25.53\text{KN.m}$$

$$M_a = -0.5M_u = -17.02\text{KN.m}$$

### III .7. 4. Le ferrailage :

#### a) Armatures longitudinales :

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple et les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

$$d = 0.9 \times h = 0.9 \times 0.35 = 0.315 \text{ m.}$$

**Tableau III.30. Armatures longitudinales.**

	$M$ (KN.m)	$d_x$ (m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	$A_s$ calculé (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ adopté (cm <sup>2</sup> )
En travée	25.53	0.315	0.060	0.077	2.40	3HA12=3.39
En appui	17.02	0.315	0.040	0.051	1.58	3HA10=2.36

**b) Calcul des armatures transversales :**

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_l\right) \Rightarrow \varphi_t \leq 10 \text{ mm}$$

Soit un cadre  $\varphi 8$  plus une épingle  $\varphi 8 \Rightarrow A_t = 3 \times \varphi 8 = 1.5 \text{ cm}^2$

**c) Les espacements**

$$S_t \leq \min(0.9 \times d; 40 \text{ cm}) = 28.35 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times h} = 43.42 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{0.9 \times A_t \times f_e}{b \times (\tau_u - 0.3 \times f_{c28})} < 0$$

Le RPA99/ version 2003 exige un espacement  $S_t \leq \min(h; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$ .

On adopte  $S_t = 15 \text{ cm}$ .

**III.7.5. Vérifications :**

**a) À l'ELU :**

**• Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.141 \text{cm}^2 < A_{cal} \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.}$$

• Effort tranchant :

$$V_u = G_u \times \frac{l}{2} = 30.95 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.327 \text{MPa}$$

$$\tau_u^- = \min\left(\left(\frac{0.20 f_{c28}}{\delta_b}\right); 5 \text{MPa}\right) = 3.33 \text{Mpa}$$

$\Rightarrow \tau_u < \tau_u^- \dots\dots\dots \text{C'est vérifiée.}$

b) À l'ELS :

• Vérification de la contrainte dans le béton :

$$M_S = 25.21 \text{KNm}$$

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

Calcul de y :

$$A = 3.39 \text{cm}^2$$

$$\frac{b}{2} y^2 + 15A \times y - 15A \times d = 0 \Rightarrow y = 17.55 \text{cm}$$

Calcul de I :

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2 = 63949.976 \text{cm}^4$$

$\sigma_{bc} = 6.91 \text{MPa} < 15 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.}$

Evaluation de la flèche CBA 93 (Article B.6.5.1).



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

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

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

$$\diamond \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

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 choisie

$$\frac{h}{l} = \frac{35}{4} = 0,087 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \text{ la condition est vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} = 0,078 = \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.075 \text{ la condition est vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} = \frac{3.39}{30 \times 31.5} = 0.0035 \geq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.01 \text{ la condition n'est pas vérifiée.}$$

D'ou la vérification de la flèche est nécessaire.

Les résultats du tableau suivant, établie à l'aide du logiciel SOCOTEC, montrent que les poutres de chaînage ne risquent pas de fléchir.

**Tableau III.31: Evaluation de la flèche**

Mj	Mg	Mp	A	fgv	fgq	Δft	flim
(KN)	(KN.m)	(KN.m)	(cm2)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)

15.55	15.55	15.55	3.39	4.4	4.4	2.11	8
-------	-------	-------	------	-----	-----	------	---

III.7.6. Schéma de ferrailage :

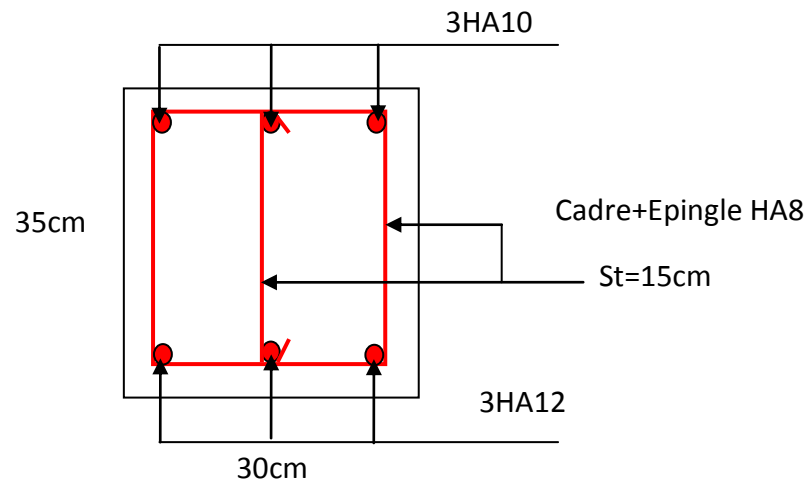


Figure III.23 : Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage

# ***Chapitre IV***

### IV.1. Introduction :

Toutes les structures sont susceptibles d'être soumises pendant leur durée de vie à des chargements variables dans le temps. Ces actions peuvent être dues au vent, séisme ou aux vibrations des machines, ce qui signifie que le calcul sous l'effet des chargements statiques paraît insuffisant, d'où la nécessité d'une étude dynamique qui nous permet de déterminer les caractéristiques dynamiques d'une structure afin de prévoir son comportement (déplacement et période) sous l'effet du séisme.

### IV.2. Objectifs et exigences :

Les premières exigences, lors de la conception d'une structure, sont données par les normes de construction dans le cas de situations non sismiques. A celles-ci, viennent s'ajouter des normes assignées à la construction de structures en zone sismique. En effet, la conception parasismique ne se limite pas au seul dimensionnement, mais met en jeu de nombreux facteurs comme la rigidité, la capacité de stockage ou la dissipation d'énergie.

### IV.3. Méthodes de calcul :

Selon les règles parasismiques Algériennes (**RPA99/version2003**) le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- ✓ la méthode statique équivalente.
- ✓ la méthode d'analyse modale spectrale.
- ✓ la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

#### IV.3.1. Méthode statique équivalente :

Le règlement parasismique Algérien permet sous certaines conditions (**4.2 du RPA 99/2003**) de calculer la structure par une méthode pseudo dynamique qui consiste à remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

#### ✓ Vérification de la résultante des forces sismique de calcul totale : RPA99 (Article 4.2.3)

L'effort sismique  $V$  ; appliqué à la base de la structure, doit être calculé successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V_{st} = A \times D \times Q \times \frac{1}{R} \times W$$

- $A$  : Coefficient d'accélération de la zone. **RPA99 (Tableau4.1)**

Le coefficient 'A' représente l'accélération du sol et dépend de l'accélération maximale possible de la région, de la période de vie de la structure, et du niveau de risque que l'on veut avoir. L'accélération maximale dépend de la période de retour que l'on se fixe ou en d'autres termes de la

probabilité que cette accélération survienne dans l'année. Il suffit donc de se fixer une période de calcul et un niveau de risque.

Cette accélération ayant une probabilité plus au moins grande de se produire. Le facteur dépend de deux paramètres :

- Groupe d'usage : groupe **2**
- Zone sismique : zone **IIa**  $\Rightarrow A = 0.15$
- **R** : Coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système de contreventement. **RPA99 (Tableau4.3)**

Dans le cas de notre projet, on adopte un système mixte portiques voiles avec interaction, donc :  $R = 5$

- **Q** : Facteur de qualité de la structure déterminée par la formule suivante : **RPA99 (Formule 4.4)**

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 Pq \quad \text{avec :}$$

$Pq$  : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité  $q$  est satisfait ou non.

**Tableau IV .1.Valeurs des pénalités  $Pq$  :**

“ Critère q ”	Observé	$P_q/xx$	Observé	$P_q/yy$
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	<b>0.05</b>	Non	<b>0.05</b>
2- Redondance en plan	Non	<b>0.05</b>	Non	<b>0.05</b>
3- Régularité en plan	Non	<b>0.05</b>	Non	<b>0.05</b>
4- Régularité en élévation	Non	<b>0.05</b>	Non	<b>0.05</b>
5- Contrôle de qualité des matériaux	Oui	<b>0</b>	Oui	<b>0</b>
6- Contrôles de qualité des d'exécution	Oui	<b>0</b>	Oui	<b>0</b>

Donc

$$Q_x = Q_y = 1.20$$

- **W**: poids total de la structure :

$$W = n \sum W_i \quad \text{Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$W_{Gi}$  : poids dû aux charges permanentes totales.

$W_{Qi}$  : charge d'exploitation.

$\beta$  : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, il est donné par le tableau (4-5 du RPA99).

$\beta = 0.2$  pour usage d'habitation

$$\Rightarrow W = 29490.445 \text{KN.}$$

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

Le coefficient  $D$  est le facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la période fondamentale de la structure ( $T$ ), de la nature du sol et du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ). On comprendra aisément qu'il devrait y avoir une infinité, mais pour simplifier on est amené à prendre des courbes enveloppes et à supprimer la partie descendante de la courbe vers les valeurs faibles de la période de la structure  $T$  (ceci pour tenir compte des formules forfaitaires de la période qui donnent des valeurs faibles de  $T$ ).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left( \frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left( \frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-2)}$$

$T_2$  : Période caractéristique, associée à la catégorie du site. **RPA 99 (Tableau 4.7)**

Le sol en place est de moyenne qualité sensible à l'eau (saturé), plastique et de compacité moyenne, donc du **RPA 99 (Tableau3-2)** de classification des sites on trouve que ces caractéristiques correspondent à un site de catégorie  $S_2$ , donc on aura :

$$\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15s \\ T_2 = 0.4s \end{cases}$$

### Calcul de la période fondamentale de la structure :

Le facteur de correction d'amortissement  $\eta$  est donné par :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \zeta)} \geq 0.7$$

Où  $\zeta(\%)$  est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

On prend :  $\zeta = \frac{7+10}{2} = 8.5\%$

Donc  $\eta = \sqrt{7/(2 + \zeta)} = 0.81 > 0.7$

$$T_c = C_T h_n^{3/4} \quad \text{RPA99 (Formule 4-6)}$$

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

$$h_N = 31.62m$$

$C_T$  : Coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage et donnée par le type de système de contreventement :

Pour le contreventement mixte portique voiles avec interaction qui est notre cas :  $C_T = 0.050$

$$T_c = 0.050 \times (30.60)^{3/4} = 0.66 \text{ s.}$$

On peut également utiliser aussi la formule suivante :

$$T = 0.09H/\sqrt{L}$$

**RPA99 (Formule 4-7)**

L: Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$$L_x = 19.38\text{m}, \quad L_y = 16.83\text{m}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.65\text{s} \\ T_y = 0.69\text{s} \end{cases}$$

$$T_x = \min(T_x; T_c) = 0.64\text{s} > T_2 = 0.4\text{s}$$

$$T_y = \min(T_y; T_c) = 0.64\text{s} > T_2 = 0.4\text{s}$$

$$\Rightarrow D = 2.5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3}$$

Car  $T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s}$

$$\begin{cases} D_x = 2.5 \times 0.81 \times \left( \frac{0.4}{0.65} \right)^{2/3} = 1.46 \\ D_y = 2.5 \times 0.81 \times \left( \frac{0.4}{0.69} \right)^{2/3} = 1.41 \end{cases}$$

La période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$\begin{cases} T_{Sx} = 1.3 \times 0.65 = 0.845\text{s} \\ T_{Sy} = 1.3 \times 0.69 = 0.897\text{s} \end{cases}$$

La force sismique totale à la base de la structure est :

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$V_{st,x} = \frac{0.15 \times 1.46 \times 1.2}{5} \times 29490.445 = 1550.02 \text{ KN}$$

$$V_{st,y} = \frac{0.15 \times 1.41 \times 1.2}{5} \times 29490.445 = 1496.93 \text{ KN}$$

#### IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale :

Il s'agit de chercher les premiers modes propres de flexion torsion. Les méthodes de calcul sophistiquées et, en particulier l'analyse modale spectrale, sont rendues obligatoires par les codes parasismiques modernes (exemple RPA88) dès lors que les structures considérées ne répondent plus aux critères de régularité spécifiés dans ces codes (régularité en configuration horizontale et verticale).



L'étude vibratoire d'un système donné suppose le choix du modèle mécanique dont le comportement reflète aussi fidèlement que possible celui du système réel.

La concentration des masses en un certain nombre de points judicieusement choisis est un des aspects de la modélisation.

Le plancher considéré comme infiniment indéformable dans son plan nécessite une modélisation de deux façons :

- ✓ Modélisation par nœuds maîtres,
- ✓ Modélisation par un corps infiniment rigide.

Dans les deux cas la masse est concentrée dans son centre de gravité.

Le critère de masse modale, significatif dans la participation modale, doit être complété par l'évaluation des moments d'inertie massique modaux, qui mettent en évidence des modes de torsion produisant des couples de torsion importants bien qu'assortis d'une masse modale négligeable.

#### **IV.3.3 Méthode d'analyse par accélérogramme :**

Cette méthode peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant le choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interpolation des résultats et des critères de sécurité à satisfaire.

#### **IV.4. Exigences du RPA99 pour les systèmes mixtes :**

1. D'après l'article 3.4.4.a, les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les voiles et les portiques reprennent simultanément les charges horizontales 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.

2. D'après l'article 4.2.4, les valeurs de T (périodes) calculées à partir du logiciel SAP2000 ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques données par le RPA de plus de 30%.

3. D'après l'article 4.3.4, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure ;
- ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum des modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

#### IV.5 Modalisation et résultats :

Le logiciel utilisé pour modéliser notre structure est le SAP2000 version 14.

##### IV.5.1 Disposition des voiles de contreventement :

Nous avons essayé plusieurs dispositions qui ont abouti soit à un mauvais comportement de la structure soit à la non vérification de l'interaction voiles-portiques .la disposition retenue est la suivante :

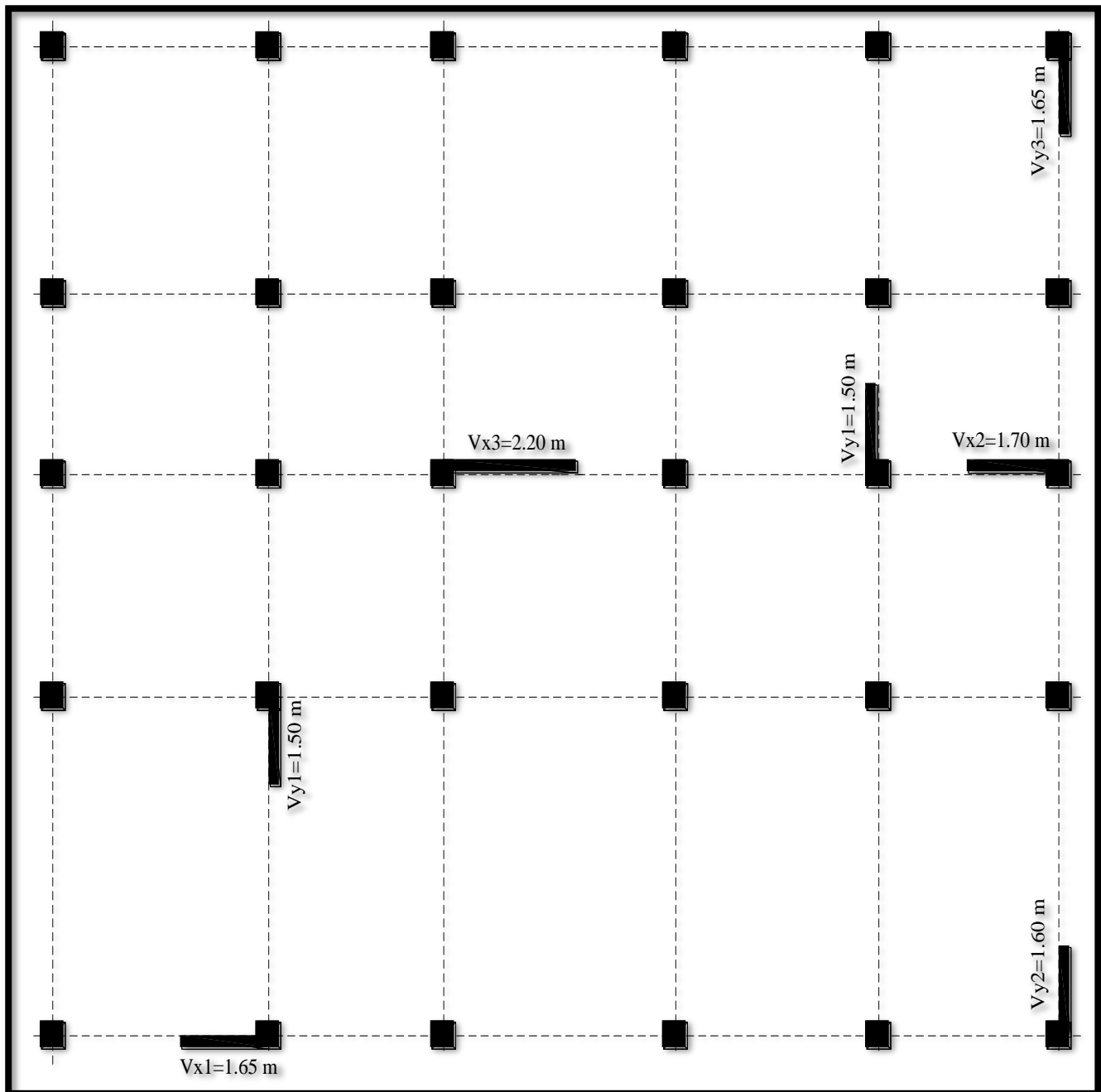


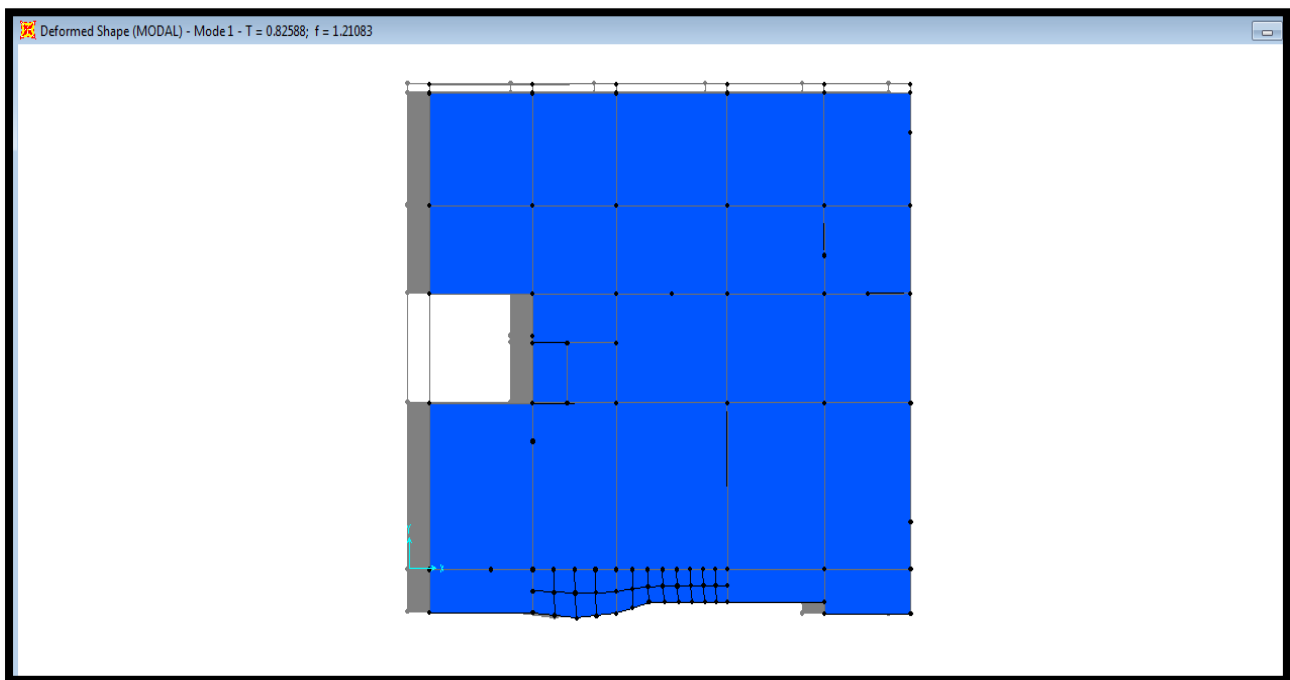
Fig. IV.1. Disposition des voiles

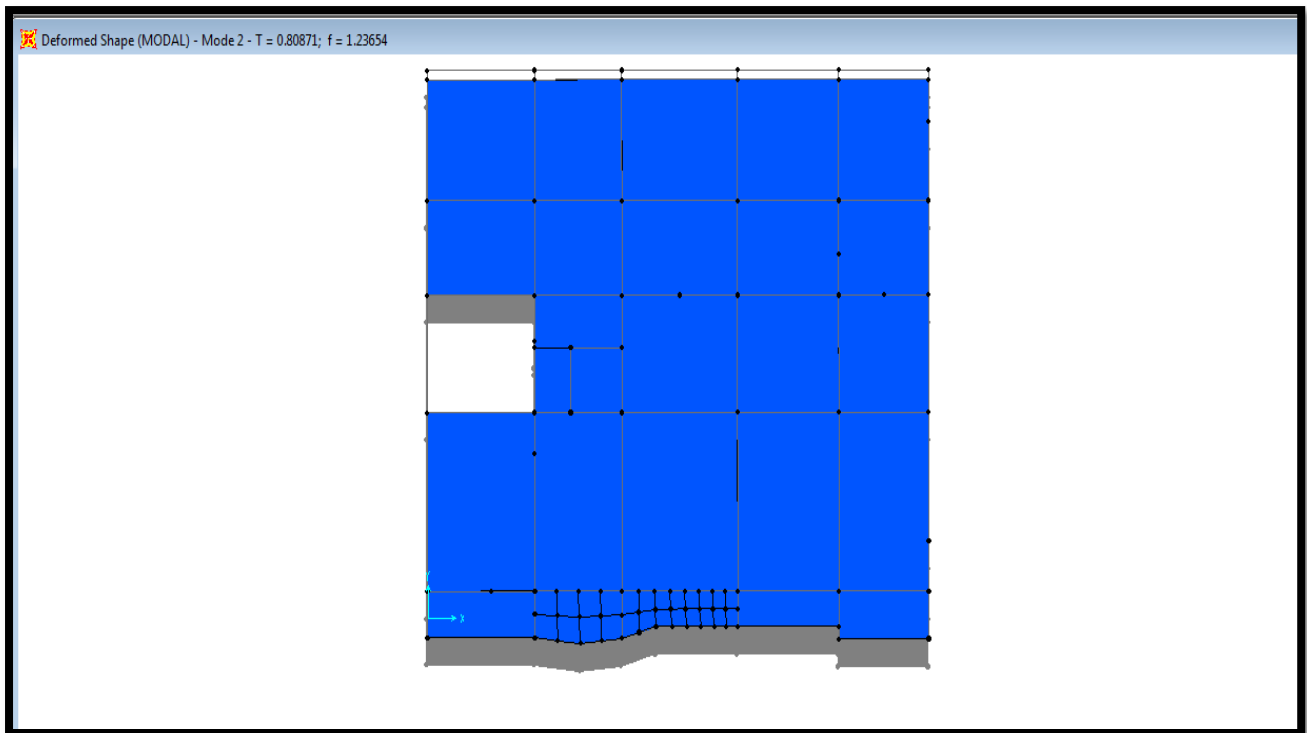
**Résultats obtenus :****a). Périodes de vibration et participation massique :****Tableau IV.2. Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses :**

Modes	Périodes	Individuel mode		Cumulative sum (%)	
	Sec	$U_x$	$U_y$	$U_x$	$U_y$
<b>Mode 1</b>	0.825879	0.75341	0.00114	<b>75.34</b>	<b>0.114</b>
<b>Mode 2</b>	0.808709	0.00116	0.75916	<b>75.457</b>	<b>76.03</b>
<b>Mode 3</b>	0.73593	6.57E-05	1.60E-06	<b>75.464</b>	<b>76.03</b>
<b>Mode 4</b>	0.260101	0.02354	0.09073	<b>77.818</b>	<b>85.103</b>
<b>Mode 5</b>	0.258914	0.10269	0.0237	<b>88.087</b>	<b>87.472</b>
<b>Mode 6</b>	0.232711	0.00067	0.01458	<b>88.154</b>	<b>88.93</b>
<b>Mode 7</b>	0.144545	0.00135	0.02606	<b>88.289</b>	<b>91.536</b>
<b>Mode 8</b>	0.139513	0.02684	0.00097	<b>90.973</b>	<b>91.633</b>

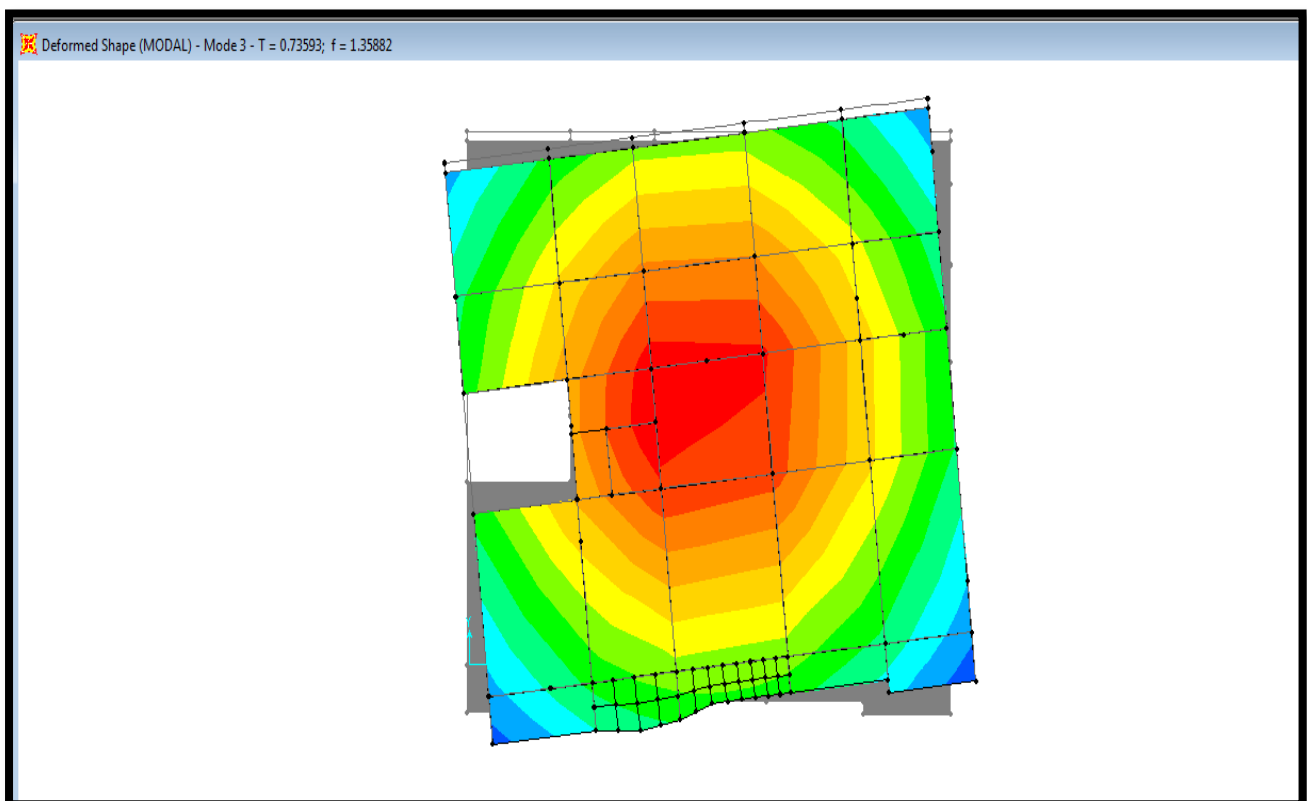
D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, On constate que les exigences du RPA sont vérifiées.

Les modes de vibration sont montrés sur les Fig. IV.1, IV.2 et IV. 3.

**Fig. IV.2. 1<sup>er</sup> mode (translation suivant X)**



**Fig. IV.3.** 2<sup>ème</sup> mode (translation suivant Y)



**Fig. IV.4.3** 3<sup>ème</sup> mode (torsion autour de Z)

### b). Justification de l'interaction "Voiles-portiques" :

Les tableaux IV.3 et IV. 4. illustrent respectivement la justification de l'interaction sous charges verticales et horizontales.

**Tableau IV.3.Vérification sous charges verticales :**

NIVEAU	Charges reprises (KN)		Pourcentage repris (%)	
	PORTIQUE	VOILE	PORTIQUE	VOILE
<b>RDC</b>	28213.658	4717.479	<b>85.6747157</b>	<b>14.3252843</b>
<b>NIV 01</b>	24347.166	4375.877	<b>84.7652737</b>	<b>15.2347263</b>
<b>NIV 02</b>	21066.967	3962.312	<b>84.1692923</b>	<b>15.8307077</b>
<b>NIV 03</b>	17707.41	3623.523	<b>83.0128246</b>	<b>16.9871754</b>
<b>NIV 04</b>	14657.472	3102.575	<b>82.5305924</b>	<b>17.4694076</b>
<b>NIV 05</b>	11531.232	2659.291	<b>81.2600917</b>	<b>18.7399083</b>
<b>NIV 06</b>	8688.611	2048.899	<b>80.9183042</b>	<b>19.0816958</b>
<b>NIV 07</b>	5814.944	1472.233	<b>79.7969365</b>	<b>20.2030635</b>
<b>NIV 08</b>	3160.542	790.885	<b>79.9848257</b>	<b>20.0151743</b>

- Analyse des résultats :**

On remarque que l'interaction voile-portique sous charge verticale est vérifiée dans tous les niveaux sauf les deux derniers niveaux où l'écart est de 0.015% à 0.2% ce qui peut être négligé.

**Tableau IV.4.Vérification sous charges horizontales :**

NIVEAU	Charges reprises (KN)				Pourcentage repris (%)			
	PORTIQUE		VOILE		PORTIQUE		VOILE	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
<b>RDC</b>	445.029	484.439	612.298	565.056	<b>42.0900062</b>	<b>46.15924802</b>	<b>57.9099938</b>	<b>53.840752</b>
<b>NIV 01</b>	566.631	570.674	405.396	348.674	<b>58.2937511</b>	<b>62.07377402</b>	<b>41.7062489</b>	<b>37.926226</b>
<b>NIV 02</b>	565.916	553.143	321.149	294.776	<b>63.7964523</b>	<b>65.23535857</b>	<b>36.2035477</b>	<b>34.764641</b>
<b>NIV 03</b>	489.897	480.144	311.317	295.161	<b>61.1443385</b>	<b>61.92969219</b>	<b>38.8556615</b>	<b>38.070308</b>
<b>NIV 04</b>	495.827	486.419	221.235	215.633	<b>69.1470194</b>	<b>69.28532359</b>	<b>30.8529806</b>	<b>30.714676</b>
<b>NIV 05</b>	376.915	374.996	243.981	236.935	<b>60.7050134</b>	<b>61.28076532</b>	<b>39.2949866</b>	<b>38.719235</b>
<b>NIV 06</b>	361.488	361.056	157.695	154.053	<b>69.6263167</b>	<b>70.09312592</b>	<b>30.3736833</b>	<b>29.906874</b>
<b>NIV 07</b>	233.103	233.328	163.894	161.243	<b>58.7165646</b>	<b>59.13460442</b>	<b>41.2834354</b>	<b>40.865396</b>
<b>NIV 08</b>	229.781	227.361	65.176	46.792	<b>77.9032198</b>	<b>82.93215832</b>	<b>22.0967802</b>	<b>17.067842</b>

- Analyse des résultats :**

Le pourcentage important repris par les portiques dans le sens (x-x) est dû comme déjà précisé au manque des voiles dans ce sens.

#### IV.5.2. Vérification de l'effort normal réduit :

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. Le RPA99 (7.4.3.1) exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Où  $B$  est l'aire de la section transversale du poteau considéré. Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau IV.5.

**Tableau IV.5. Vérification de l'effort normal réduit :**

Niveau	Type de poteau	B (cm <sup>2</sup> )	N <sub>d</sub> (KN)	v	Observation
<b>RDC</b>	<b>60×60</b>	3600	1934.769	<b>0.214</b>	<b>vérifiée</b>
<b>1<sup>ème</sup>, 2<sup>ème</sup> étage</b>	<b>55×55</b>	3025	1696.69	<b>0.224</b>	<b>vérifiée</b>
<b>3<sup>ème</sup>, 4<sup>ème</sup> étage</b>	<b>50×50</b>	2500	1265.591	<b>0.202</b>	<b>vérifiée</b>
<b>5<sup>ème</sup>, 6<sup>ème</sup> étage</b>	<b>45×45</b>	2025	853.553	<b>0.087</b>	<b>vérifiée</b>
<b>7<sup>ème</sup>, 8<sup>ème</sup> étage</b>	<b>40×40</b>	1600	456.812	<b>0.168</b>	<b>vérifiée</b>
<b>le dernier poteau de la cage d'escalier</b>	<b>35×35</b>	1225	56.3	<b>0.018</b>	<b>Vérifiée</b>

#### IV.5.3 Vérification de la résultante des forces sismiques :

Selon l'article 4.3.6 de l'RPA99, la résultante des forces sismiques à la base  $V_{dyn}$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V_{st}$ .

**Tableau IV.6. Vérification de la résultante des forces sismiques :**

Résultante des forces sismiques	$V_{dyn}$ (KN)	$V_{st}$ (KN)	$V_{dyn}/V_{st}$	Observation
<b>Sens x-x</b>	1073.428	1550.02	<b>0.69</b>	<b>Pas vérifiée</b>
<b>Sens y-y</b>	1095.199	1496.93	<b>0.73</b>	<b>Pas vérifiée</b>

On remarque que les résultats des forces sismiques a la base sont pas vérifiées dans ce cas le RPA99 VERSION 2003 exige d'augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments) dans le rapport 0.8  $V_{st}/V_{dyn}$ .

**Sens x-x :**  $0.8 V_{st}/V_{dyn} = 1.15$

**Sens y-y :**  $0.8 V_{st}/V_{dyn} = 1.09$

#### IV.5.4 Justification vis à vis des déformations :

Selon le **RPA99 (Art 5.10)**, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage. Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à :

$$\Delta K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

Avec :

$$\delta_K = R \times \delta e_K$$

$\delta_K$  : déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par le **RPA (Art4.43)**

$\delta e_K$  : déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement (R=5).

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau IV.7.

**Tableau IV.7. Vérification des déplacements :**

Niveau	Sens x-x						Sens y-y				
	$\delta e_K$ (cm)	$\delta_K$ (cm)	$\delta_{K-1}$ (cm)	$\Delta K$ (cm)	$h_K$ (cm)	$\Delta K/h_K$ (%)	$\delta e_K$ (cm)	$\delta_K$ (cm)	$\delta_{K-1}$ (cm)	$\Delta K$ (cm)	$\Delta K/h_K$ (%)
<b>RDC</b>	0.098	0.490	0	0.490	408	<b>0.120</b>	0.104	0.520	0	0.520	<b>0.127</b>
<b>NIV 01</b>	0.246	1.230	0.490	0.740	306	<b>0.241</b>	0.246	1.230	0.520	0.710	<b>0.232</b>
<b>NIV 02</b>	0.414	2.070	1.230	0.840	306	<b>0.274</b>	0.395	1.975	1.230	0.745	<b>0.243</b>
<b>NIV 03</b>	0.588	2.940	2.070	0.870	306	<b>0.284</b>	0.548	2.740	1.975	0.765	<b>0.250</b>
<b>NIV 04</b>	0.754	3.770	2.940	0.830	306	<b>0.271</b>	0.685	3.425	2.740	0.685	<b>0.224</b>
<b>NIV 05</b>	0.907	4.535	3.770	0.765	306	<b>0.295</b>	0.817	4.085	3.425	0.660	<b>0.216</b>
<b>NIV 06</b>	1.040	5.200	4.535	0.665	306	<b>0.250</b>	0.932	4.660	4.085	0.575	<b>0.188</b>
<b>NIV 07</b>	1.157	5.785	5.200	0.585	306	<b>0.191</b>	1.033	5.165	4.660	0.505	<b>0.165</b>
<b>NIV 08</b>	1.253	6.265	5.785	0.480	306	<b>0.157</b>	1.267	5.634	5.165	0.469	<b>0.153</b>

On voit bien à travers ce tableau que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

#### IV.5.5 Justification vis à vis de l'effet P- $\Delta$ : [RPA (5.9)]

Les effets du 2ième ordre (ou effet P- $\Delta$ ) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.10$$

$P_K$  : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "k",

$$P_K = \sum_{i=K}^n (W_{gi} + \beta \cdot W_{qi})$$

$V_K$  : effort tranchant d'étage au niveau "k"

$\Delta_k$  : déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1",

$h_K$  : hauteur de l'étage "k".

- ✓ Si  $0.1 \leq \Theta_K \leq 0.2$ , les effets P- $\Delta$  peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculé au moyen d'une analyse élastique du 1<sup>er</sup> ordre par le facteur  $1 / (1 - q_k)$ .
- ✓ Si  $\Theta_K > 0.2$ , la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats sont regroupés dans le tableau IV.8.

**Tableau IV.8. Vérification de l'effet P- $\Delta$  :**

Niveau	$h_k$ (cm)	$P_k$ (KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			$\Delta_k$	$V_k$ (KN)	$\Theta_k$	$\Delta_k$	$V_k$ (KN)	$\Theta_k$
<b>RDC</b>	408	29490.445	0.490	1459.86	<b>0.024</b>	0.520	1456.61	<b>0.026</b>
<b>NIV 01</b>	306	25149.40	0.740	1410.74	<b>0.043</b>	0.710	1407.46	<b>0.041</b>
<b>NIV 02</b>	306	21898.941	0.840	1319.90	<b>0.039</b>	0.745	1317.31	<b>0.049</b>
<b>NIV 03</b>	306	18648.484	0.870	1208.83	<b>0.044</b>	0.765	1206.69	<b>0.040</b>
<b>NIV 04</b>	306	15518.514	0.830	1086.58	<b>0.039</b>	0.685	1083.61	<b>0.032</b>
<b>NIV 05</b>	306	12388.544	0.765	974.52	<b>0.032</b>	0.660	943.75	<b>0.028</b>
<b>NIV 06</b>	306	9367.586	0.665	790.44	<b>0.026</b>	0.575	785.06	<b>0.022</b>
<b>NIV 07</b>	306	6346.629	0.585	606.17	<b>0.020</b>	0.505	596.74	<b>0.017</b>
<b>NIV 08</b>	306	3430.622	0.480	362.60	<b>0.015</b>	0.469	351.38	<b>0.015</b>

D'après les résultats obtenus dans le tableau IV.11, les effets P- $\Delta$  peuvent être négligés.

#### IV.6. Conclusion :

Nous avons opté pour la disposition des voiles qui nous a donné les meilleurs résultats vis-à-vis de l'interaction voiles-portiques (horizontale et verticale).

Toutes les étapes de l'étude dynamique à savoir la vérification de la période, le comportement de la structure, l'interaction voiles-portiques, l'effort normal réduit, et elles découlent toutes de la disposition des voiles.

La satisfaction de toutes les exigences de l'étude dynamique n'est pas une chose aisée pour tout type de structures, car des contraintes architecturales peuvent entraver certaines étapes.

Dans notre cas, on a pu vérifier toutes les exigences de l'étude dynamique, selon le RPA99/2003.



# *Chapitre V*

## V.1. Etude des poutres :

### V.1.1 Introduction :

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Après détermination des sollicitations ( $M$ ,  $N$ ,  $T$ ) on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le **RPA99 Version 2003** et celles données par le **BAEL91**.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel SAP2000, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le **RPA99 Version 2003** suivantes :

- 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.1.2. Ferrailage :

#### a). Armatures longitudinales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.1)

Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante,
- 6% en zone de recouvrement.

La longueur minimale de recouvrement est de  $40\Phi$  en zone IIa.

Avec :  $\Phi_{\max}$  : le diamètre maximal d'armature dans la poutre.

- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué conformément à la **figure V.1**, avec des crochets à  $90^\circ$ . Cette même figure comporte les autres dispositions constructives et quantités minimales d'armatures.

- Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).
- Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées. Néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.
- On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

### b). Armatures transversales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.2)

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times St \times b$$

$St$  : espacement maximum entre les armatures transversales donné comme suit :

- $St \leq \min (h/4; 12\Phi_1)$  en zone nodale,
- $St \leq h/2$  en dehors de la zone nodale.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

La valeur du diamètre  $\phi_l$  des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement

### V.1.3. Dispositions constructives des portiques : RPA 99 (Figure 7.5)

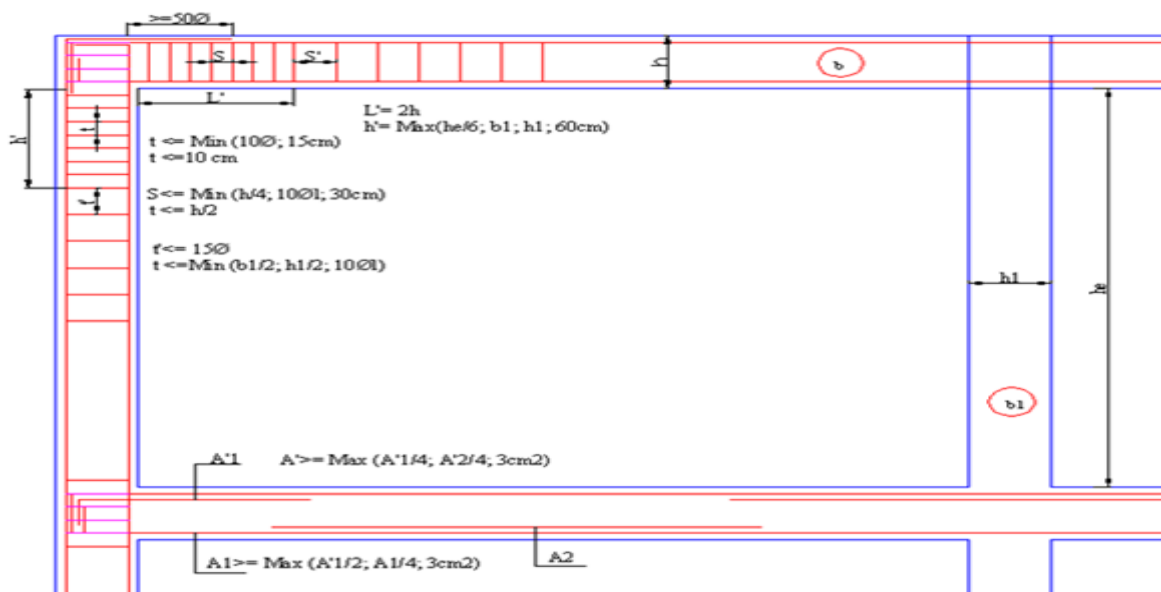


Fig. V.1 : Disposition constructives des portiques.

### V.1.4.Recommandation de BAEL :

La section minimale des aciers longitudinaux est de :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad (\text{Condition de non fragilité}) \quad \text{BAEL91 (Art F.IV.2)}$$

### V.1.5. Calcul du ferrailage :

#### A). Méthode de calcul des armatures à l'ÉLU (flexion simple) :

Le ferrailage est calculé à partir des sollicitations déduites du logiciel SAP2000

#### Calcul du moment réduit ultime :

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

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \begin{cases} 14.2 \text{ MPa} & \text{situation courante } (\gamma_b = 1.5) \\ 18.48 \text{ MPa} & \text{situation accidentelle } (\gamma_b = 1.15) \end{cases}$$

→ Si  $\mu_{bu} \leq \mu_l = 0.3916$  alors :

$$A_s' = 0 \quad \text{et} \quad A_s = \frac{M_u}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$\text{avec : } \gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{pour les situations courantes.} \\ 1 & \text{pour les situations accidentelles.} \end{cases}$$

$$\alpha = 1.25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) \rightarrow z = d(1 - 0.4\alpha)$$

→ Si  $\mu_{bu} > \mu_l = 0.3916$  alors

$$A_s' = \frac{M_u - M_l}{(d - d') \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad \text{et} \quad A_s = \frac{M_l}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} + A_s' \quad \text{Avec : } M_l = \mu_l \times b \times d^2 \times f_{bu}$$

#### B).Exemple de calcul :

Prenons comme exemple de calcul de ferrailage la poutre principale (30×40) la plus sollicitée

$$\text{avec les sollicitations suivantes : } \begin{cases} M_t = 50.36 \text{ KN.m} \dots\dots(\text{ELU}) \\ M_a = -83.63 \text{ KN.m} \dots\dots(\text{G+Q+E}_y) \end{cases}$$

#### Armatures en travée :

$$\mu_{bu} = \frac{M_A}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{50.36 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.37^2 \times 14.2} = 0.086$$

$$\mu_{bu} = 0.086 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.113$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 353 \text{ mm}$$

$$A_{st} = \frac{M_A}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{50.36 \times 10^{-3}}{0.353 \times 348} = 4.10 \text{ cm}^2$$

**Armatures en appui :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_A}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{83.63 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.37^2 \times 18.48} = 0.110$$

$$\mu_{bu} = 0.110 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.146$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 348 \text{ mm}$$

$$A_{st} = \frac{M_A}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{83.63 \times 10^{-3}}{0.348 \times 400} = 6.01 \text{ cm}^2$$

Le tableau suivant regroupe le calcul de ferrailage des différentes poutres.

**Tableau V.1. Ferrailage des poutres principales et secondaires :**

Niveau	Type de poutre	section	localis	M (KN.m)	combinaison	V (KN)	A <sub>calcul</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	N <sup>bre</sup> de barres
RDC et 1 <sup>er</sup> étage	Poutre principale	30×40	Appuis	-83.63	<b>G+Q+Ey</b>	<b>120.90</b>	6.01	6	<b>6.88</b>	<b>3T14+2T12</b>
			Travée	50.36	<b>ELU</b>		4.10		<b>4.62</b>	<b>3T14</b>
	Poutre Secondaire	30×35	Appuis	-70.68	<b>G+Q+Ex</b>	<b>81.63</b>	5.93	5.25	<b>6.88</b>	<b>3T14+2T12</b>
			Travée	10.82	<b>ELU</b>		0.98		<b>6.88</b>	<b>3T14+2T12</b>
2,3 et 4 <sup>ème</sup> étage	Poutre principale	30×40	Appuis	-82.41	<b>G+Q+Ey</b>	<b>118.87</b>	5.92	6	<b>6.88</b>	<b>3T14+ 2T12</b>
			Travée	51.07	<b>ELU</b>		4.17		<b>4.62</b>	<b>3T14</b>
	Poutre secondaire	30×35	Appuis	-78.81	<b>G+Q+Ex</b>	<b>84.74</b>	6.67	5.25	<b>6.88</b>	<b>3T14+2T12</b>
			Travée	20.81	<b>ELU</b>		1.92		<b>6.88</b>	<b>3T14+2T12</b>
5 et 6 <sup>ème</sup> étage	Poutre principale	30×40	Appuis	-75.62	<b>ELU</b>	<b>97.78</b>	5.4	6	<b>6.88</b>	<b>3T14+2T12</b>
			Travée	52.04	<b>ELU</b>		4.25		<b>4.62</b>	<b>3T14</b>
	Poutre secondaire	30×35	Appuis	-73.44	<b>G+Q+Ex</b>	<b>66.57</b>	6.18	5.25	<b>6.88</b>	<b>3T14+2T12</b>
			Travée	26.80	<b>ELU</b>		2.49		<b>6.88</b>	<b>3T14+2T12</b>
7 et 8 <sup>ème</sup> étage	Poutre principale	30×40	Appuis	-103.85	<b>ELU</b>	<b>135.73</b>	8.99	6	<b>9.11</b>	<b>3T16+2T14</b>
			Travée	75.93	<b>ELU</b>		6.36		<b>6.88</b>	<b>3T14+2T12</b>
	Poutre secondaire	30×35	Appuis	-62.58	<b>G+Q+Ex</b>	<b>56.39</b>	5.2	5.25	<b>6.03</b>	<b>3T16</b>
			Travée	30.39	<b>ELU</b>		2.84		<b>6.03</b>	<b>3T16</b>

**V.1.6. Vérification des armatures selon le RPA 99 :**

- **Pourcentage maximum des armatures longitudinales :**

**En zone courante :**  $A_{\max} = 4\%b \times h = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2 > A_{\text{adopté}}$

**En zone de recouvrement:**  $A_{\max} = 6\%b.h = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 > A_{\text{adopté}}$

- **Les longueurs de recouvrement :**

$$L_r > 40 \times \phi \text{ en zone II } L_r > 40$$

$$\phi = 16\text{mm} \quad L_r > 40 \times 16 = 64\text{cm} \quad \text{on adopte } L_r = 65\text{cm}$$

$$\phi = 14\text{mm} \quad L_r > 40 \times 14 = 56\text{cm} \quad \text{on adopte } L_r = 60\text{cm}$$

$$\phi = 12\text{mm} \quad L_r > 40 \times 12 = 48\text{cm} \quad \text{on adopte } L_r = 50\text{cm}$$

### V.1.7. Les armatures transversales :

#### a). Calcul de $\Phi_t$ :

Le diamètre des armatures transversales pour les poutres principales et secondaires est donnée par :

$$\phi \leq \min\left(\phi_1; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right)$$

$$\phi \leq \min\left(1.2; \frac{40}{35}; \frac{30}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min(1, 2; 1.14; 3\text{cm})$$

$$\phi_t \leq 1,2\text{cm} \Rightarrow \text{Soit } \phi_t = 10\text{mm}$$

Donc on opte pour  $A_t = 4T10 = 3.14\text{cm}^2$

Soit : 1 cadre + 1 étrier de T10 pour toutes les poutres

#### b). Calcul des espacements des armatures transversales :

##### 1. $S_t \leq \min(S_{t1}, S_{t2}, S_{t3})$ avec:

$$1). S_{t1} = \min(0.9 \times d; 40\text{cm}) = 38.7\text{cm}, S_{t1} = \min(0.9 \times d; 40\text{cm}) = 34.2\text{cm}$$

$$2). S_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_{t2} \leq 104.66\text{cm}$$

$$3). S_{t3} \leq \frac{0.8 \times f_e \times A_t}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \leq 72.94\text{cm}$$

##### 2. Selon RPA99 Art (7.5.2.2) :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_t\right)$$

##### ✓ Zone nodale :

$$S_t \leq \min(10; 14.4) = 10\text{cm}$$

$$\text{Soit : } S_t = 10\text{ cm}$$

##### ✓ Zone courante : $S_t \leq h/2 = 40/2 = 20\text{cm}$ .

$$\text{Soit } S_t = 15\text{cm}$$

**c).Vérification des sections d'armatures transversales :**

$$A_t^{\min} = 0,003 \cdot S_t \cdot h = 0,003 \cdot 15 \cdot 40 = 1.8cm^2$$

$$A_t = 3.14 > A_{\min} = 1.8cm^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

**V.1.8. Vérification à l'ELU :**

**a).Condition de non fragilité : BAEL91 (Art F.IV.2)**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 1.34cm^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

**b).Contrainte tangentielle maximale :**

**Vérification de l'effort tranchant :**

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\text{Telque : } \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \dots \dots \dots \text{BAEL91 (Art H.III.2)}$$

Fissuration peu nuisible  $\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0,133 \times f_{c28}; 5MPa) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33MPa$ .

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

**Tableau V.2 : Vérification des contraintes tangentielles :**

Poutres	Vu (KN)	$\tau_{bu}$ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
principales	120.90	<b>1.089</b>	<b>3.33</b>	Vérifiée
secondaires	81.63	<b>0.735</b>	<b>3.33</b>	Vérifiée

Donc Pas de risque de cisaillement et cela pour tout type de poutre.

**c).Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

✓ Appuis de rives  $A_t > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} \dots \dots \dots (1) \quad \text{BAEL91 (Art H.IV.2)}$

✓ Appuis intermédiaires  $A_t \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d}) \dots \dots \dots (2) \quad \gamma_s = 1.15, f_e = 400MPa$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

**Tableau V.3.Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :**

Poutres	$A_t$ (cm <sup>2</sup> )	Vu (KN)	Ma (KN.m)	$A_t^{rive}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_t^{int}$ (cm <sup>2</sup> )	Observation
Principales	9.11	120.90	103.85	3.47	-5.49	Vérifiée
Secondaires	6.88	84.74	78.81	2.43	-4.36	Vérifiée

**V.9. Vérification à l'ELS :**

**a). Etat limite de compression du béton :**

$$\frac{b}{2}y^2 + 15A_s y - 15dA_s = 0; \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa \quad \text{BAEL91 (Art E.III.1)}$$

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

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

**Tableau V.4 .Vérification de l'état limite de compression du béton :**

Poutres	Localisation	Mser (KN.m)	A (cm <sup>2</sup> )	I (cm <sup>4</sup> )	Y (cm)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	Observation
Poutres principales	Appuis	74.54	9.11	99654.33	14.36	<b>10.74</b>	<b>15</b>	<b>vérifiée</b>
	Travées	54.55	6.88	81398.50	12.88	<b>8.63</b>	<b>15</b>	<b>vérifiée</b>
Poutres secondaires	Appuis	30.50	7.10	59854.32	11.93	<b>6.07</b>	<b>15</b>	<b>vérifiée</b>
	Travées	21.94	3.39	34181.83	8.72	<b>5.59</b>	<b>15</b>	<b>vérifiée</b>

**b). Etat limite de déformation (évaluation de la flèche) :**

D'après le **BAEL91** et le **CBA93** la vérification à la flèche est inutile si :

$$1. \frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}; \quad 2. \frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0}; \quad 3. \frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad \dots \text{BAEL91 (Art B.6.5)}$$

**Tableau V.5.Vérification de la flèche pour les poutres :**

	h <sub>t</sub> (cm)	b (cm)	L (cm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	$\frac{h_t}{l}$	$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
<b>PP</b>	40	30	5.37	9.11	0.074	0.067	0.0082	0.01	<b>Vérifiée</b>	<b>Vérifiée</b>	<b>Vérifiée</b>
<b>PS</b>	35	30	4.1	7.10	0.085	0.050	0.0073	0.01	<b>Vérifiée</b>	<b>Vérifiée</b>	<b>Vérifiée</b>

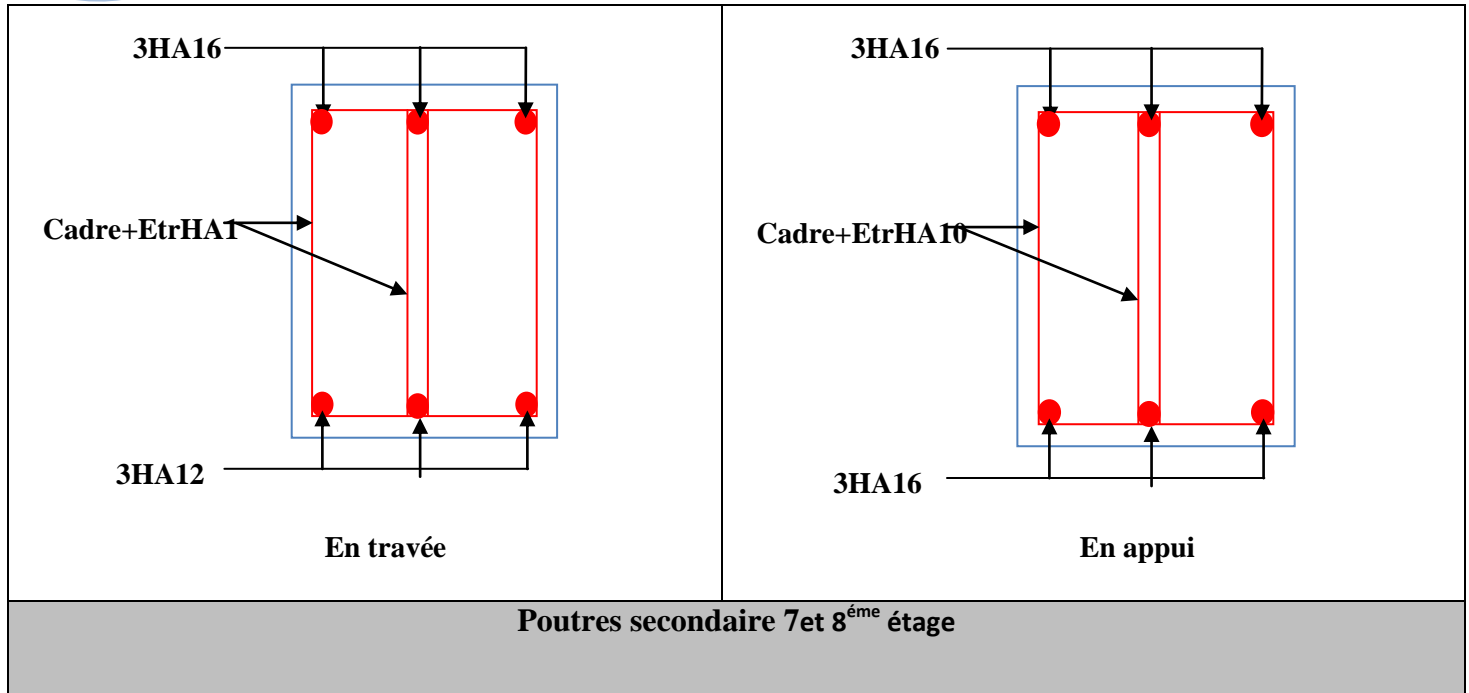
Donc : La vérification de la flèche n'est pas nécessaire car toutes les conditions sont vérifiées.



**V.1.10.ferraillage des poutres principales et secondaire:**

Le ferraillage des poutres est donné dans le tableau ci-dessous :

<p>3HA14</p> <p>Cadre+EtrHA</p> <p>3HA14</p> <p>En travée</p>	<p>3HA14</p> <p>Cadre+EtrHA</p> <p>3HA14</p> <p>En appui</p> <p>2HA12</p>
<p><b>Poutres principales de RDC+1, 2, 3, 4, 5 et 6<sup>ème</sup> étage</b></p>	
<p>3HA14</p> <p>Cadre+EtrHA</p> <p>3HA12</p> <p>En travée</p>	<p>3HA14</p> <p>Cadre+EtrHA</p> <p>3HA14</p> <p>En appui</p> <p>2HA12</p> <p>2HA12</p>
<p><b>Poutres secondaires de RDC+1, 2, 3, 4, 5 et 6<sup>ème</sup> étage</b></p>	
<p>3HA16</p> <p>Cadre+EtrHA</p> <p>3HA14</p> <p>En travée</p> <p>2HA12</p>	<p>3HA16</p> <p>Cadre+EtrHA</p> <p>3HA14</p> <p>En appui</p>
<p><b>Poutres principales 7 et 8<sup>ème</sup> étage</b></p>	



## V.2. Etude des poteaux :

### V.2.1 Introduction :

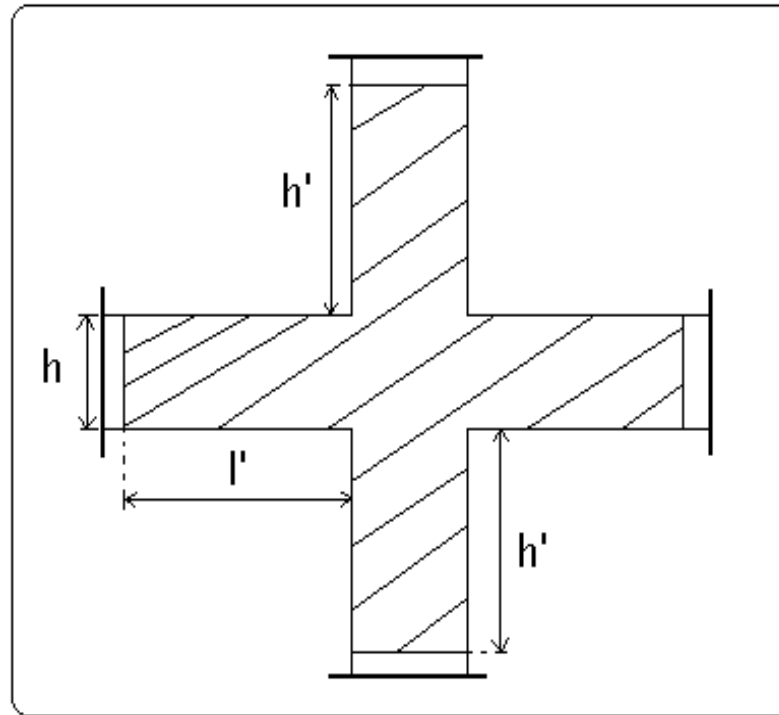
Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les poutres aux fondations.

Le ferrailage des poteaux est calculé en flexion composée en fonction de l'effort normal ( $N$ ) et du moment fléchissant ( $M$ ) donnés par les combinaisons les plus défavorables, parmi celles introduites dans le fichier de données du SAP2000 :

- |  |   |                             |
|--|---|-----------------------------|
| <ol style="list-style-type: none"> <li>1). <math>1.35G+1.5Q</math></li> <li>2). <math>G+Q</math></li> <li>3). <math>G+Q+</math></li> <li>4). <math>G+Q-E</math></li> <li>5). <math>0.8G+E</math></li> <li>6). <math>0.8G-E</math></li> </ol> | } | <b>(RPA99/2003 Art 6.2)</b> |
|--|---|-----------------------------|

Il s'agit de ferrailer les poteaux là où il y a changement de section, selon les sollicitations suivantes :

- $N_{max} \rightarrow M_{cor}$ .
- $N_{min} \rightarrow M_{cor}$ .
- $M_{max} \rightarrow N_{cor}$ .



**Fig.V.2 : schéma de la zone nodale**

### V.2.2. Recommandations du RPA99 (version 2003) :

#### a). Armatures longitudinales :(RPA99/2003 Art 7.4.2.1)

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- $A_{min} = 0.8\%$  de la section de béton (en zone IIa).
- $A_{max} = 4\%$  de la section de béton (en zone courante).
- $A_{max} = 6\%$  de la section de béton (en zone de recouvrement).
- $\Phi_{min} = 12mm$  (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales).
- La longueur minimale de recouvrement ( $L_{min}$ ) est de  $40\Phi$  en zone IIa.
- La distance ou espacement ( $S_t$ ) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone IIa).

les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zone critique).

La zone nodale est définie par  $l'$  et  $h'$  :

$$l' = 2h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm}\right)$$

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99 sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

**Tableau V.6. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux :**

Niveau	section du poteau (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> ) Zone courante	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> ) Zone recouvrement
RDC	60×60	28.8	144	216
1,2 <sup>ème</sup> étage	55×55	24.2	121	181.5
3, 4 <sup>ème</sup> étage	50×50	20	100	150
5, 6 <sup>ème</sup> étage	45×45	16.2	81	121.5
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> étage	40×40	12.8	64	96
le dernier poteau de la cage d'escalier	35×35	9.8	49	73.5

**b). Armatures transversales :**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \dots\dots\dots(I).$$

- **V<sub>u</sub>** : est l'effort tranchant de calcul.
- **h<sub>1</sub>** : hauteur totale de la section brute.
- **f<sub>e</sub>** : contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.
- **ρ<sub>a</sub>** : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant ; il est pris égale à :

$$\left\{ \begin{array}{l} 2.5 \text{ Si } \lambda_g \geq 5 \text{ (} \lambda_g \text{ : l'élancement géométrique),} \\ 3.75 \text{ Si } \lambda_g < 5. \end{array} \right.$$

avec :  $\lambda_g = l_f/a$  ou  $\lambda_g = l_f/b$  ( a et b sont les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée), et  $l_f$  longueur de flambement du poteau.

- **t** : est l'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule (I) ; Par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit :
  - ✓ dans la zone nodale :  $t \leq \text{Min} (10\Phi_L^{\text{min}}, 15\text{cm})$  (en zones IIa).
  - ✓ dans la zone courante :  $t \leq 15\Phi_L^{\text{min}}$  (en zones IIa).

La quantité d'armatures transversales minimale  $A_t/t.b_1$ , en % est donnée comme suit :

- Si  $\lambda_g \geq 5$  : 0.3%
- Si  $\lambda_g \leq 3$  : 0.8%
- Si  $3 < \lambda_g \leq 5$  : interpoler entre les valeurs précédentes.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur droite de  $10\Phi_t$  (au minimum).

### V.2.3 Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel SAP2000, les résultats sont résumés dans les tableaux ci-après :

**Tableau V.7. Sollicitations dans les poteaux :**

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)
RDC	-1934.76	9.71	121.53	-636.58	290.06	20.14
1, 2 <sup>ème</sup> étage	-1696.69	27.34	71.58	-788.41	36.89	8.25
3 et 4 <sup>ème</sup> étage	-1265.59	23.98	-69.90	-712.24	-47.46	-2.66
5 et 6 <sup>ème</sup> étage	-853.55	23.52	-57.53	-419.18	3.86	6.66
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup>	-456.81	20.83	59.03	-219.24	30.68	4.17
dernier poteau de la cage d'escalier	-19.38	9.68	-16.45	-51.98	-65.3	-4.78

### V.2.4 Calcul du ferrailage :

Le calcul du ferrailage se fera pour un seul poteau comme exemple de calcul et les autres seront résumés dans des tableaux.

#### Exemple de calcul :

Soit à calculer le poteau le plus sollicité du RDC, avec les sollicitations suivantes :

- $N_{max} = 1934.76 \text{ KN} \rightarrow M_{cor} = 9.71 \text{ KN.m}$  (ELU)
- $M_{max} = 121.53 \text{ KN.m} \rightarrow N_{cor} = 636.58 \text{ KN}$  ( $G+Q+ E_X$ )
- $N_{min} = 290.06 \text{ KN} \rightarrow M_{cor} = 20.14 \text{ KN.m}$  ( $0.8G+E_X$ )

#### A). Calcul sous $N_{max}$ et $M_{cor}$ :

$d = 55\text{m}$ ;  $d' = 0.05\text{m}$ .

$N = 1934.76 \text{ KN}$  (de Traction) .....(ELU)

$M = 9.71 \text{ KN.m} \rightarrow e_G = M/N = 0.005\text{m}$

$e_G < h/2 = 0.60/2 = 0.300m \rightarrow$  le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA').

Il faut vérifier la condition suivante :

$$(a) \leq (b) \dots \dots \dots (I).$$

$$(a) = (0.337 \times h - 0.81 \times d') \times b \times h \times f_{bu}$$

$$(b) = N_u \times (d - d') - M_{UA}$$

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 9.71 + 1934.76 \times (0.55 - 0.60/2) = 493.4 \text{ KN.m.}$$

$$(0.337 \times 0.60 - 0.81 \times 0.05) \times 0.60 \times 0.60 \times 14.2 = 0.82 > [1934.76 \times (0.55 - 0.05) - 493.40] \times 10^{-3} = 0.473$$

$\Rightarrow (I)$  n'est pas vérifiée.

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{493.40 \times 10^{-3}}{0.60 \times 0.55^2 \times 14.2} = 0.191$$

$$\mu_{bu} = 0.191 < \mu_l = 0.391 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} > 0.186 \Rightarrow \text{Pivot B} \Rightarrow \epsilon_{st} = \frac{3.5}{1000} \left( \frac{1 - \alpha}{\alpha} \right)$$

$$\alpha = 1.25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 0.268 \Rightarrow \epsilon_{st} = 9.55 \times 10^{-3} > \epsilon_l = 1.74 \times 10^{-3} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.491 \text{ m.}$$

$$\Rightarrow A_1 = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}} = \frac{493.40 \times 10^{-3}}{0.491 \times 348} = 28.87 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = A_1 - \frac{N}{f_{st}} = 28.87 - \frac{1934.76 \times 10^{-3}}{348} = -26.73 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s = 0 \text{ cm}^2.$$

**B). Calcul sous  $M_{max}$  et  $N_{cor}$  :**

$$M = 121.53 \text{ KN.m}, N = 636.58 \text{ KN} \rightarrow e_G = 0.19 \text{ m} < (h/2) = 0.300 \text{ m.}$$

Donc le centre de pression se trouve entre la section des armatures.

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 121.53 + 636.53 \times (0.55 - 0.60/2) = 280.66 \text{ KN.m.}$$

$$(0.337 \times 0.60 - 0.81 \times 0.05) \times 0.60 \times 0.60 \times 14.2 = 0.82 > [636.58 \times (0.60 - 0.05) - 280.66] \times 10^{-3} = 0.069$$

$\Rightarrow (I)$  n'est pas vérifiée.

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$M_{UA} = 280.66 \text{ KN.m} \rightarrow \mu_{bu} = 0.108 < \mu_l = 0.391 \rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2.$$

$$\alpha = 0.144 \rightarrow z = 0.518 \rightarrow A_l = 15.56 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = -2.73 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = 0 \text{ cm}^2$$

C). Calcul sous  $N_{min}$  et  $M_{cor}$  :

$$N = 290.06 \text{ KN} \rightarrow M = 20.14 \text{ KN.m} \rightarrow e_G = 0.069 \text{ m} < (h/2) = 0.30 \text{ m}.$$

Donc le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures.

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 20.14 + 290.06 \times (0.55 - 0.60/2) = 92.65 \text{ KN.m}.$$

$$(0.337 \times 0.60 - 0.81 \times 0.05) \times 0.60 \times 0.60 \times 14.2 = 0.82 > [290.06 \times (0.55 - 0.05) - 92.65] \times 10^{-3} = 0.052$$

$\Rightarrow (I)$  n'est pas vérifiée.

$$M_{UA} = 92.65 \text{ KN.m} \rightarrow \mu_{bu} = 0.0359 < \mu_l = 0.391 \rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2.$$

$$\alpha = 0.045 \rightarrow z = 0.540 \text{ m} \rightarrow A_l = 4.92 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = -3.41 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = 0 \text{ cm}^2$$

Le tableau résume le calcul des armatures pour les différents poteaux des différents niveaux.

**Tableau V.8. Ferrailage des poteaux :**

Niveau	sections	A' (cm <sup>2</sup> )	A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>RP</sub> A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adap</sub> (cm <sup>2</sup> )	barres
RDC	60×60	0	0	28.8	30.29	12HA16+4HA14
1 et 2 <sup>ème</sup> étage	55×55	0	0.92	24.2	26.51	12HA14+4HA16
3et 4 <sup>ème</sup> étage	50×50	0	0	20	22.24	8HA16+4HA14
5et 6 <sup>ème</sup> étage	45×45	0	0.47	16.2	18.10	8HA14+4HA12
7et 8 <sup>ème</sup> étage	40×40	0	1.85	12.8	14.20	4HA16+4HA14
dernier poteau de la cage d'escalier	35×35	0	0.65	9.8	10.68	4HA14+4HA12

### V.2.5. Armatures transversales :

Le tableau ci-après résume les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux.

**Tableau V.9 : Calcul des armatures transversales :**

Sections (cm <sup>2</sup> )	$\Phi_l^{min}$ cm	Vd (KN)	l <sub>r</sub> cm	t zone nodale	t zone courante	A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> ) z.nodale	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> ) z.courante	A <sub>t</sub> <sup>adop</sup> (cm <sup>2</sup> )	barres
60×60	1.4	113.869	56	10	15	1.18	1.8	2.7	3.02	6HA8
55×55	1.4	61.97	56	10	15	0.70	1.65	2.47	3.02	6HA8
50×50	1.2	49.19	48	10	15	0.61	1.5	2.25	3.02	6HA8
45×45	1.2	41.60	48	10	15	0.57	1.35	2.02	3.02	6HA8
40×40	1.4	31.71	56	10	15	0.49	1.20	1.8	2.01	4HA8
35×35	1.2	9.61	48	10	15	0.17	1.05	1.57	2.01	4HA8

**V.2.6 .Vérifications :**

**a). Vérification au flambement :**

Selon le **BAEL99 (Art 4.4.1)**, les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis à vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

On doit vérifier que :

$$N_d \leq N_u = \alpha \times \left[ \frac{Br \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{As \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

- As : est la section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.
- Br : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centième d'épaisseur sur toute sa périphérie ;
- $\gamma_b = 1.5, \gamma_s = 1.15$
- $\alpha$  : est un coefficient fonction de l'élancement mécanique  $\lambda$  qui prend les valeurs :

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} \dots\dots\dots \text{pour } \lambda \leq 50.$$

$$\alpha = 0.6 \left( \frac{\lambda}{50} \right)^2 \dots\dots\dots \text{pour } 50 < \lambda \leq 70.$$

Si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours, alors on remplace  $\alpha$  par  $\alpha / 1.10$

l'élancement mécanique est donné par :



$$\begin{cases} \lambda = 3.46 \times l_f / b & \text{pour les sections rectangulaires.} \\ \lambda = 4 \times l_f / f & \text{pour les sections circulaires.} \end{cases}$$

$L_f = 0.7 l_0$  longueur de flambement.

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau, et comme exemple de calcul on prendra le même exemple qu'on a pris pour le calcul du ferrailage.

$$N_d = 1934.76 \text{ KN}$$

$$l_f = 271.6 \text{ cm} \rightarrow \lambda = 15.66 < 50 \rightarrow \alpha = 0.817.$$

$$Br = (0.60 - 0.02) \times (0.60 - 0.02) = 0.3364 \text{ m}^2.$$

$$N_u = 0.817 \times \left[ \frac{0.3364 \times 25}{0.9 \times 1.5} + \frac{30.29 \times 10^{-3} \times 400}{1.15} \right] = 11.63 \text{ MN}.$$

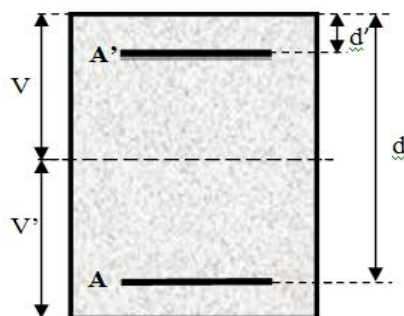
$N_d = 1.934 \text{ MN} < 8.61 \text{ MN} \rightarrow$  pas de risque de flambement.

**Tableau V.10. Vérification du flambement pour les poteaux :**

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	$l_0$ (cm)	$l_f$ (cm)	$\lambda$	$\alpha$	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$Br$ (m <sup>2</sup> )	$N_u$ (MN)	$N_d$ (MN)	Obs.
RDC	60×60	388	271.6	15.66	0.817	30.29	0.3364	8.61	1.934	vérifiée
1 et 2 <sup>ème</sup> étage	55×55	286	200.2	12.59	0.828	26.51	0.2809	7.63	1.696	vérifiée
3 et 4 <sup>ème</sup> étage	50×50	286	200.2	13.85	0.824	22.24	0.2304	6.38	1.265	vérifiée
5, 6 <sup>ème</sup> étage	45×45	286	200.2	15.39	0.818	16.84	0.1849	4.79	0.853	vérifiée
7, 8 <sup>ème</sup> étage	40×40	286	200.2	17.32	0.810	14.20	0.1444	4.00	0.456	vérifiée
Dernier poteau de la cage d'escalier	35×35	286	200.2	19.79	0.799	10.68	0.1089	2.97	0.019	vérifiée

#### b). Vérification des contraintes :

Comme la fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression dans le béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau là où il y a réduction de section. On doit vérifier que :



$$\sigma_{bc1,2} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_G^{ser} \times V}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{béton fibre supérieure.}$$

$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_G^{ser} \times V'}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{béton fibre inférieure.}$$

$S = b \times h + 15(A + A')$  (section homogène).

$$M_G^{ser} = M^{ser} - N^{ser} \left( \frac{h}{2} - V \right)$$

$$V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15(A' \times d' + A \times d)}{S} \quad \text{et} \quad V' = h - V$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3} (V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa.}$$

Tous les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

**Tableau V.11. Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux :**

Niveau	RDC	1et 2 <sup>ème</sup> étage	3et 4 <sup>ème</sup> étage	5et 6 <sup>ème</sup> étage	7et 8 <sup>ème</sup> étage	dernier poteau de la cage d'escalier
<b>Section (cm<sup>2</sup>)</b>	60×60	55×55	50×50	45×45	40×40	35×35
<b>d (cm)</b>	55	50	45	40	35	30
<b>A' (cm<sup>2</sup>)</b>	15.145	13.255	10.68	9.05	7.10	5.34
<b>A (cm<sup>2</sup>)</b>	15.145	13.255	10.68	9.05	7.10	5.34
<b>V (cm)</b>	29.72	27.5	25	22.79	19.70	17.21
<b>V'(cm)</b>	30.27	27.5	25	22.20	20.3	17.79
<b>I<sub>yy'</sub> (m<sup>4</sup>)</b>	0.014	0.0098	0.0068	0.0042	0.0038	0.0023
<b>N<sup>ser</sup> (MN)</b>	1.40320	1.23005	0.91699	0.61791	0.33006	0.04789
<b>M<sup>ser</sup> (MN.m)</b>	0.00702	0.01974	0.01703	0.01697	0.01503	0.00422
<b>M<sub>G</sub><sup>ser</sup> (MN.m)</b>	0.00309	0.01974	0.01703	0.018762	0.014039	0.004081
<b>σ<sub>bc1</sub> (MPa)</b>	<b>3.53</b>	<b>3.14</b>	<b>3.87</b>	<b>3.70</b>	<b>2.56</b>	<b>0.65</b>
<b>σ<sub>bc2</sub> (MPa)</b>	<b>3.21</b>	<b>3.04</b>	<b>2.62</b>	<b>1.70</b>	<b>1.16</b>	<b>0.030</b>
<b>σ<sub>bc</sub> (MPa)</b>	<b>15</b>	<b>15</b>	<b>15</b>	<b>15</b>	<b>15</b>	<b>15</b>
<b>Obs</b>	<b>vérifiée</b>	<b>vérifiée</b>	<b>vérifiée</b>	<b>vérifiée</b>	<b>vérifiée</b>	<b>vérifiée</b>

**c).Vérification aux sollicitations tangentes :**

D'après le RPA99 version 2003 **article 7.4.3.2**, la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton  $\tau_{bu}$  sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

avec :

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5. \\ 0.040 & \text{Si } \lambda_g < 5. \end{cases} ; \tau_{bu} = \frac{V_d}{b \times d} ; \lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}$$

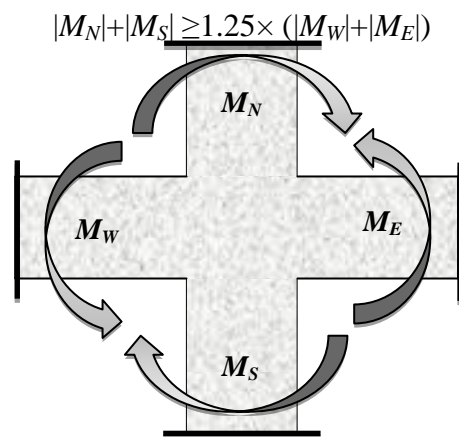
Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau V.12.Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux :**

Niveau	Sections (cm <sup>2</sup> )	l <sub>f</sub> (cm)	λ <sub>g</sub>	ρ <sub>d</sub>	d (cm)	V <sub>d</sub> (KN)	τ <sub>bu</sub> (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Obs.
RDC	60×60	271.6	4.52	0.04	55	113.869	0.34	1	vérifiée
1 et 2 <sup>ème</sup> étage	55×55	200.2	3.64	0.04	50	61.97	0.23	1	vérifiée
3et 4 <sup>ème</sup> étage	50×50	200.2	4.00	0.04	45	49.19	0.22	1	vérifiée
5et 6 <sup>ème</sup> étage	45×45	200.2	4.45	0.04	40	41.60	0.23	1	vérifiée
7et 8 <sup>ème</sup> étage	40×40	200.2	5.00	0.075	35	31.71	0.23	1.875	vérifiée
dernier poteau de la cage d'escalier	35×35	200.2	5.72	0.075	30	9.61	0.09	1.875	vérifiée

#### d).Vérification des zones nodales :

Dans le but de faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux, le **RPA99 (Art 7.6.2)** exige de vérifier :



#### d-1). Détermination du moment résistant dans les poteaux :

Le moment résistant (MR) d'une section de béton dépend essentiellement :

- des dimensions de la section du béton,

- de la quantité d'armatures dans la section,
- de la contrainte limite élastique des aciers.

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s$$

$$\text{avec : } z = 0.9 \times h \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

Les résultats de calcul des moments résistants dans les poteaux sont donnés dans les tableaux suivants :

**Tableau V.13. Les moments résistants dans les poteaux :**

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	Z (cm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	M <sub>R</sub> (KN.m)
RDC	60×60	54	30.29	569.209
1 et 2 <sup>ème</sup> étage	55×55	49.5	26.51	456.661
3 et 4 <sup>ème</sup> étage	50×50	45	22.24	348.278
5 et 6 <sup>ème</sup> étage	45×45	40.5	18.10	255.101
7 et 8 <sup>ème</sup> étage	40×40	36	14.20	177.897
Le dernier poteau de la cage d'escalier	35×35	31.5	10.68	117.074

**d-2). Détermination des moments résistants dans les poutres :**

Les moments résistants dans les poutres sont calculés de la même manière que dans les poteaux ; les résultats de calcul sont injectés directement dans le tableau de vérification des zones nodales (Tab5.23). On effectue la vérification de la zone nodale pour le nœud central:

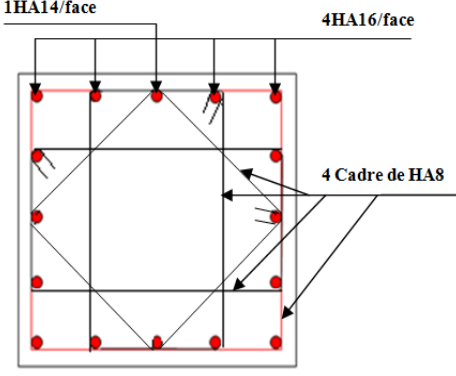
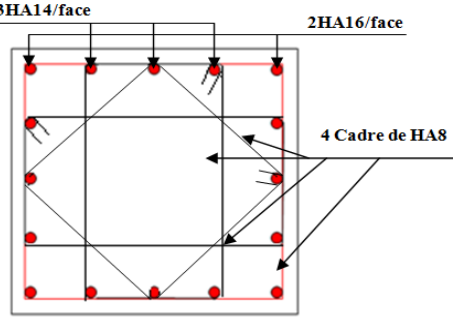
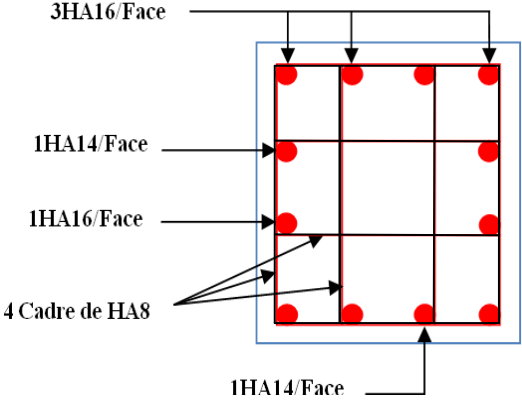
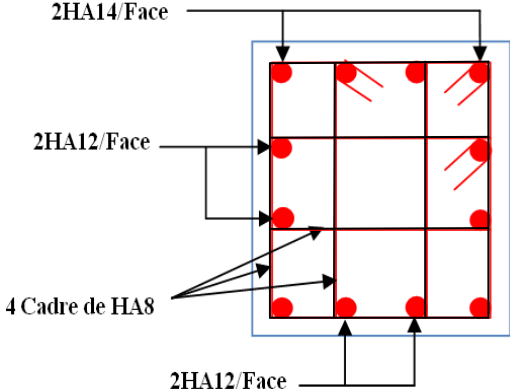
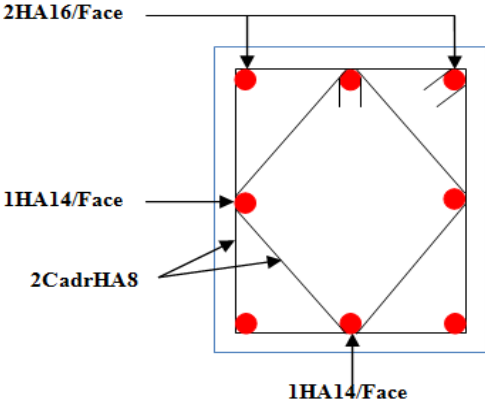
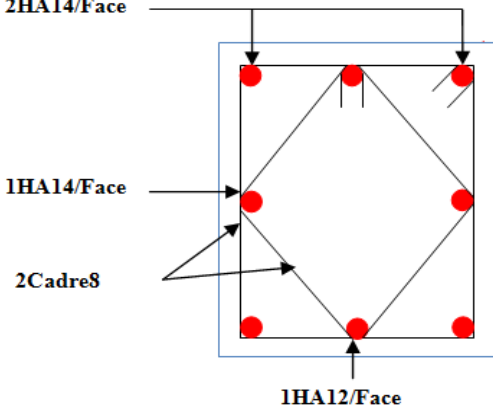
**Tableau V.14. Vérification de la zone nodale :**

Niveau	M <sub>S</sub>	M <sub>N</sub>	M <sub>N</sub> +M <sub>S</sub>	M <sub>W</sub>	M <sub>E</sub>	1.25 (M <sub>W</sub> +M <sub>E</sub> )	Obs
RDC	569.209	456.661	1025.87	144	144	360	vérifiée
Etage1	456.661	456.661	913.322	144	144	360	vérifiée
Etage2	456.661	348.278	804.939	144	144	360	vérifiée
Etage3	348.278	348.278	696.556	144	144	360	vérifiée
Etage4	348.278	255.101	603.379	144	144	360	vérifiée
Etage5	255.101	255.101	510.202	144	144	360	vérifiée
Etage6	255.101	177.897	432.998	144	144	360	vérifiée
Etage7	177.897	177.897	355.794	200.22	200.22	500.55	Non vérifiée
Etage8	177.897	117.094	294.991	200.22	200.22	500.55	Non vérifiée

• **Conclusion :**

La vérification des zones nodales est justifiée sauf dans les deux derniers niveaux et selon le RPA99 version 2003 la vérification pour les deux derniers niveaux est facultative  
 Donc les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

**Tableau V.15. Schéma de ferrailage des poteaux dans chaque niveau :**

RDC	1et 2 <sup>ème</sup> étage
 <p>1HA14/face 4HA16/face 4 Cadre de HA8</p>	 <p>3HA14/face 2HA16/face 4 Cadre de HA8</p>
3et 4 <sup>ème</sup> étage	5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> étage
 <p>3HA16/Face 1HA14/Face 1HA16/Face 4 Cadre de HA8 1HA14/Face</p>	 <p>2HA14/Face 2HA12/Face 4 Cadre de HA8 2HA12/Face</p>
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> étage	Dernier poteau de la cage d'escalier
 <p>2HA16/Face 1HA14/Face 2CadrHA8 1HA14/Face</p>	 <p>2HA14/Face 1HA14/Face 2Cadr8 1HA12/Face</p>

### V.3. Étude des voiles :

#### V.3.1. Introduction :

Le RPA99 version 2003 (3.4.A.1.a) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa.

Les voiles sont considérés comme des consoles encastrées à leur base, leurs modes de rupture sont:

- ✓ Rupture par flexion.
- ✓ Rupture en flexion par effort tranchant.
- ✓ Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où, les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant, avec les sollicitations issues des combinaisons suivantes :

- 1).  $1.35G+1.5Q$
- 2).  $G+Q\pm E$
- 3).  $0.8G\pm E$

#### V.3.2. Recommandations du RPA99 :

Les voiles comportent des :

##### a). Aciers verticaux : [7.7.4.1]

Ils reprennent les efforts de flexion. Ils sont calculés en flexion composée, et disposés en deux nappes parallèles aux faces des voiles.

Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue sous l'action des forces verticales et horizontales pour reprendre l'effort de traction en totalité est :

$$A_{min} = 0.2\% \times l_t \times e$$

Avec :  $l_t$  : longueur de la zone tendue,  
 $e$  : épaisseur du voile.

Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement  $S_t < e$ .

A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile.

Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

##### b). Aciers horizontaux : [7.7.4.2]

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchant, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc il doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 130° ayant une longueur de  $10\Phi$ .

### c). Règles communes :

Le pourcentage d'armatures verticales et horizontales des trumeaux et donné comme suit :

– Globalement dans la section du voile 0.15%.

– En zone courante (non tendue) 0.10%.

L'espacement des barres horizontales et verticales est :  $S \leq \min(1.5e, 30\text{cm})$ .

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

les longueurs de recouvrements doivent être égales à :

–  $40\Phi$  pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

–  $20\Phi$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e} \quad \text{avec : } V = 1.4Vu$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

### V.3.3. Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel SAP2000, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.16: Sollicitations max de calcul dans le voile  $V_{x1}$  // à x-x'.  $L_x=1.65\text{m}$ .**

Niveau	voile	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$V_d(\text{KN})$
		N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
RDC et 1 <sup>er</sup> étage	$V_{x1}$	-1191.98	567.34	567.34	-1191.98	-127.41	502.05	174.08
2,3 et 4 <sup>ème</sup> étage	$V_{x1}$	-933.52	40.44E	189.63E	-753.141	-261.29	69.74A	99.17
5 et 6 <sup>ème</sup> étage	$V_{x1}$	-627.79	42.36E	117.93	-526.83A	-145.02	33.72A	88
7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> étage	$V_{x1}$	-343.6	57.34E	150	-353.1	-31.72	8.51A	74.44

### V.3.4 Calcul du ferrailage :

On va exposer un seul exemple de calcul // à x-x' et les autres seront résumés dans un tableau.

#### A). Calcul sous $N_{max}$ et $M_{cor}$ :

##### a). Armatures verticales :

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section ( $e \times l$ ). La section trouvée (A) sera répartie sur toute la zone tendue de la section en respectant les recommandations du RPA99.

$$L = 1.65 \text{ m}, d = 1.60 \text{ m}, e = 0.20 \text{ m}.$$

$$N_{max} = -1191.98 \text{ KN}, M_{cor} = 567.34 \text{ KN. m. (Combinaison G+Q+E}_x).$$

$$e_G = \frac{M}{N} = 0.47 \text{ m} < \frac{l}{2} = 0.82 \text{ m} \Rightarrow (\text{le centre de pression est à l'intérieur de la section}).$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$(a) \leq (b) \dots \dots \dots (I).$$

$$(a) = (0.337 \times h - 0.81 \times d') \times b \times h \times f_{bu}$$

$$(b) = N_u \times (d - d') - M_{UA}$$

$$M_{UA} = M + N \times (d \times h / 2) = 567.34 - 1191.98 \times (1.60 \times 1.65 / 2) = -1006.07 \text{ KN.m.}$$

$$(0.337 \times 1.65 - 0.81 \times 0.05) \times 0.20 \times 1.65 \times 18.48 = 2.46 > \times [-1191.98 \times (1.60 - 0.05) + 1006.07] \times 10^{-3} = -841.50$$

$\Rightarrow (I)$  n'est pas vérifiée.

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{e \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1006.07 \times 10^{-3}}{0.20 \times 1.60^2 \times 18.48} = 0.106$$

$$\mu_{bu} = 0.106 < \mu_l = 0.391 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa.}$$

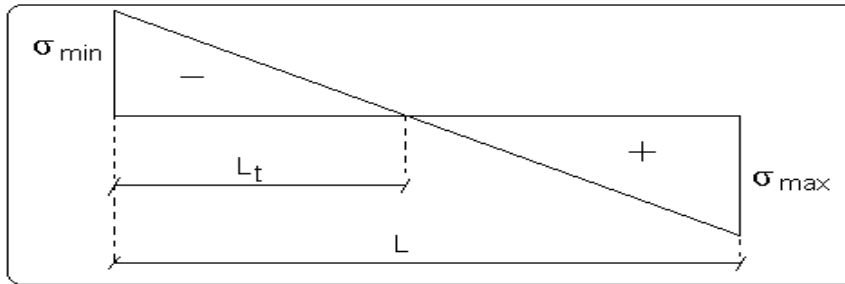
$$\alpha = 1.25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 0.140$$

$$z = d (1 - 0.4\alpha) = 1.51 \text{ m.}$$

$$\Rightarrow A_1 = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}} = \frac{1006.07 \times 10^{-3}}{1.51 \times 400} = 16.65 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = A_1 - \frac{N}{f_e} = 16.65 - \frac{1191.98 \times 10^{-3}}{400} = -13.14 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s = 0.$$



**Calcul de la longueur de la partie tendue  $L_t$  :**

$$L_t = \frac{\sigma_{\min} \times L}{\sigma_{\min} + \sigma_{\max}}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} V = \frac{1191.98 \times 10^{-3}}{0.20 \times 1.65} + \frac{567.34 \times 10^{-3}}{0.074868} \times 0.82 = 9.82 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} V = \frac{1191.98 \times 10^{-3}}{0.20 \times 1.65} - \frac{567.34 \times 10^{-3}}{0.074868} \times 0.82 = -2.60 \text{ MPa.}$$

$$L_t = \frac{2.60 \times 1.65}{2.60 + 9.82} = 0.34 \text{ m.}$$

**b). Armatures horizontales :**

Leur section est calculée selon la formule suivante :

$$V_{\max} = 174.08 \text{ KN}$$

$$\frac{A_h}{e \times S_h} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_t 28 \times k}{0.8 \times f_e (\cos \alpha + \sin \alpha)}; K = 0 \text{ (Pas reprise de bétonnage); } \alpha = 90^\circ$$

$$\tau_u = \frac{1.4 \times V_d}{e \times d} = \frac{1.4 \times 174.08 \times 10^{-3}}{0.20 \times 1.60} = 0.76 \text{ MPa.}$$

$$\text{Soit } S_h = 20 \text{ cm} \Rightarrow A_h = 0.95 \text{ cm}^2.$$

**B). Calcul sous  $M_{\max}$  et  $N_{\text{cor}}$  :**

$$M_{\max} = 567.34 \text{ KN.m (Compression)} \rightarrow N_{\text{cor}} = -1191.98 \text{ KN}$$

**a). Armatures verticales :**

$$e_G = \frac{M}{N} = 0.47 \text{ m} < \frac{l}{2} = 0.82 \text{ m} \Rightarrow \text{(le centre de pression est à l'intérieur de la section).}$$

Donc le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section  $\rightarrow$  section partiellement comprimée

$$M_{UA} = M + N \times (d \times h/2) = 567.34 - 1191.98 \times (1.60 \times 1.65/2) = -1006.07 \text{ KN.m.}$$

$$M_{UA} = 1006.07 \text{ KN.m} \rightarrow \mu_{bu} = 0.106 < \mu_l = 0.391 \rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2.$$

$$\alpha = 0.140 \rightarrow z = 1.51 \text{ m} \rightarrow A_l = 16.65 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = -13.14 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s = 0.$$

### Calcul de la longueur de la partie tendue $L_t$ :

$$\sigma_{\max} = 9.82 \text{ MPa}; \sigma_{\min} = -2.60 \text{ MPa}$$

$$L_t = 0.34 \text{ m.}$$

### C). Calcul sous $N_{\min}$ et $M_{\text{cor}}$ :

$$N_{\min} = -127.41 \text{ KN} \rightarrow M_{\text{cor}} = 502.05 \text{ KN.m. (Combinaison } 0.8G + E_x).$$

#### a). Armatures verticales :

$$e_G = 3.94 \text{ m} > (h/2) = 0.82 \text{ m.}$$

Donc le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section  $\rightarrow$  section partiellement comprimée

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 502.05 - 127.41 \times (1.60 - 0.825) = 403.38 \text{ KN.m.}$$

$$M_{UA} = 403.38 \text{ KN.m} \rightarrow \mu_{bu} = 0.042 < \mu_l = 0.391 \rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2.$$

$$\alpha = 0.054 \rightarrow z = 1.56 \text{ m} \rightarrow A_l = 6.46 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = 3.27 \text{ cm}^2$$

### Calcul de la longueur de la partie tendue $L_t$ :

$$\sigma_{\max} = 5.88 \text{ MPa}; \sigma_{\min} = -5.11 \text{ MPa}$$

$$L_t = 0.76 \text{ m.}$$

Donc on opte pour la section d'armature la plus défavorable pour le ferrailage de voile  $V_{x1, (1,2)}$

$$A_{V(ZT)} = 6.53 \text{ cm}^2.$$

$$A_H \geq 0.95 \text{ cm}^2 \text{ soit}$$

- **Vérifications:**

$$A_{\min(ZT)} = 0.2\% \times e \times L_t = 0.2\% \times 20 \times 76 = 3.04 \text{ cm}^2. \text{ (} A_{\min} \text{ en zone tendue par le RPA).}$$

$$A_{\min(BAEL)} = 0.23 \times d \times e \times f_{t28} / f_e = 0.23 \times 160 \times 20 \times 2.1 / 400 = 3.86 \text{ cm}^2. \text{ (} A_{\min} \text{ dans le voile par le BAEL).}$$

$$A_{\min(ZC)} = 0.1\% \times e \times (L - 2 L_t) = 0.1\% \times 20 \times (165 - 2 \times 76) = 0.26 \text{ cm}^2. \text{ (} A_{\min} \text{ en zone comprimée par le RPA).}$$

$A_{\min(ZG)} = 0.15\% \times e \times L = 0.15\% \times 20 \times 165 = 4.95 \text{ cm}^2$ . ( $A_{\min}$  en zone globale du voile par le RPA).

Donc on ferraille avec :

En zone tendue :  $A_{V(ZT)} = 3.27 \text{ cm}^2$ .

On ferraille avec  $A_{\min} = 4.95 \text{ cm}^2$ .

On opte pour : 10HA8 =  $5.03 \text{ cm}^2$  ..... (Schéma ferrailage fig. V .5)

Le tableau suivant illustre les résultats de calcul des armatures verticales et horizontales de voile  $V_{x1}$  dans les autres niveaux :

**Tableau V.17. Sollicitations de calcul dans le voile  $V_{x1}$  dans tous les niveaux :**

Niveau	RDC et 1 <sup>ère</sup> étage	2,3 et 4 <sup>ème</sup> étage	5 et 6 <sup>ème</sup> étage	7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> étage
Section (m <sup>2</sup> )	0.20 × 1.65	0.20 × 1.65	0.20 × 1.65	0.20 × 1.65
M(KN)	502.05	91.62	33.72	8.51
N(KN)	127.41	106.21	145.02	31.72
section	Partialement comprimée	Partialement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée
V (KN)	174.08	95.3	88	74.44
$\tau$ (MPa)	0.76	0.40	0.38	0.32
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5
$A_v^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	3.27	0.04	0	0
$A_v^{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	4.95	4.95	4.95	4.95
$A_v^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	<b>5.03</b>	<b>5.03</b>	<b>5.03</b>	<b>3.03</b>
$N^{bre}$ /par face	10HA8	10HA8	10HA8	10HA8
$S_t$ (cm)	20	20	20	20
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	0.95	0.54	0.11	0.09
$A_h^{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	0.4	0.4	0.4	0.4
$A_h^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	<b>1.01</b>	<b>1.01</b>	<b>1.01</b>	<b>1.01</b>
$N^{bre}$ /par Plan	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
$S_t$ (cm)	20	20	20	20

Tableau V.18.Sollicitations de calcul dans le voile  $V_{x2}$  dans tous les niveaux :

Niveau	RDC et 1 <sup>ère</sup> étage	2,3 et 4 <sup>ème</sup> étage	5 et 6 <sup>ème</sup> étage	7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> étage
Section (m <sup>2</sup> )	0.15 × 1.70	0.20 × 1.70	0.20 × 1.70	0.20 × 1.70
M(KN)	564.199	91.62	83.42	69.89
N(KN)	145.25	106.21	411.03	7.34
section	Partialement tendue	Partialement comprimée	Entièrement comprimée	Partialement comprimée
V (KN)	187.54	95.3	73.88	51.07
$\tau$ (MPa)	0.79	0.40	0.31	0.22
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5
$A_v^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	7.06	0.04	0	0.97
$A_v^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	5.1	5.1	5.1	5.1
$A_v^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	<b>7.07</b>	<b>7.07</b>	<b>7.07</b>	<b>7.07</b>
$N^{bre}$ /par face	9HA10	9HA10	9HA10	9HA10
$S_t$ (cm)	20	20	20	20
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	0.99	0.5	0.38	0.27
$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	0.4	0.4	0.4	0.4
$A_h^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	<b>1.01</b>	<b>1.01</b>	<b>1.01</b>	<b>1.01</b>
$N^{bre}$ /par plan	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
$S_t$ (cm)	20	20	20	20

Tableau V.19.Sollicitations de calcul dans le voile  $V_{x3}$  dans tous les niveaux :

Niveau	RDC et 1 <sup>ère</sup> étage	2,3 et 4 <sup>ème</sup> étage	5 et 6 <sup>ème</sup> étage	7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> étage
Section (m <sup>2</sup> )	0.20 × 2.20	0.20 × 2.20	0.20 × 2.20	0.20 × 2.20
M(KN)	1001.95	32.81	128.56	124.9
N(KN)	4.57	971.20	156.08	43.95
section	Partialement tendue	Partialement tendue	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée
V (KN)	279.15	126.26	105.22	68.98

$\tau$ (MPa)	0.90	0.41	0.34	0.22
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5
$A_v^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	11.97	13.08	0	0.9
$A_v^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	6.6	6.6	6.6	6.6
$A_v^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	<b>13.57</b>	<b>13.57</b>	<b>9.42</b>	<b>9.42</b>
$N^{bre}$ /par face	12HA12	12HA12	12HA10	12HA10
$S_t$ (cm)	20	20	20	20
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	1.12	0.51	0.42	0.27
$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	0.4	0.4	0.4	0.4
$A_h^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	<b>1.57</b>	<b>1.01</b>	<b>1.01</b>	<b>1.01</b>
$N^{bre}$ /par Plan	2HA10	2HA8	2HA8	2HA8
$S_t$ (cm)	20	20	20	20

Tableau V.20.Sollicitations de calcul dans le voile  $V_{y1}$  dans tous les niveaux.

Niveau	RDC et 1 <sup>ère</sup> étage	2,3 et 4 <sup>ème</sup> étage	5 et 6 <sup>ème</sup> étage	7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> étage
Section (m <sup>2</sup> )	0.20×1.50	0.2×1.5	0.2×1.5	0.2×1.5
M(KN)	533.55	59.58	41.56	77.17
N(KN)	28.98	258.03	181,34	353.339
section	partialement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée
V (KN)	200.21	99.01	83.20	66.71
$\tau$ (MPa)	0.97	0.48	0.40	0.32
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5
$A_v^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	9.9	0	0	0
$A_v^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	4.5	4.5	4.5	4.5
$A_v^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	<b>10.78</b>	<b>5.50</b>	<b>5.50</b>	<b>5.50</b>
$N^{bre}$ /par face	7HA14	7HA10	7HA10	7HA10
$S_t$ (cm)	20	20	20	20

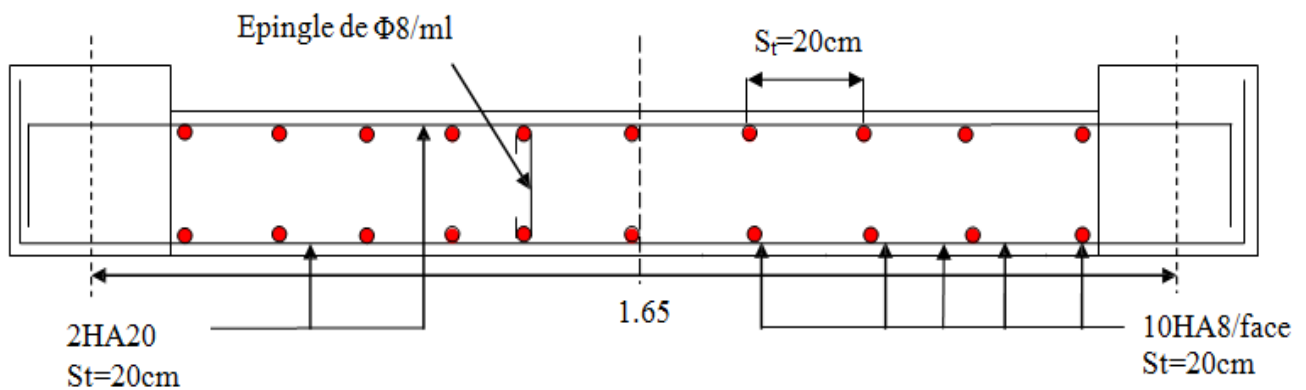
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	1.21	0.6	0.5	0.4
$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	0.4	0.4	0.4	0.4
$A_h^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	<b>1.57</b>	<b>1.01</b>	<b>1.01</b>	<b>1.01</b>
$N^{bre}$ /par plan	2HA10	2HA8	2HA8	2HA8
$S_t$ (cm)	20	20	20	20

Tableau V.21.Sollicitations de calcul dans le voile  $V_{y2}$  dans tous les niveaux

Niveau	RDC et 1 <sup>ère</sup> étage	2,3 et 4 <sup>ème</sup> étage	5 et 6 <sup>ème</sup> étage	7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> étage
Section (m <sup>2</sup> )	0.20×1.60	0.20×1.60	0.20×1.60	0.20×1.60
M(KN)	395.13	23.67	71.45	57.60
N(KN)	108.5	667.385	247.42	26.26
section	partialement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée	partialement comprimée
V (KN)	115.71	62.55	47.93	30.79
$\tau$ (MPa)	0.52	0.28	0.22	0.14
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5
$A_v^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	5.20	0	0	0.6
$A_v^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	4.8	4.8	4.8	4.8
$A_v^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	<b>7.85</b>	<b>5.03</b>	<b>5.03</b>	<b>5.03</b>
$N^{bre}$ /par face	10HA10	10HA8	10HA8	10HA8
$S_t$ (cm)	20	20	20	20
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	0.65	0.35	0.27	0.17
$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	0.4	0.4	0.4	0.4
$A_h^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	<b>1.01</b>	<b>1.01</b>	<b>1.01</b>	<b>1.01</b>
$N^{bre}$ /par plan	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
$S_t$ (cm)	20	20	20	20

Tableau V.22. Sollicitations de calcul dans le voile  $V_{y3}$  dans tous les niveaux

Niveau	RDC et 1 <sup>ère</sup> étage	2,3 et 4 <sup>ème</sup> étage	5 et 6 <sup>ème</sup> étage	7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> étage
Section (m <sup>2</sup> )	0.20×1.65	0.20×1.65	0.20×1.65	0.20×1.65
M(KN)	427.46	468.54	41.29	28.97
N(KN)	130.59	559.305	43.56	8.76
section	partialement comprimée	partialement comprimée	partialement comprimée	partialement comprimée
V (KN)	127.77	80.18	62.79	42.49
$\tau$ (MPa)	0.56	0.35	0.27	0.18
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5
$A_v^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	5.25	0.88	0.15	0.34
$A_v^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	4.95	4.95	4.95	4.95
$A_v^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	<b>7.85</b>	<b>5.03</b>	<b>5.03</b>	<b>5.03</b>
$N^{bre}$ /par face	10HA10	10HA8	10HA8	10HA8
$S_t$ (cm)	20	20	20	20
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	0.7	0.44	0.34	0.22
$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	0.4	0.4	0.4	0.4
$A_h^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	<b>1.01</b>	<b>1.01</b>	<b>1.01</b>	<b>1.01</b>
$N^{bre}$ /par plan	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
$S_t$ (cm)	20	20	20	20

Fig. V.3. Schéma de ferrailage du voile ( $V_{x1}$ )

**V.4. Conclusion :**

Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant vis-à-vis la résistance et la transmission des sollicitations donc ils doivent être correctement dimensionnés et bien armés ; d'ailleurs nous avons constaté que la section minimale d'armature exigé par le RPA99/2003 sont importante car il favorise la sécurité avant l'économie.



# ***Chapitre VI***

### VI.1.Introduction :

L'infrastructure est l'ensemble des éléments qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et leur transmission au sol. Cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol : fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux : fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

### VI.2. Choix du type des fondations :

Le choix du type de fondations dépend essentiellement des facteurs suivants :

- la capacité portante du sol ;
- les Charges transmises au sol ;
- la distance entre axes des poteaux ;
- la profondeur du bon sol.

Pour le choix du type de fondation, la vérification se fait dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes, le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

-Selon le rapport du sol, la contrainte admissible est 2.6 bar à une profondeur de 2 m.

### VI.3. Combinaisons d'actions à considérer :

D'après le **RPA99 (Article 10.1.4.1)**, les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- $G + Q \pm E$
- $0.8 \times G \pm E$

### VI.4. Étude des fondations :

#### 1. Vérification des semelles isolées :

La vérification à faire est :  $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

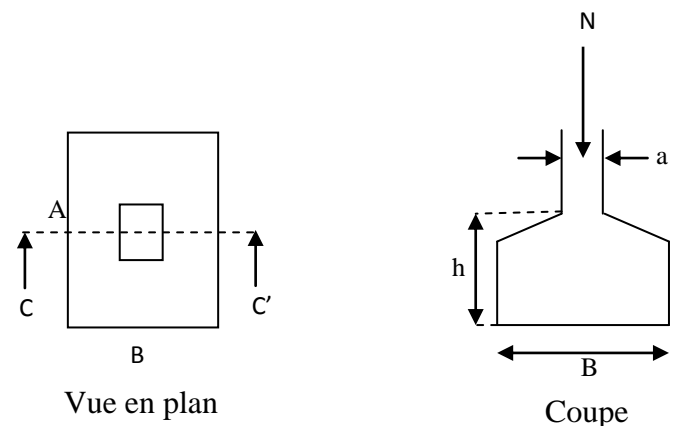


Figure VI.1: schéma d'une semelle isolée

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée, avec :

$N$  : L'effort normal agissant sur la semelle, obtenu par le logiciel **SAP2000**.

$S$  : Surface d'appui de la semelle.

$\bar{\sigma}_{sol}$  : Contrainte admissible du sol.

$$N = 34422.427 \text{ KN.}$$

$$N_{(infrastructure)} = N_{(longrine)} + N_{(dallage)} + N_{(avant\ poteau)} + N_{(semelle)} + N_{(terre)}.$$

Les charges revenant à cette semelle sont comme suit :

$$N_{(longrine)} = \gamma_b \times S \times \sum I_i;$$

$$N_{(dallage)} = \gamma_b \times (B - 0.3) \times A \times e$$

avec :

$B$  = largeur de la semelle.

$A$  = longueur de la semelle.

$e$  = épaisseur de la dalle flottante.

$S = 30 \times 40 \text{ cm}^2$  : surface transversale de la longrine.

$$N_{(longrine)} = 25 \times 0.3 \times 0.4 \times 18.03 = 54.09 \text{ KN.}$$

$$N_{(dallage)} = 25 \times (1.10 - 0.3) \times 16.53 \times 0.12 = 39.67 \text{ KN.}$$

$$N_{(avant\ poteau)} = \gamma_b \times S \times h \times n; \quad \text{Avec :}$$

$S$ : surface transversale de l'avant-poteau ;

$$S = 60 \times 60 = 3600 \text{ cm}^2$$

$h$ : hauteur de l'avant-poteau ;  $h = 2 \text{ m}$ .

$n$ : nombre de poteaux revenant à la semelle ;  $n = 5$  poteaux.

$$N_{(avant-poteau)} = 25 \times 0,60 \times 0,60 \times 2 \times 5 = 90 \text{ KN.}$$

$$N_{(semelle)} = \gamma_b \times S \times h_t.$$

$$N_{(semelle)} = 25 \times 19.31 \times 0,20 = 96.55 \text{ KN.}$$

$$N_{(terre)} = \gamma_h \times S_{semelle} \times h; \quad \gamma_h : \text{poids spécifique du sol ; } \gamma_h = 20.9 \text{ KN/m}^3.$$

$$N_{(terre)} = 20.9 \times 19.31 \times 2 = 807.15 \text{ KN.}$$

$$N_{(infrastructure)} = 1087.46 \text{ KN}$$

$$N_{\text{Total}} = N_{\text{sup}} + N_{\text{inf}} = 35509.887 \text{ KN}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 260 \text{ KN/m}^2.$$

$$(A \times B) \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \dots\dots\dots(1)$$

Semelle à poteaux homothétiques :

$$\frac{A}{b} = \frac{B}{h} \dots\dots\dots(2)$$

On remplace (2) dans (1).

$$\frac{b}{h} \times .B^2 \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{h}{b} \times \frac{N}{\sigma_{sol}}} \Rightarrow \sqrt{\frac{600}{600} \times \frac{35509.887}{260}} = 11.68m$$

D'après le résultat, on remarque qu'il y aura chevauchement entre les semelles, et vu les distances entre les axes des poteaux, le choix des semelles isolées dans ce cas est à exclure.

## 2. Vérification des semelles filantes :

Nous allons faire le calcul de la semelle sous un portique formé de poteaux comme suit :

$$\bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L} ;$$

avec :

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

$$N = N1 + N2 + N3 + N4 + N5$$

$$N = 991.308 + 1058.286 + 1049.596 + 1097.357 + 824.62$$

$$N = 5021.167KN$$

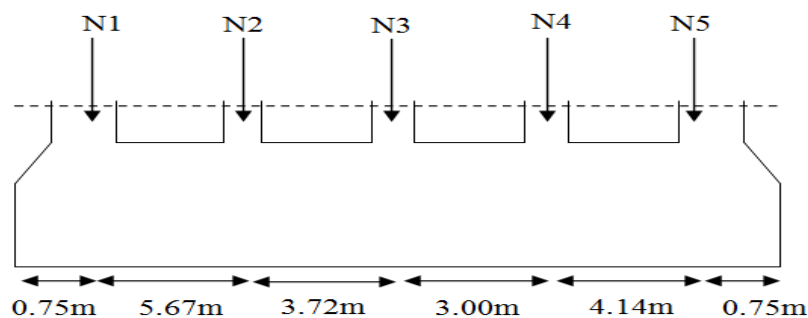


Figure VI.2: Semelle filante.

D'après le portique le plus sollicité  $N=5021.167\text{KN}$

$$B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L} = \frac{5021.167}{260 \times 18.03} = 1.07\text{m}.$$

Donc le type de fondations adéquates pour notre structure sera les semelles filantes.

### VI.5. Étude des semelles filantes sous poteaux :

#### 1-Dimensionnement (coffrage) :

- **Calcul de la largeur de la semelle (B) :**

$$S = \frac{\sum N_i}{\sigma_{sol}} = \frac{5.021167}{0.26} = 19.31\text{m}^2$$

S: surface de la semelle.

$$S = L_{\text{Total}} \times B.$$

$$L = \sum l_i + 2 \times L_{\text{débordement}} ; L_{\text{débordement}} = 0.75 \text{ m}.$$

$$L = 18.03 \text{ m}$$

$$\Rightarrow B \geq \frac{19.31}{18.03} = 1.07 \text{ m} ; \text{ soit : } B = 1.10 \text{ m}.$$

- **Calcul de la hauteur totale de la semelle ( $h_t$ ) :**

La hauteur totale de la semelle ( $h_t$ ) est déterminée par l'équation suivante :

$$h_t = d + c ;$$

avec :

- $c$  : enrobage des armatures ;  $c = 5 \text{ cm}$  ;
- $d$  : hauteur utile doit vérifier la condition suivante :

$$\bullet \quad d \geq \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \frac{B-a}{4} \\ \frac{B-b}{4} \end{array} \right.$$

- $(a \times b) = (60 \times 60) \text{ cm}^2$

$$d = 0,35 \text{ m} \Rightarrow h_t = 0,05 + 0,35 = 0,40\text{m} \Rightarrow \mathbf{h_t = 0,40 \text{ m}}$$

✓ **Remarque :**

Avec le choix de  $d \geq \frac{B-b}{4}$ , les conditions de non poinçonnement de compression maximale du béton dans les bielles et de cisaillement maximal sont vérifiés.

## 2 - Les vérifications :

### ➤ Vérification au poinçonnement :

Selon le **BAEL99 (article A.5.2, 41)**, il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_d \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \quad (\text{A.5.2,42}).$$

$N_d$  : effort normal de calcul.

$h_t$  : hauteur totale de la semelle.

$U_c$  : périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

### ➤ Sous poteaux le plus sollicité :

Le poteau le plus sollicité est le poteau carré (60×60) cm × cm, le périmètre d'impact  $U_c$  est donné par la formule suivante :  $U_c = 2 \times (A+B)$

$$\begin{cases} A = a + h = 0.60 + 0.40 = 1 \\ B = b + h = 0.60 + 0.40 = 1 \end{cases} \Rightarrow U_c = 4\text{m}.$$

$$\Rightarrow N_d = 1.08746\text{MN} \leq 0.045 \times 4 \times 0.4 \times \frac{25}{1.5} = 1.2\text{MN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

### ➤ Vérification de la contrainte dans le sol :

$$\sigma_{\min} = 1.5 \times Q \Rightarrow \sigma_{\min} = 5\text{KN} / \text{m}^2$$

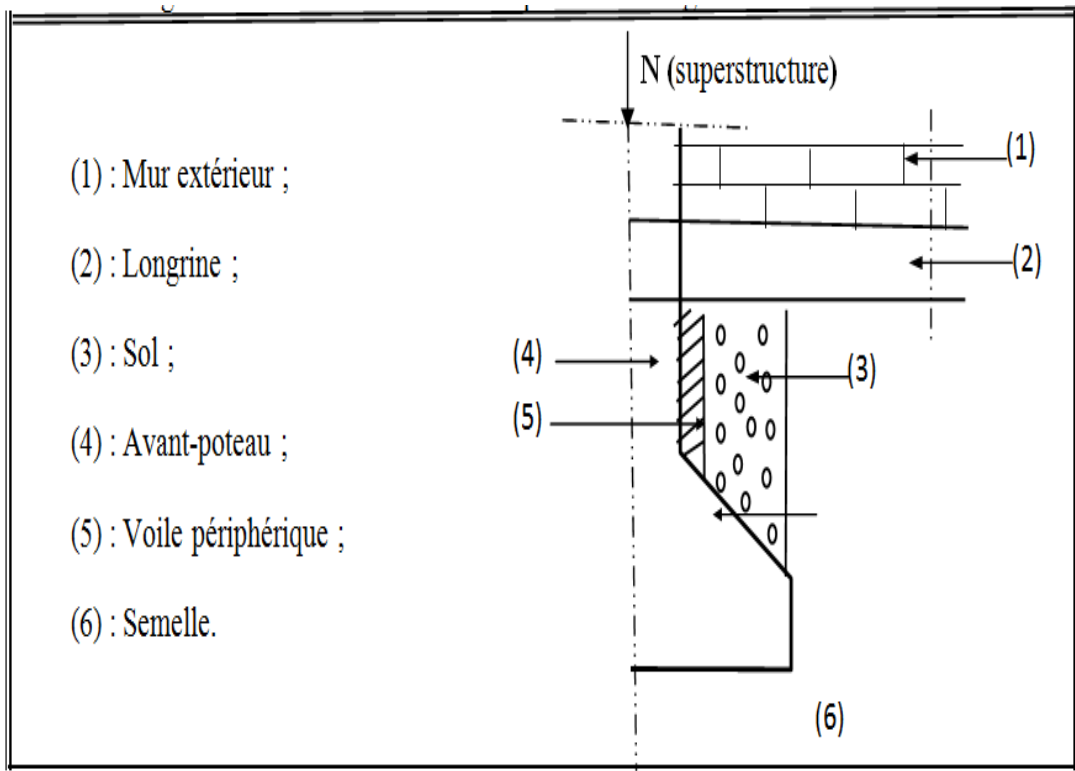
$$\sigma_{\max} = 1.35G + 1.5 \times Q \Rightarrow \sigma_{\max} = 30.47\text{KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 24.10\text{KN} / \text{m}^2$$

$\sigma_m < \sigma_{\text{sol}} = 260 \text{ KN/m}^2$  ; La contrainte est vérifiée

### ➤ Charges agissantes sur la semelle :

Les charges revenant à la semelle sont exposées dans figure ci-dessous :



**Figure VI.3: différentes charges agissant sur la semelle.**

$$N_{\text{Total}} = N_{(\text{superstructure})} + N_{(\text{infrastructure})}$$

Avec :

$$N_{(\text{superstructure})} = \sum N_i ; N_i : \text{effort normal ramené par le poteau « i ».}$$

$$N_{(\text{superstructure})} = 5021.167 \text{ KN.}$$

$$N_{(\text{infrastructure})} = 1087.46 \text{ KN}$$

$$N_{\text{Total}} = 6108.627 \text{ KN.}$$

#### - Calcul de la surface de la semelle (S) :

La surface de la semelle est déterminée à partir de la condition suivante :

$$S \geq \frac{N_{\text{Total}}}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{6108.627}{260} = 23.49 \text{ m}^2.$$

#### - Calcul de la largeur de la semelle (B) :

$$S = L \times B.$$

$$L = \sum l_i + 2 \times L_{\text{débordement}} ; L_{\text{débordement}} = 0.75 \text{ m.}$$

$$L = 18.03 \text{ m}$$

$$\Rightarrow B \geq \frac{23.49}{18.03} = 1.30\text{m} ; \text{ soit : } B = 1.30 \text{ m.}$$

**-Calcul de la hauteur totale de la semelle ( $h_t$ ) :**

$$d \geq \text{Max} \left\{ \frac{B-a}{4}, \frac{B-b}{4} \right\} \Rightarrow d \geq \text{Max} \left\{ \frac{1.30-0.6}{4}, \frac{1.30-0.6}{4} \right\}$$

$$\Rightarrow d \geq 0.175\text{m}$$

en prend :

$$d = 0,2 \text{ m} \Rightarrow h_t = 0,05 + 0,2 = 0.25\text{m} \Rightarrow h_t = 0.25 \text{ m.}$$

➤ **Vérification de la poussée hydrostatique :**

On doit vérifier que :

$$N \geq f_s \times H \times S_{sem} \times \gamma_w$$

Avec :

$$f_s = 1.15 \text{ (coefficient de sécurité).}$$

$$\gamma_w = 10\text{KN}/\text{m}^3 \text{ (poids volumique de l'eau).}$$

$$S_{sem} = 285.30\text{m} \text{ (surface du semelle filante).}$$

$$H = 3.06\text{m} \text{ (hauteur de la partie enterrée du bâtiment).}$$

$$N = 1087.46\text{KN} > 1.15 \times 10 \times 3.06 \times 23.43 = 824.50\text{KN} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

### 3- Le Ferrailage :

#### 3.1. Aciers principaux ( $A_{//B}$ ) :

$$A_{//B} = \frac{N_u \cdot (B - b)}{8 \cdot d \cdot \overline{\sigma}_{st}}$$

avec :

$N_u$  : effort ultime sollicitant la semelle ;

$\overline{\sigma}_{st}$  : contrainte d'acier ;  $\overline{\sigma}_{st} = f_e / \gamma_s = 400 / 1 = 400 \text{ MPa.}$

D'après SAP 2000 on a :  $N_u = 8925.66$

#### 3.2. Aciers de répartition ( $A_{\perp B}$ ) :

$$A_{\perp B} = \frac{A_{//B}}{3}$$

- Application numérique :

$$B = 1.30 \text{ m} ; N_u = 8925.661\text{KN} ; b = 60 \text{ cm} ; d = 20 \text{ cm}$$



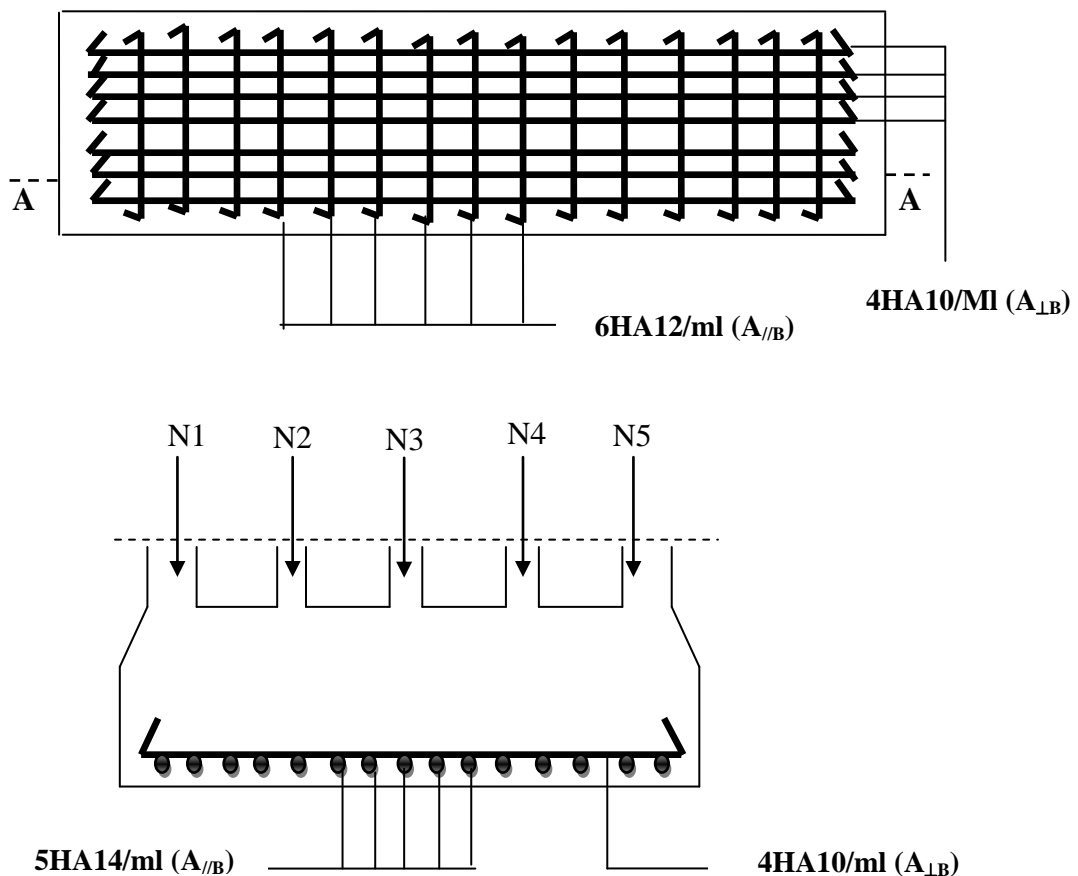
$$A_{/B} = \frac{8925.661 \cdot 10^{-3} \cdot (1.30 - 0,60)}{8,0,2.400} = 97.62 \text{ cm}^2 = 5.41 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

On adopte : 6HA12/ml = 6.79 cm<sup>2</sup> avec un espacement de 20cm.

$$A_{\perp B} = \frac{97.62}{3} = 32.54 \text{ cm}^2 = 1.80 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

On adopte : 4HA10/ml = 3.16 cm<sup>2</sup> avec un espacement de 15cm.

### 3.3. Schéma de ferrailage :



Coupe A-A

Figure VI.4: schéma de ferrailage de la semelle filante sous poteau.

## VI.6. Étude des poutres de rigidité :

### 1- Définition :

C'est une poutre disposée le long de la semelle. Elle est nécessaire pour reprendre les efforts ramenés par les poteaux et les répartir sur toute la semelle.

La poutre de rigidité est généralement noyée dans la semelle.

### 2- Dimensionnement :

La hauteur (h) de la poutre de rigidité est déterminée à partir de la formule suivante :

$$\frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6}$$

L : étant la plus grande distance entre axe de deux poteaux dans la semelle.

$$L = 5.67 \text{ m} \Rightarrow \frac{567}{9} \leq h \leq \frac{567}{6} \Rightarrow 63 \leq h \leq 94.5 \text{ (cm)}$$

Soit :  $h = 70 \text{ cm}$ .

$b = \text{bavant poteau} \Rightarrow b = 60 \text{ cm}$

### 3- Calcul des charges agissantes sur la poutre de rigidité :

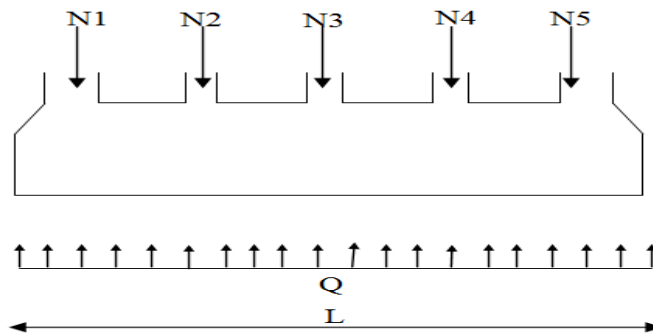


Figure VI.5: Charges agissantes sur la poutre de rigidité.

$$Q = \frac{\sum N_i}{L} ; N_i = 5021.167 \text{ KN}, L = 18.03 \text{ m} \longrightarrow Q = 278.49 \text{ KN/ml}$$

### 4- Calcul des sollicitations :

#### ✓ Méthode de calcul :

La poutre de rigidité est calculée comme une poutre continue renversée soumise à la réaction du sol et appuyée sur les poteaux.

Pour le calcul des sollicitations (moment fléchissant et effort tranchant), on applique la méthode Caquot.

Après calcul avec la méthode de Caquot on a trouvé les résultats suivant :

Tableau VI.1: sollicitations agissant sur la poutre de rigidité

Travées	L(m)	X <sub>0</sub> (m)	M <sub>0</sub> (KN.M)	q(KN/ml)	M <sub>t</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)
AB	5.67	2.33	1083.63	278.49	758.73	0	790.63
BC	3.72	2.38	440.08	278.49	1.38	790.63	244.88
CD	3.00	1.28	306.56	278.49	15.06	244.88	424.73
DE	4.14	2.44	577.59	278.49	403.18	424.73	0

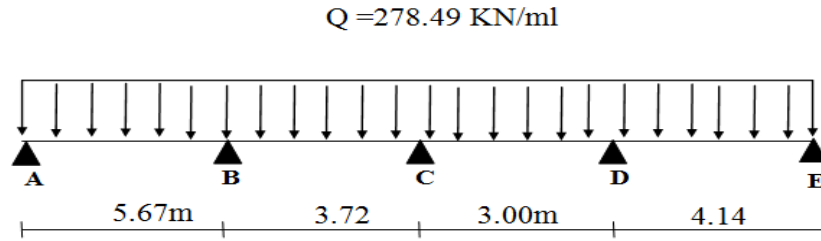


Figure VI.6: schéma statique de la poutre de rigidité.

**5- Calcul des armatures :**

Le ferrailage se fera pour une section rectangulaire ( $b \times h$ ) à la flexion simple.

Les résultats de calcul sont récapitulés dans les tableaux suivant :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 0,30 \times 0,35 \times 2,1}{400} = 1,27 \text{ cm}^2$$

Tableau VI.2: ferrailage de la poutre de rigidité.

Travées	$M_t$ (KN.m)	$M_a$ (KN.m)	$A_t \text{ cal}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_a \text{ cal}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_t \text{ adopt}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_a \text{ adopt}$ ( $\text{cm}^2$ )
AB	758.73	167.87	76.07	13.78	10HA32=80.42	8HA16=16.08
BC	1.38	790.63	0.113	79.14	1HA10=0.79	10HA32=80.42
CD	15.06	424.73	1.25	44.08	4HA10=3.14	16HA20=50.26
DE	403.18	89.50	42.01	8.11	14HA20=43.98	4HA20=12.57

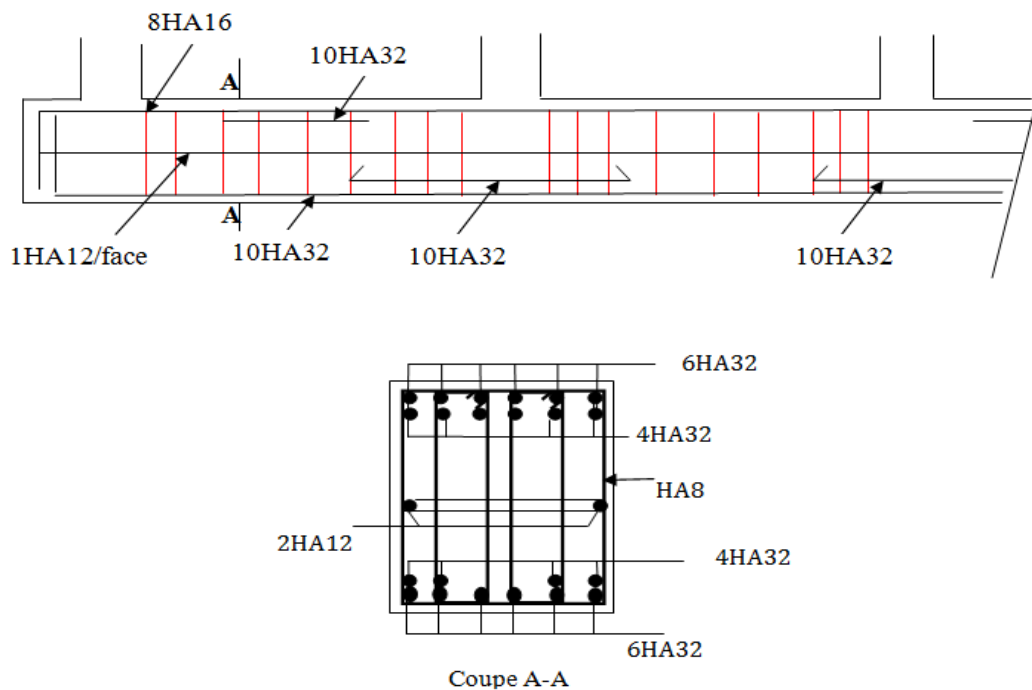


Figure VI.7: Schéma de ferrailage de la poutre de rigidité.

## VI.7. Les longrines :

### 1- Définition :

Les longrines sont des poutres de chaînage, de section rectangulaire, situées au niveau de l'infrastructure reliant les semelles.

### 2- Rôle des longrines :

Elles ont pour rôle de :

- porter les murs de façades ;
- limiter les dallages ;
- solidariser les points d'appui d'un même bloc en s'opposant à leurs déplacements relatifs dans le plan horizontal.

### 3- Dimensions minimales de la section transversale des longrines :

$$b \times h = \begin{cases} 25 \times 30 : \text{Sites de catégorie } S_2 \text{ et } S_3. \\ 30 \times 30 : \text{Site de catégorie } S_4. \end{cases} \quad \text{RPA99/2003 (Art 10.1.1.b)}$$

La hauteur  $h$  des longrines est définie par la formule suivante :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad [1] \text{ (Art IV.2. 3)}$$

avec :

$L_{\max}$  : longueur maximale entre axes des longrines ;  $L_{\max} = 5.67\text{m}$ .

$$\Rightarrow \frac{567}{15} \leq h \leq \frac{567}{10} \Rightarrow 37.8 \leq h \leq 56.7 \text{ (cm)} \Rightarrow \text{Soit } h = 40 \text{ cm; } b = 30 \text{ cm.}$$

Les dimensions adoptées pour les longrines sont :  $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$ .

### 4- Calcul des longrines

RPA99/2003 (Art 10.1.1.b)

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN.}$$

avec :

$N$  : c'est la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appuis solidarisés (poteaux) :

$\alpha$  : coefficient fonction de la zone sismique et de catégorie du site considéré :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Site : } S_2 \\ \text{Zone : IIa} \end{array} \right. \Rightarrow \alpha = 15$$

### 5- Calcul des armatures :

Le calcul des armatures en traction simple sera conduit selon les règles [B.A.E.L91] :

#### 5.1. Les armatures longitudinales( $A_1$ ) :

BAEL (Art. A.4. 5. 33)

$$A_1 \geq ( A_{(ELU)} ; A_{(ELS)} ).$$

avec :

- $A_{(ELU)}$  : section d'armatures calculée à l'état limite ultime :  $A_{(ELU)} = \frac{F_{ELU}}{\sigma_s}$ 
  - ♦  $F_{ELU} = \frac{N_{Umax}}{\alpha}$  ; avec :  $N_{Umax}$  : effort normal dans le poteau le plus sollicité à l'elu.
  - ♦  $\sigma_s = 400$  MPa : contrainte limite ultime de l'acier.
- $A_{(ELS)}$  : section d'armatures calculée à l'état limite de service :  $A_{(ELS)} = \frac{F_{ELS}}{\sigma_s}$ 
  - ♦  $F_{ELS} = \frac{N_{Smax}}{\alpha}$  ; avec :  $N_{Smax}$  : Effort normal dans le poteau le plus sollicité à l'els.
  - ♦  $\sigma_s = 202$  MPa : Contrainte limite de service de l'acier.

#### ✚ Condition de non-fragilité :

BAEL (Art.A.4.2.1)

$$A_{min} = b.d \frac{f_{t28}}{f_e} = 30 \times 35 \times \frac{2,1}{400} = 5.51 \text{ cm}^2.$$

#### ✚ Minimum d'armature exigé par le RPA :

RPA (Art.10.1.1.b)

$$A_{min} = 0,6 \% b.h = 0,6\% 30 \times 40 = 7.2 \text{ cm}^2.$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.3: Ferrailage longitudinal des longrines.**

$N_{Umax}$ (KN)	$F_{ELU}$ (KN)	$A_{(ELU)}$ (cm <sup>2</sup> )	$N_{Smax}$ (KN)	$F_{ELS}$ (KN)	$A_{(ELS)}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_1$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min(B.A.E.L91)}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min(RPA99)}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adoptée}$ (cm <sup>2</sup> )
2187.90	152.41	4.37	1587.83	110.87	5.49	5.49	5.51	7.2	<b>6T12=6.79</b>

### 5.2. Les armatures transversales ( $A_t$ ) :

$$\phi_t \leq \min \left[ \frac{h}{35}; \phi_{l \min}; \frac{b}{10} \right];$$

$$\text{Donc: } \phi_t \leq \min \left[ \frac{40}{35}; 1,2; \frac{30}{10} \right] = \min [ 1,14; 1,2; 3 ] = 1,2 \text{ cm.}$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq 12 \text{ mm} \Rightarrow \phi_t = 8 \text{ mm.}$$

On va choisir un cadre et un étriers

$$\text{Donc, on adoptera } 2\text{HA}8 \Rightarrow A_t = 1,01 \text{ cm}^2.$$

### 6. Espacement :

RPA (Art.10.1.1.b)

$$s_t \leq \min [ 20 \text{ cm}; 15\phi_{l \min} ]$$

$$s_t \leq \min [ 20 \text{ cm}; 15 \times 1,2_{\min} ] = \min [ 20 \text{ cm}; 18_{\min} ] = 18 \text{ cm.}$$

soit :  $s_t = 15 \text{ cm}$ .

### 7- Schéma de ferrailage des longrines :

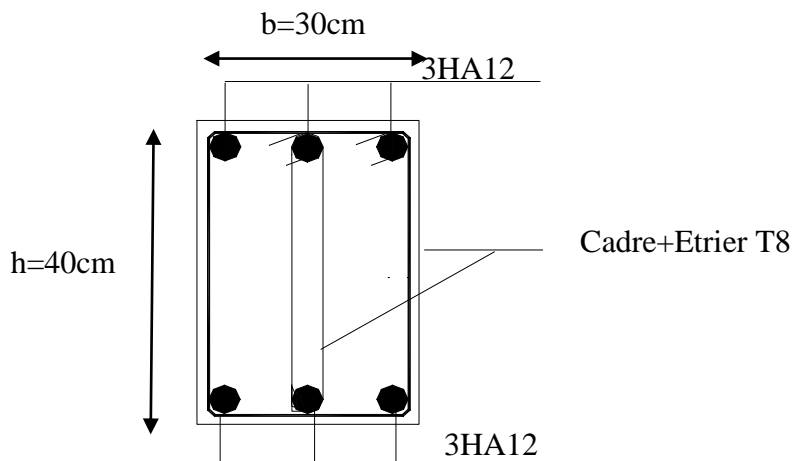


Figure VI.8: schéma de ferrailage des longrines.

### VI .8. Étude du voile périphérique :

Le voile périphérique est un panneau vertical en béton armé entourant une partie ou la totalité de l'immeuble, il est destiné à soutenir l'action des poussées des terres et les transmettre aux poteaux.

#### 1. Dimensionnement :

Selon le RPA 99/version 2003(article 10.1.2) :

$$e \geq 15 \text{ cm} ; \text{ On prend } e = 15 \text{ m}$$

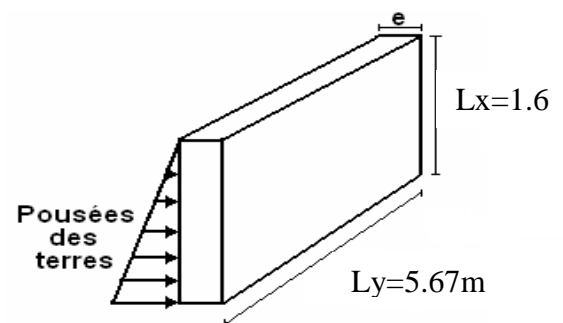


Figure VI.9: Voile périphérique.

## 2. Caractéristiques géotechniques du sol :

D'après le rapport de sol on a :

L'angle de frottement interne :  $\phi = 30^\circ$

La cohésion :  $C = 0.26 \text{ bar}$

Poids volumique des terres humides :  $\gamma_h = 20,9 \text{ KN} / \text{m}^3$

## 3. Évaluation des charges et surcharges :

### 3.1. La poussée des terres sur le rideau :

$$G = \gamma_h \times h \times \left( \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) \right) - 2 \times C \times \text{tg} \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) \Rightarrow G = 20,9 \times 1,60 \times \left( \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{30}{2} \right) \right) - 2 \times 26 \times \text{tg} \left( \frac{\pi}{4} - \frac{30}{2} \right)$$

$$G = 18,87 \text{ KN} / \text{m}$$

### 3.2. Surcharges accidentelle : $q = 10 \text{ KN} / \text{m}^2$

$$Q = q \times \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) \Rightarrow Q = 10 \times \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{30}{2} \right) \Rightarrow Q = 3,333 \text{ KN} / \text{m}$$

## 4. Ferrailage du voile :

Le voile s'appuie sur la structure (poteau – poutre) et la transmission des charges se fait comme une dalle pleine sur quatre appuis.

$$\sigma_{\min} = 1,5 \times Q \Rightarrow \sigma_{\min} = 5 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{\max} = 1,35G + 1,5 \times Q \Rightarrow \sigma_{\max} = 30,47 \text{ KN} / \text{m}^2 \quad ;$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 24,10 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,28 < 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans un seul sens.}$$

• À l'ELU :

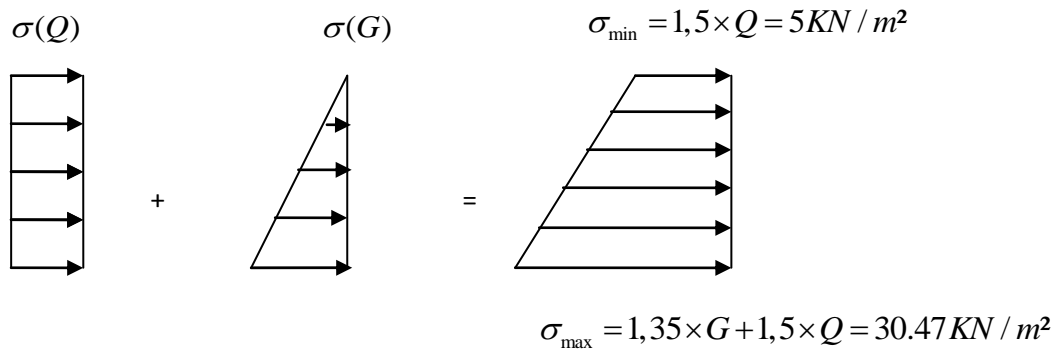


Fig. VI.10. Répartition des contraintes sur le voile.

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$L_x = 1.60 \text{ m}$        $b = 100 \text{ cm}$

$L_y = 5.67 \text{ m}$        $e = 15 \text{ cm}$

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.28 < 0.4 \rightarrow$  La dalle travaille dans un seul sens.

$M_0 = \frac{ql_x^2}{8}$

$M_0 = \frac{30.47 \times (1.60)^2}{8}$

$M_0 = 9.75 \text{ KN.m}$

$M_t^x = 0.85 \times M_0 = 8.29 \text{ KN.m.}$

$M_a^x = -0.4 \times M_0 = -3.90 \text{ KN.m.}$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

Avec :

$A_{\min} = 0.1\% \ b \times h$  ..... condition exigée par le RPA .

Tableau VI.4. Section des armatures 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	x-x	8.29	0.0043	0.0054	0.134	1.76	1.5	4HA8 = 2.01
Appui		3.90	0.0020	0.0025	0.134	0.83	1.5	4HA8 = 2.01

$A_t < A_{\min}$  }  
 $A_a < A_{\min}$  } ..... donc on ferraille avec  $A_{\min}$



**5. Espacements :**

$$\begin{cases} \text{sens } xx : S_t \leq \min(2 \times e; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm} \\ \text{sens } yy : S_t \leq \min(3 \times e; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

**6. Vérifications :****✚ A L'ELU :****1. Condition de non fragilité :**

$$\left. \begin{array}{l} h_0 > 12 \text{ cm} \\ \rho < 0.4 \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ A_{\min}^x = \rho_0 \times b \times e \Rightarrow 0.0008 \times 100 \times 15 = A_{\min}^x = 1.2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \right.$$

$$A_t < A_{\min} \dots \dots \dots \text{ Condition non vérifiée.}$$

$$A_a < A_{\min} \dots \dots \dots \text{ Condition non vérifiée.}$$

**2. Vérification de l'effort tranchant :**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa (fissuration nuisible).}$$

On a :

$$V_u = \frac{q_u \times L_x}{2} = \frac{9.75 \times 1.6}{2} = 7.8 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{7.8 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135} = 0.0577 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.0577 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{ Condition véri-}$$

fiée.

**✚ A L'ELS :**

$$\sigma_{\max} = 1 \times G + 1 \times Q = 1 \times 18.87 + 1 \times 3.33 = 22.2 \text{ KN} / \text{m}^2.$$

$$\sigma_{\min} = 1 \times Q = 1 \times 3.33 = 3.33 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4}$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 22.2 + 3.33}{4} = 17.48 \text{ KN} / \text{m}^2.$$

$$q_s = \sigma_m \times 1 \text{ ml} = 17.48 \text{ KN} / \text{m}.$$

$$M_0 = \frac{q_s l_x^2}{8}$$

$$M_0 = \frac{17.48 \times (1.60)^2}{8}$$

$$M_0 = 5.59 \text{ KN.m}$$

○ **Moment en travée :**

$$M_t^x = 0.85 \times M_0 = 4.75 \text{ KN.m.}$$

○ **Moment en appui :**

$$M_a^x = -0.4 \times M_0 = -2.24 \text{ KN.m.}$$

### 3. Vérification des contraintes :

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times Y \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(2 \frac{f_e}{3}, 110 \sqrt{f_{t28}}\right) = 201.63 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = \frac{15 M_{ser}}{I} \times (d - y)$$

### 4. Contraintes dans le béton :

$$y = 5.55 \text{ cm}$$

$$I = 9929.26 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = 3.12 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La contrainte dans le béton est vérifiée.}$$

### 5. Contraintes dans l'acier :

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 269.15 \text{ MPa}$$

La fissuration est considérée nuisible

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\right) = 201.63 \text{ MPa}$$

Avec :  $\eta = 1.6$

$\sigma_{st} > \overline{\sigma}_{st}$  ..... Condition non vérifiée, donc on va redimensionner la section des aciers.

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{d \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \overline{\sigma}_{st}}$$

$$\alpha = \sqrt{90 \beta \times \frac{1 - \alpha}{3 - \alpha}} \quad \alpha \in [0, 1]$$

$$\beta = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \overline{\sigma}_{st}}$$

$$\beta = \frac{5.59 \times 10^{-3}}{1 \times 0,17^2 \times 201,63} = 9.59 \times 10^{-4}$$

Après avoir fait les itérations, on trouve  $\alpha = 0.29$

$$A_{st} = 1.80 \text{ cm}^2$$

Donc le choix de ferrailage est :  $A_{tx} = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ .  $St = 25 \text{ cm}$

### 7. Schéma de ferrailage du voile périphérique :

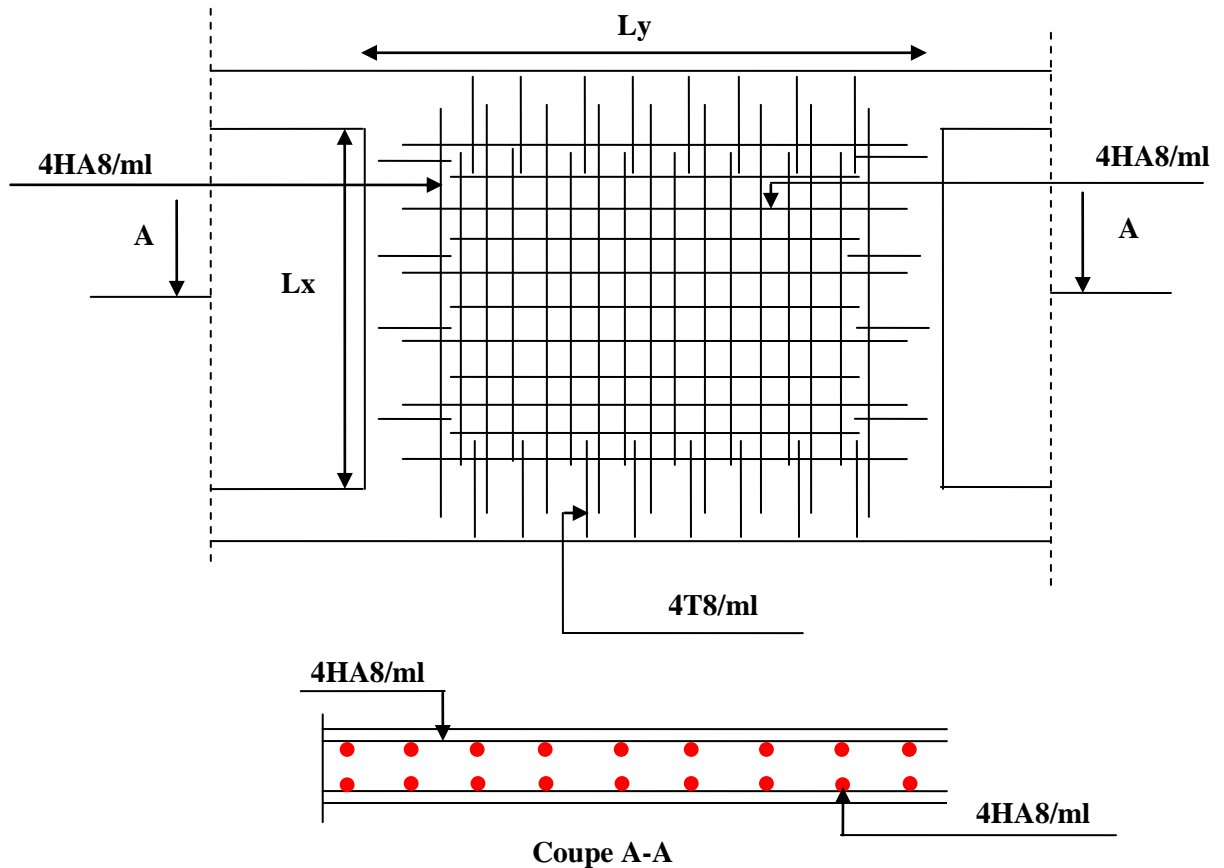


Fig. VI.11. Schéma de ferrailage de voile périphérique.

### VI.9. Conclusion :

Plusieurs techniques sont disponibles pour fonder les bâtiments, il faut effectuer un choix au regard d'arguments techniques (qualité du sol et caractéristiques du bâtiment) et économiques (coût relatif des différentes solutions possibles).

Pour notre structure, vu la capacité portante moyenne du sol et pour éviter le chevauchement des semelles isolées, les semelles filantes est le type de fondation le plus adéquat.



***Conclusion***

***Générale***

# ***Bibliographie***

# Bibliographie

- Règles BAEL 91 modifiées 99, Edition Eyrolles, Troisième édition 2000.
- Règles Parasismiques Algériennes, Edition CGS, RPA 99 / version 2003.
- DTR B.C.2.2, charges permanentes et charges d'exploitations, Edition CGS, Octobre 1988.
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93), Edition CGS, Décembre 1993.
- Cours de béton armé, 3<sup>ème</sup> et 4<sup>ème</sup> année Génie Civil.
- Enciens mémoires de fin d'étude.

## **Conclusion générale :**

Dans le cadre de ce modeste travail, on a pu prendre connaissances des principales étapes à mener lors de l'étude d'un projet de construction, et on a pu aussi débiter avec le logiciel SAP2000 version 14.

Cette étude nous a permis d'enrichir les connaissances requises le long de notre cursus, et d'en faire un certain nombre de conclusions. Parmi celles-ci, on a pu retenir ce qui suit :

1. La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure secondaires soient ils ou structuraux, ceci permet d'avoir un comportement proche du réel.

2. La bonne disposition des voiles, joue un rôle important sur la vérification de la période, ainsi que sur la justification de l'interaction "voiles-portiques"

3. Si la justification de l'interaction et de la période de vibration de la structure simultanément sont satisfaites, donc le facteur économique est respecté.

4. L'existence des voiles dans la structure a permis la réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux des portiques, ceci a donné lieu à des sections des poteaux soumises à des moments relativement faibles, donc le ferrailage avec le minimum du RPA s'est imposé.



# ***Annexes***

## ANNEXE I

### SECTIONS RÉELLES D'ARMATURES

Section en  $cm^2$  de N armatures de diamètre  $\phi$  en mm.

$\phi$ :	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.42	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.8
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.5
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.2
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

## ANNEXE II

### DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES ARTICULÉES SUR LEUR CONTOUR

$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$		$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$		$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
0.40	0.1101	0.2500	0.1121	0.2854	0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924	0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000	0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077	0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155	0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6647
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234	0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319	0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402	0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491	0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580	0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671	0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758	0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853	0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949	0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050	0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150	0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7933
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254	0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357	0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4462	0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565	0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672	0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781	0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892	0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004	0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117	0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235	0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351	0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469	0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584	0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704	1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817					

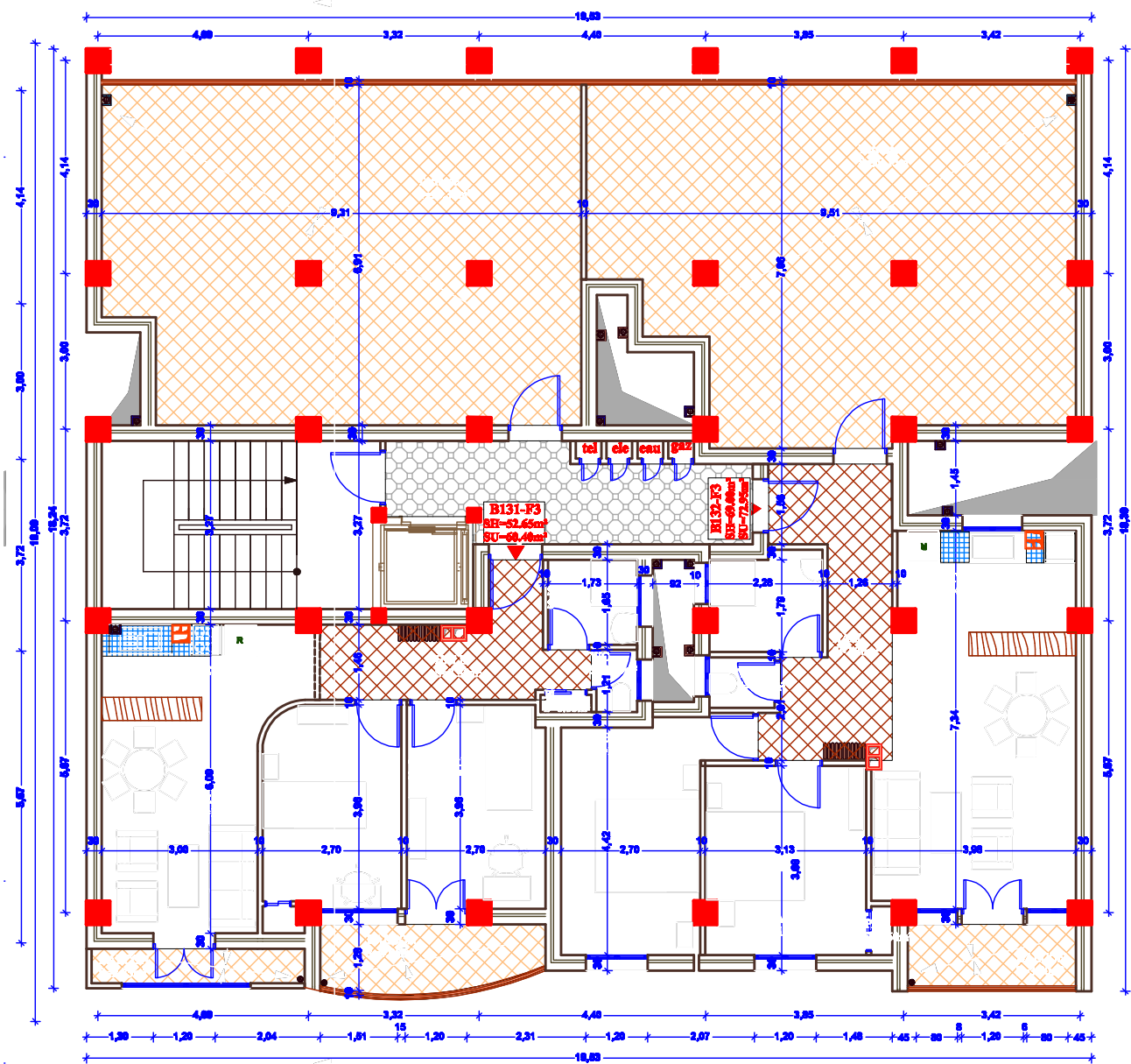
## ANNEXE III

TAB. 6.4 – Valeurs de  $M_1$  ( $M_2$ ) pour  $\rho = 1$

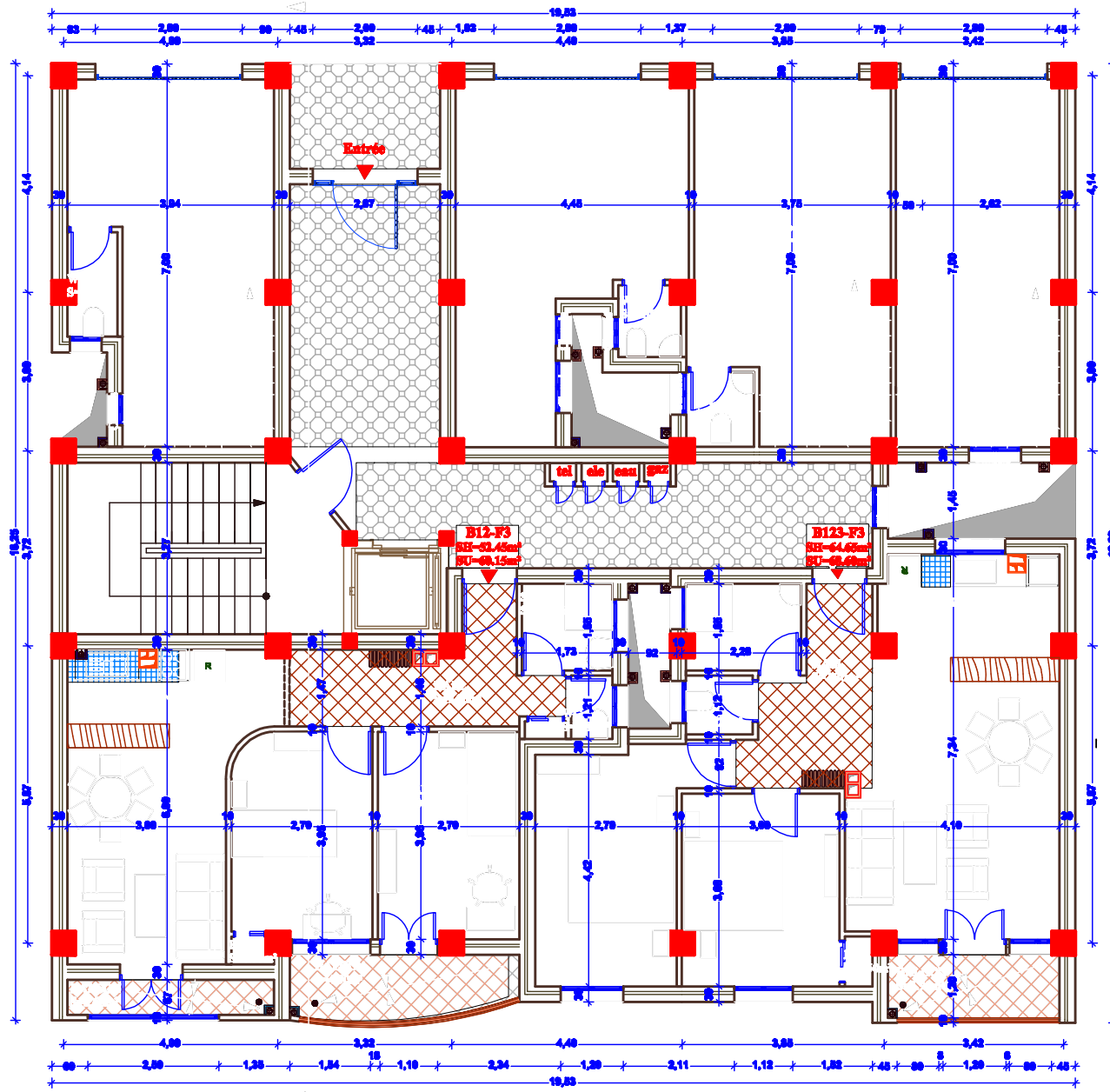
$U/l_x$	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
$V/l_y$											
0.0	/	0.224	0.169	0.14	0.119	0.105	0.093	0.083	0.074	0.067	0.059
0.1	0.3	0.21	0.167	0.138	0.118	0.103	0.092	0.082	0.074	0.066	0.059
0.2	0.245	0.197	0.16	0.135	0.116	0.102	0.09	0.081	0.073	0.064	0.058
0.3	0.213	0.179	0.151	0.129	0.112	0.098	0.088	0.078	0.071	0.063	0.057
0.4	0.192	0.165	0.141	0.123	0.107	0.095	0.085	0.076	0.068	0.061	0.056
0.5	0.175	0.152	0.131	0.115	0.1	0.09	0.081	0.073	0.066	0.058	0.053
0.6	0.16	0.14	0.122	0.107	0.094	0.085	0.076	0.068	0.062	0.054	0.049
0.7	0.147	0.128	0.113	0.099	0.088	0.079	0.072	0.064	0.057	0.051	0.047
0.8	0.133	0.117	0.103	0.092	0.082	0.074	0.066	0.059	0.053	0.047	0.044
0.9	0.121	0.107	0.094	0.084	0.075	0.068	0.061	0.055	0.049	0.044	0.04
1.0	0.11	0.097	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057	0.05	0.047	0.041	0.03

NOTA : Pour avoir les valeurs de  $M_2$  ; il suffit de permuter U et V.

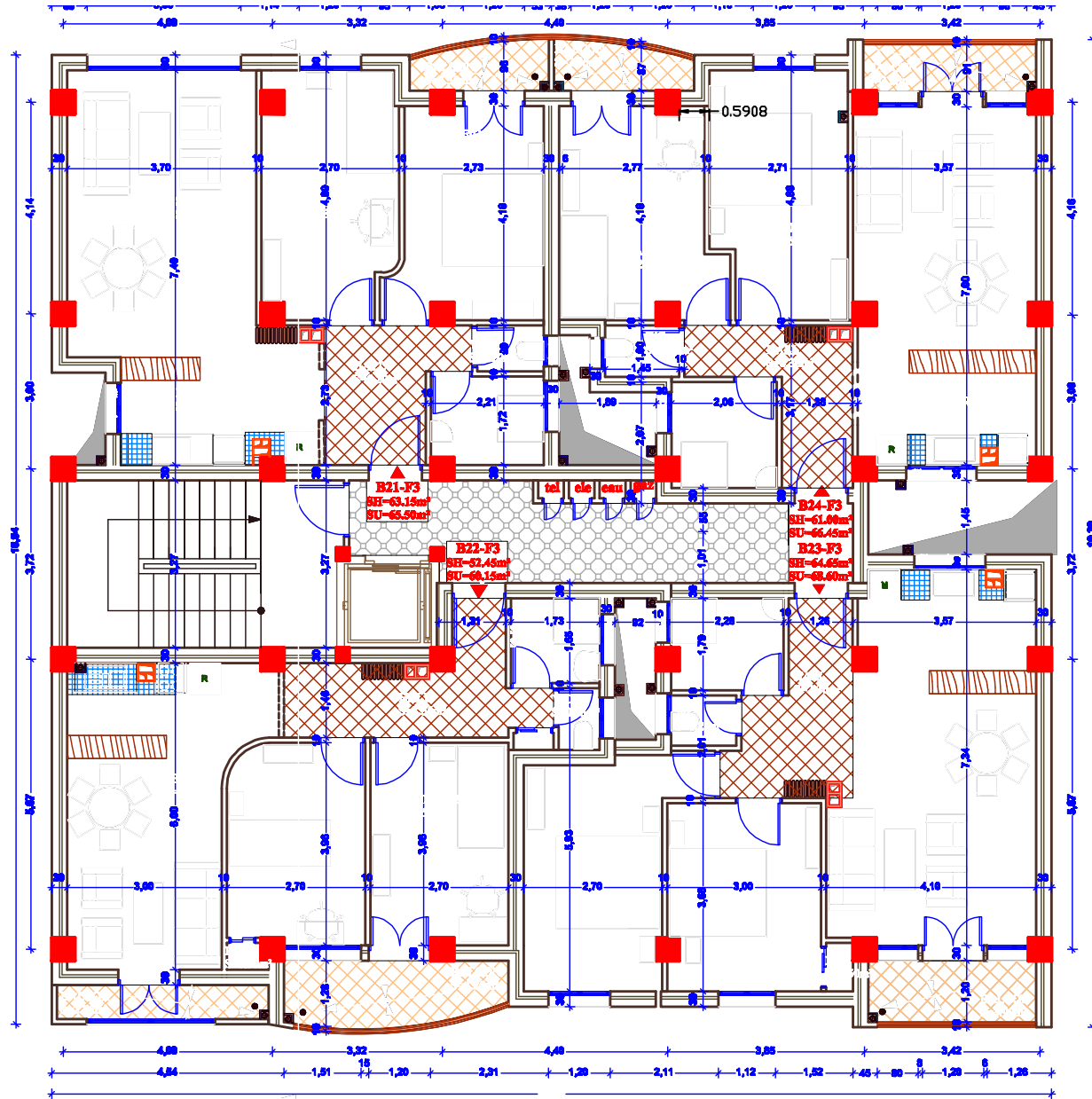
# *Plan de la Structure*



TERASSE

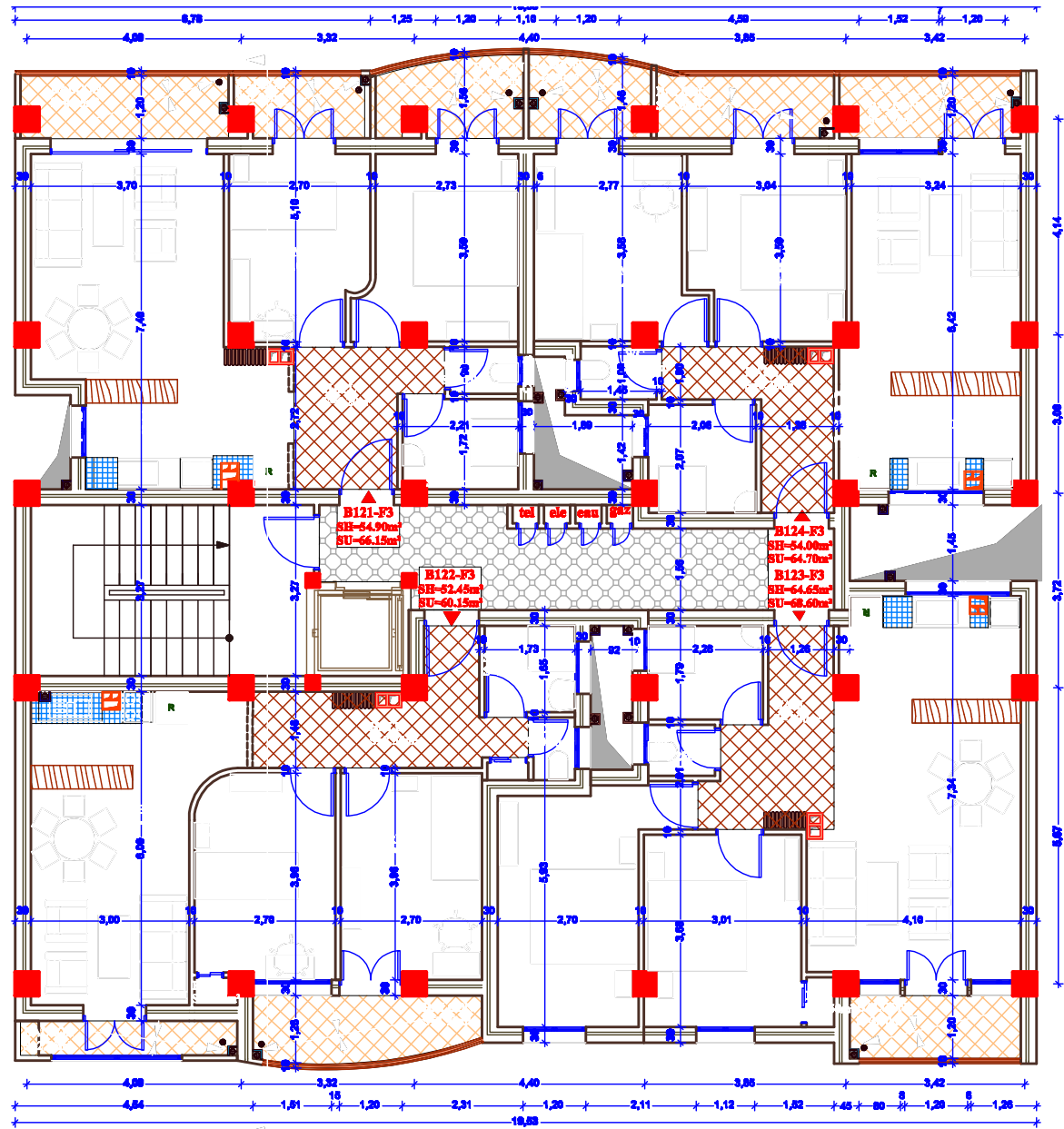


PLANRDCBCH:1/50

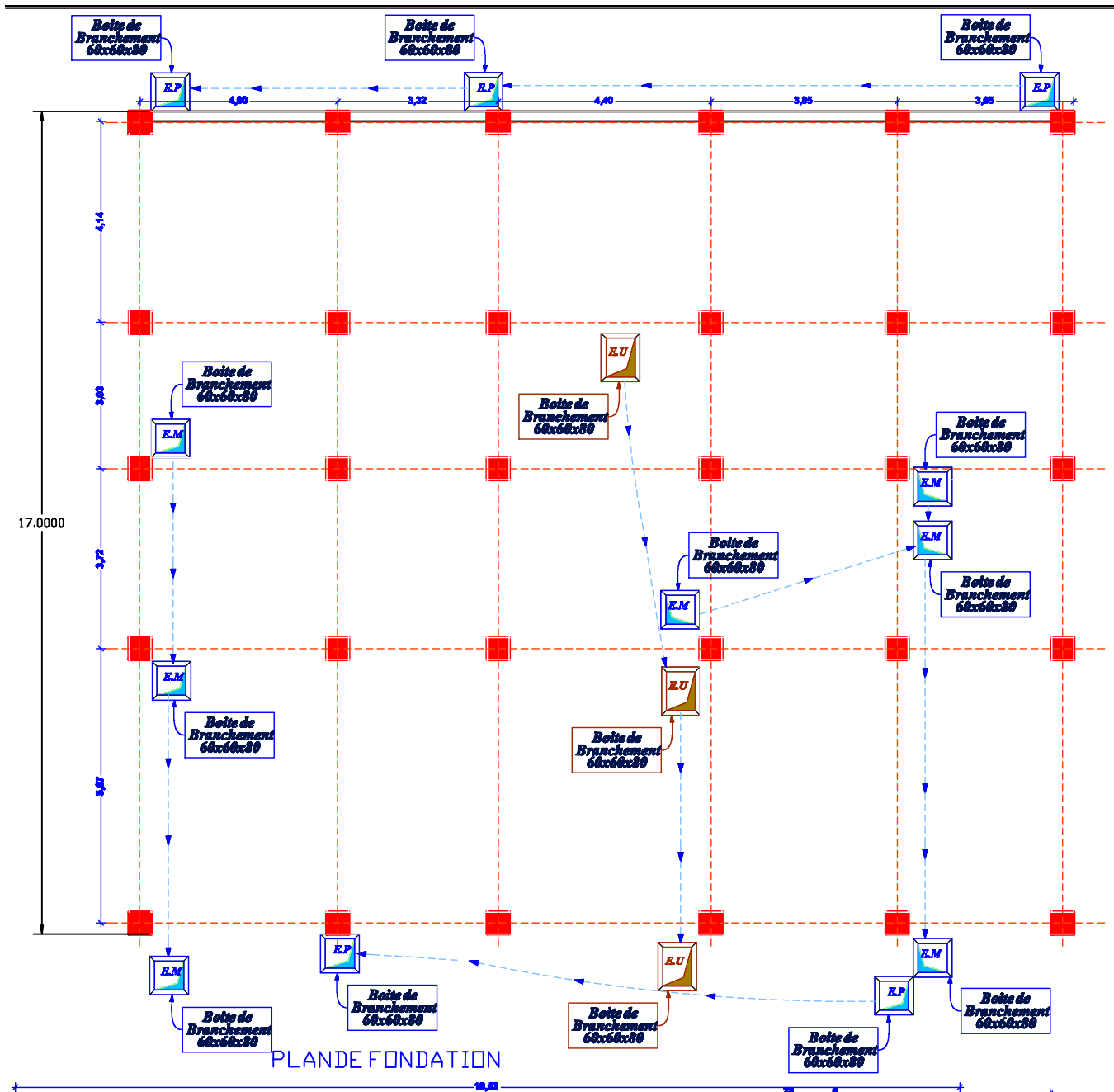


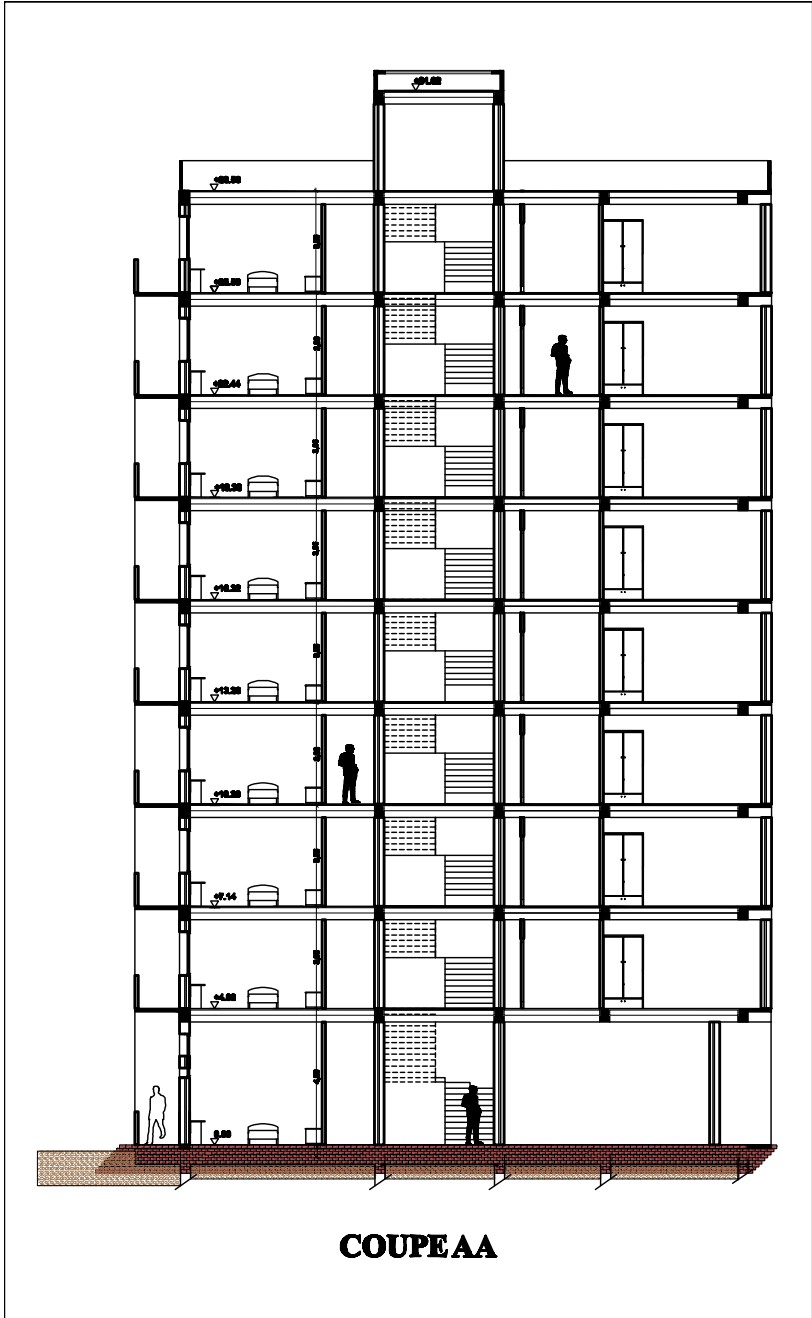
ETAGE COURANT 1 a 7



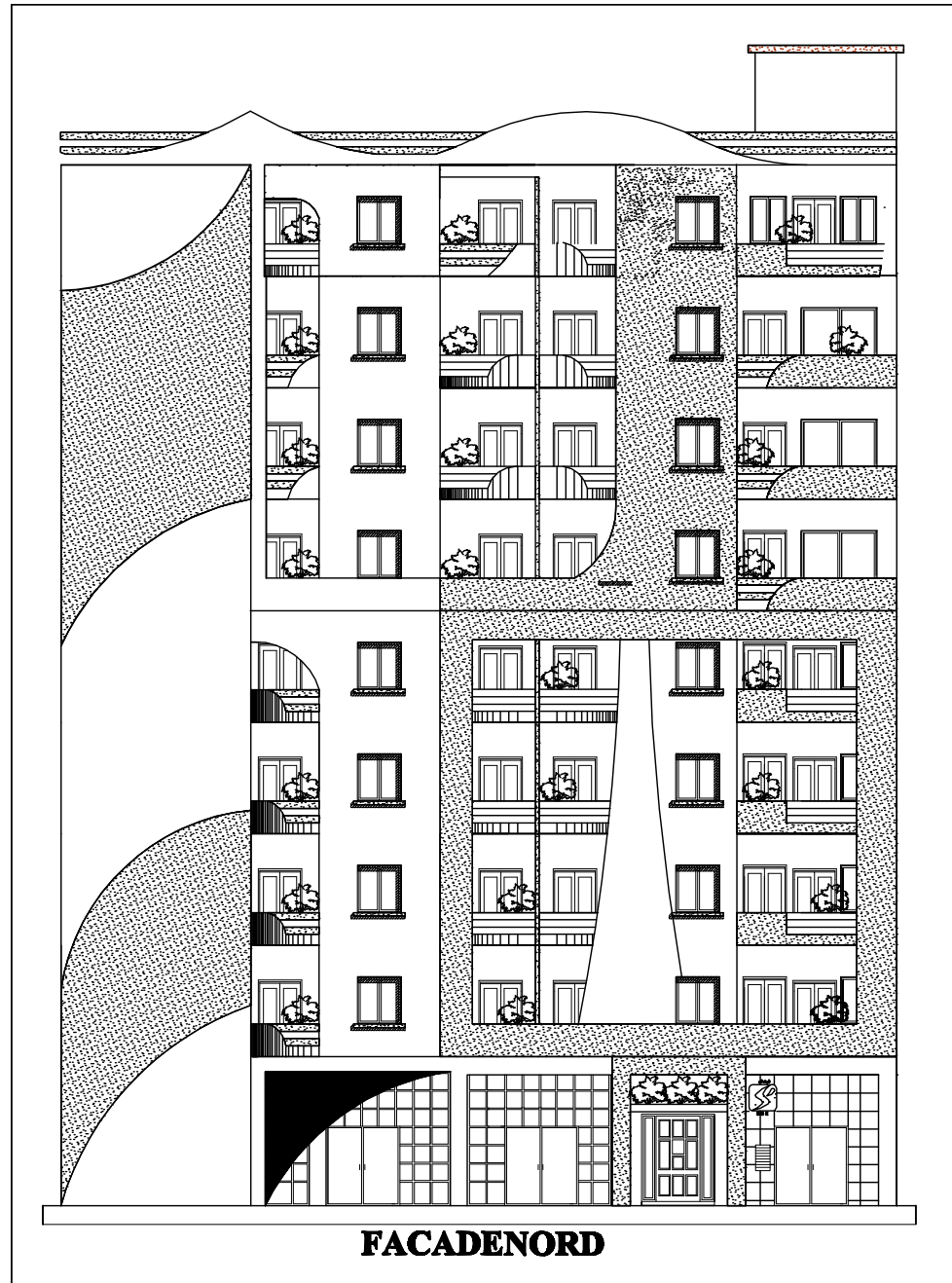


ETAGE COURANT 8





**COUPE AA**



**FACADENORD**

*Fin*