

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE  
UNIVERSITE ABDERRAHMANE MIRA DE BEJAIA  
FACULTE DE TECHNOLOGIE  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

# Mémoire de fin d'étude

EN vue de l'obtention du diplôme master en génie civil

OPTION : MATERIAUX ET STRUCTURE

THEME

**Etude d'un bâtiment (R+10+grenier) à usage  
d'habitation et commercial contreventé par un  
Système Mixte  
(Voiles-Portiques)**

**Présenté par :**

- Chelabi Nacer
- Sidi-Ali Zahir

**Encadré par :**

**M. Brara**

**Jury :**

- Mm. Laoubi
- Mm. Boudina

**Promotion 2013-2014**

## ***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 M.berara : notre promoteure, 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 les enseignants de département de génie civil de l'université de Bejaia*

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

*Nacer & Zahir*

## *Dédicace*

*En signe d'amour et de reconnaissance,*

*Je dédie ce modeste travail à :*

- *A mes très chers parents bien aimés ;*
- *A mon frère Bilal ;*
- *A ma sœur Kahina et son mari ainsi que toute sa famille ;*
- *A mes amis : Yacine, Hidar, et à la chambre A417 ;*
- *A tous mes amis ;*
- *A toute la famille ;*
- *A mon binôme Zahir et toute sa famille.*

*Chelabi Nacer.*

## *Dédicaces*

*En signe de respect et de reconnaissance,*

*Je dédie ce modeste travail à :*

- *A mes très chers parents ;*
- *A mon frère Rabia ;*
- *A mes sœurs : Lynda, Houria, Noria, Sonia ;*
- *A mon frère Idris qu'il repose en paix ;*
- *A mes amis de la chambre A417, et à tous mes amis ;*
- *A mon binôme Nacer et toutes sa famille ;*
- *A la très cher Amel, et toutes sa famille.*

*Sidi-Ali Zahir*

# SOMMAIRE

<b>Introduction générale</b> .....	0
<b>Chapitre I : généralité</b> .....	0
I.1. Introduction.....	1
I.2. Présentation de l'ouvrage.....	1
I.3. Caractéristique géométrique de l'ouvrage.....	1
I.4. Définition des éléments de l'ouvrage.....	1
I.4.1. Les planchers.....	1
I.4.2. Les escaliers.....	2
I.4.3. Les éléments de remplissages.....	2
I.4.4. La terrasse.....	2
I.4.5. L'acrotère.....	2
I.4.6. Les voiles.....	2
I.4.7. L'ascenseur.....	2
I.4.8. Les balcon.....	3
I.4.10. Les dalles planes.....	3
I.5. Règlements et normes utilisés.....	3
I.6. Indications générales sur les règles de B.A.E.L 91.....	3
I.6.1. Définition de l'état limite.....	4
I.6.2. Les actions.....	4
I.6.2.1. Actions permanentes (G).....	4
I.6.2.2. Actions variables (Q).....	5
I.6.2.3 Actions accidentelles (FA).....	5
I.6.3. Combinaison d'actions.....	5
I.6.3.1. Combinaisons d'action à l'ELU.....	5
I.6.3.2. Combinaisons d'action à l'ELS.....	6
I.6.3.3. Combinaisons de calcule.....	6
I.7. Hypothèses fondamentale de calcule à l'état limites.....	7
I.7.1. Hypothèse de calcul à l'ELU.....	7
I.7.2. hypothèse de calcule à l'ELS.....	8
I.8. Caractéristiques des matériaux.....	9
I.8.1. Béton.....	9
I.8.1.1. Définition.....	9

I.8.1.2. Caractéristiques du béton.....	9
I.8.1.3. Valeurs de calcul à la compression.....	10
I.8.1.4. Diagramme des contraintes-déformations.....	10
I.8.1.5. Module de déformation longitudinale du béton.....	11
I.8.1.6. Coefficient de poisson.....	12
I.8.1.7. Contrainte ultime de cisaillement (de béton).....	12
I.8.2. L'acier.....	12
I.8.2.1. Définition.....	12
I.8.2.2. Différents types d'acier.....	12
I.8.2.3. Diagramme des contraintes-déformations (acier).....	13
I.8.2.4. Contrainte limite des aciers.....	14
<b>Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments secondaires</b>	
II.1. Introduction.....	15
II.2. Pré-dimensionnement des éléments non structuraux.....	15
II.2.1. Les planchers.....	15
II.2.1.1. Plancher corps creux.....	15
II.2.1.2. Dalle plane.....	16
II.2.2. Les poutrelles.....	18
II.2.3. Les murs.....	19
II.2.3.1. Murs extérieurs.....	19
II.2.3.2. Murs intérieurs.....	19
II.2.4. Les escaliers.....	20
II.3. Pré-dimensionnement des éléments structuraux.....	23
II.3.1. Les voiles.....	23
II.3.2. Les poutres.....	24
II.3.2.1. Les poutres principales (PP).....	24
II.3.2.2. Les poutres secondaires (PS).....	25
II.3.3. Les poteaux.....	25
II.3.3.1. La descente de charge.....	26
II.3.4. Poids des éléments porteurs.....	27
II.3.5. La loi de dégression.....	28
II.3.5.1. Énoncé de la loi de dégression.....	28

II.4. Vérifications.....	31
II.4.1. Vérification à la compression simple.....	31
II.4.2. Vérification au flambement.....	32
II.5. Conclusion.....	35
<b>Chapitre III : Etudes des éléments secondaires</b>	
III.1. Introduction.....	36
III.2. Planchers à corps creux.....	36
III.2.1. Etude des planchers.....	36
III.2.2. Etude des poutrelles.....	36
III.2.2.1. Disposition des poutrelles.....	36
III.2.2.2. Méthode de calcul des sollicitations.....	37
III.2.3. Les différents types de poutrelles.....	41
III.2.4. Calcul des charges revenant aux poutrelles.....	41
III.2.4.1. Dimensions de la poutrelle.....	41
III.2.4.2. Charges d'une poutrelle.....	42
III.2.4.3. Ferrailage des poutrelles.....	47
III.2.4.4. Vérifications.....	50
III.2.5. Schémas de ferrailage des poutrelles.....	58
III.3. Poutre de chaînage.....	59
III.3.1. Dimensionnement.....	59
III.3.2. Sollicitations.....	59
III.3.3. Ferrailage.....	60
III.3.4. Vérification.....	60
III.3.5. Schéma de ferrailage.....	63
III.4. Planchers à dalles pleines.....	64
III.4.1. Etude des dalles.....	64
III.4.1.1. Dalle D1.....	65
III.4.1.1.1. Ferrailage.....	66
III.4.1.1.2. Vérifications.....	66
III.4.1.2. Dalle D2.....	68
III.4.1.2.1. Calcul des sollicitations.....	68
III.4.1.2.2. Ferrailage.....	69

III.4.1.2.3. Vérification.....	70
III.4.2. recommandations de ferrailage des dalles.....	71
III.4.2.1. Schéma de ferrailage des dalles.....	73
III.5. Escaliers.....	74
III.5.1. Etude des différents types d'escaliers (type1).....	74
III.5.2. Ferrailage.....	74
III.5.3. Vérification.....	75
III.5.4. Etude des différents types d'escaliers (type2).....	75
III.5.5. Ferrailage.....	77
III.5.6. Vérification.....	77
III.5.7. Schéma de ferrailage des différents types d'escaliers.....	80
III.6. Poutre brisée.....	82
III.6.1. Dimensionnement.....	82
III.6.2. Calcul de la poutre brisée.....	82
III.6.2.1. sollicitation.....	82
III.6.2.2. Ferrailage à la flexion simple.....	83
III.6.2.3. Vérification.....	83
III.6.2.4. Ferrailage à la torsion.....	83
III.6.2.5. Vérification.....	85
III.6.3. Schéma de ferrailage de la poutre brisée.....	87
III.7. Ascenseur.....	88
III.7.1. Description de l'ascenseur.....	88
III.7.2. Caractéristique de l'ascenseur.....	88
III.7.3. Etude de l'ascenseur.....	89
III.7.4. Cas de charge repartie.....	89
III.7.4.1. A l'ELU.....	89
III.7.4.2. Ferrailage.....	90
III.7.4.3. Vérification.....	90
III.7.4.4. Vérification à l'ELS.....	93
III.7.4.5. Schéma de ferrailage.....	93
III.7.5. Cas d'une charge concentrée.....	93
III.7.5.1. Calcul des sollicitations.....	94

III.7.5.2. ferrailage.....	95
III.7.5.3. Vérification à l'ELU.....	95
III.7.5.4. Calcul à l'ELS.....	96
III.7.5.5. Schéma de ferrailage.....	97
<b>Chapitre IV : Etude dynamique</b>	
IV.1. Introduction.....	99
IV.2. Etude de la structure au séisme.....	99
IV.2.1. Modélisation de la structure par le logiciel robot millenium.....	99
IV.2.2. Méthode de calcul.....	99
IV.2.2.1. Méthode statique équivalente.....	100
IV.2.2.2. Méthode dynamique modale spectrale.....	103
IV.2.2.3. Caractéristiques géométriques de la structure.....	105
IV.2.2.4. Calcul des caractéristiques des nœuds maitre.....	105
IV.3. Vérification de l'interaction voiles-portiques.....	109
IV.4. Vérification des résultats vis-à-vis du RPA 99/Version2003.....	111
IV.4.1. Vérification de la résultante des forces sismiques.....	111
IV.4.2. Vérification de l'effort normale réduit.....	111
IV.4.3. Calcul des déplacements.....	112
IV.4.4. Justification vis-à-vis de l'effet p- $\Delta$ .....	113
IV.5. Conclusion.....	115
<b>Chapitre V : Etude des éléments structuraux.</b>	
V.1. Introduction.....	116
V .2. Etude des poteaux.....	116
V.2.1. Recommandation du RPA99/2003.....	116
V.2.2. Les sollicitation dans les poteaux.....	119
V .2.3. Ferrailage.....	119
V.2.4. Vérification.....	120
V .2.5. disposition constructive.....	123
V.2.6. Schéma de ferrailage.....	126
V.3. Etude des poutres.....	127
V.3.1.recommandation du RPA99/2003.....	127
V.3.2. Ferrailage des poutres.....	130

V.3.2.1. sollicitation de calcule.....	130
V.3.2.2. Les armatures longitudinales.....	130
V.3.2.3. Les armatures transversale.....	131
V.3.3. Vérification à l'ELU.....	134
V.3.4. Vérification à l'ELS.....	134
V.3.5. Schéma de ferrailage des poutres.....	138
V.4. Etude des voiles.....	138
V.4.1. Recommandation du RPA.....	139
V.4.2. Ferrailage.....	140
V.4.3. Exemple de schéma de ferrailage.....	143
V.5. Conclusion.....	144
<b>Chapitre VI : Etude des fondations</b>	
VI.1. introduction.....	145
VI.2. choix de typr de fondation.....	145
VI.2.1. Vérification des semelles isolées.....	146
VI.2.2. Vérification des semelles filantes.....	147
VI.2.3.Radier générale.....	147
VI.2.3.1. Les vérification nécessaire.....	149
VI.2.4. Schéma de ferrailage.....	154
VI.3. Etude des nervures.....	155
VI.3.1. ferrailage.....	158
VI.3.2. Schéma de ferrailage.....	159
VI.4. Voile périphérique.....	160
VI.4.1. Schéma de ferrailage du voile.....	163
VI.5. Conclusion.....	164
Conclusion générale	

<b>Figure .I.1</b> : Règle des trois pivots.....	8
<b>Figure .I.2</b> : Diagramme contrainte-déformation pour le béton.....	11
<b>Figure .I.3</b> : Diagramme contrainte-déformation de calcul.....	14
<b>Figure .II.1</b> : Plancher à corps creux.....	15
<b>Figure .II.2</b> : Dalle sur 3 appuis(D1).....	17
<b>Figure .II.3</b> : Schéma poutrelle.....	18
<b>Figure .II.4</b> : Schémas de l'escalier .....	20
<b>Figure .II.5</b> : Hauteur libre d'étage .....	26
<b>Figure .II.6</b> : La surface afférente Etage courant .....	27
<b>Figure .II.7</b> : La surface afférente Grenier .....	27
<b>Figure .III.1</b> .Disposition des poutrelles.....	37
<b>Figure .III.2</b> .Moments sur une poutre à deux travées.....	38
<b>Figure .III.3</b> .Moments sur une poutre à plus de deux travées.....	38
<b>Figure .III.5</b> .Effort tranchant d'une poutre à plus de deux travées.....	39
<b>Figure .III.6</b> .Schéma d'une poutrelle .....	41
<b>Figure .III.7</b> .Effort tranchant.....	44
<b>Figure III.8</b> .Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	59
<b>Figure III.9</b> .Schéma d'une poutre de chaînage.....	60
<b>Figure III.10</b> .Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage.....	63
<b>Figure III.11</b> .Dalle sur 3 appuis.....	64
<b>Figure III.12</b> .Dalle sur appuis D2 .....	68
<b>Figure III.13</b> .Schéma de ferrailage de la dalle pleine panneau D1.....	73
<b>Figure III.14</b> .coupe A-A de panneau D1 .....	73
<b>Figure .III.15</b> .Schéma de ferrailage d'escalier.....	80
<b>Figure .III.16</b> .Schéma de ferrailage d'escalier balancé.....	81
<b>Figure .III.17</b> .Schéma de ferrailage de la poutre brisée .....	87
<b>Figure. III.18</b> .Les dimensions de l'ascenseur.....	89
<b>Figure.III.19.a</b> .Schéma de ferrailage de la dalle au-dessous de l'ascenseur.....	93
<b>Figure.III.19.b</b> .coupeA-A détail de ferrailage.....	93
<b>Figure .III.20</b> .Schémas représentant la surface d'impact.....	93
<b>Figure .III.21</b> .Calcul de périmètre au niveau de la feuille moyenne.....	93

<b>Figure .III.22.a.</b> Schéma de ferrailage de la dalle détail de au-dessus de l'ascenseur.....	98
<b>Figure .III.22.b.</b> Coupe A-A .....	98
<b>Figure.IV.1.</b> image de la structure extraie du logiciel ROBOT 2013	
<b>Figure .IV.2.</b> Spectre de repense.....	105
<b>Figure .IV.3.</b> La disposition des voiles.....	106
<b>Figure .IV.4.</b> Translation autour de (yy).....	108
<b>Figure .IV.5.</b> Translation selon (xx).....	108
<b>Figure .IV.6.</b> Rotation selon (zz).....	108
<b>Figure. V.1 :</b> <i>Zone nodale</i> .....	117
<b>Figure. V.2 :</b> Section d'un poteau.....	122
<b>Figure. V.3 :</b> schéma de ferrailage d'un poteau.....	125
<b>Figure. V.4 :</b> Dispositions constructives des portiques.....	129
<b>Figure. V.5 :</b> La zone nodale.....	136
<b>Figure. V .6 :</b> schémas du ferrailage d'une poutre principale .....	137
<b>Figure. V.7 :</b> Schéma d'un voile pleine.....	140
<b>Figure. V.8 :</b> Schéma de ferrailage du voile V1 Au RDC.....	143
<b>Figure. VI .1 :</b> Vue en plan de la semelle.....	146
<b>Figure. VI.2 :</b> Coupe P-P' .....	146
<b>Figure. VI .3 :</b> Semelle filante.....	147
<b>Figure. VI.4:</b> Dimensions du radier.....	148
<b>Figure. VI.5:</b> Présentation de zone d'impact de la charge compactée.....	149
<b>Figure. VI.6 :</b> Panneau de dalle.....	152
<b>Figure.VI.7 :</b> Ferrailage d'un panneau du radier.....	154
<b>Figure .VI.8 :</b> Coupe A-A (radier).....	155
<b>Figure. VI.9 :</b> Section de la nervure à ferrailer.....	155
<b>Figure. VI.10 :</b> <i>Dimensions de voile périphérique</i> .....	160
<b>Figure. VI.11:</b> <i>Diagrammes des contraintes</i> .....	161
<b>Figure. VI.12:</b> Schéma du ferrailage du voile périphérique.....	163

<b>Tableau II.1</b> : Evaluation des charges de plancher étage courant.....	16
<b>Tableau II.2</b> : Evaluation des charges de plancher terrasse accessible.....	16
<b>Tableau II.3</b> : Evaluation des charges des dalles pleines.....	17
<b>Tableau II.4</b> : Evaluation des charges des balcons.....	18
<b>Tableau II.5</b> : Evaluation des charges de cloisons extérieures.....	19
<b>Tableau II.6</b> : Evaluation des charges de cloisons intérieures.....	19
<b>Tableau II.7</b> : Evaluation des charges des paliers d'escaliers.....	22
<b>Tableau II.8</b> : Evaluation des charges des volées d'escaliers.....	23
<b>Tableau II.9</b> : Pré dimensionnement des voiles.....	24
<b>Tableau II.10</b> : Poids des poteaux.....	27
<b>Tableau II.11</b> : Descente de charge.....	28
<b>Tableau II.12</b> : Résumé des vérifications à la compression à tous les niveaux du poteau choisit.....	32
<b>Tableau II.13</b> : Résumé des vérifications au flambement du poteau choisit à tous les niveaux.....	34
<b>Tableau III.1</b> : Chargement sur les poutrelles.....	42
<b>Tableau III.2</b> : Récapitulatifs des sollicitations dans les différents types des poutrelles.....	45
<b>Tableau III.3</b> : Sollicitations maximales pour le calcul du ferrailage.....	47
<b>Tableau III.4</b> : Calcul des sections de ferrailage des appuis intermédiaires.....	49
<b>Tableau III.5</b> : Calcul des sections de ferrailage des appuis de rive.....	50
<b>Tableau III.6</b> : Vérification des contraintes en travée.....	50
<b>Tableau III.7</b> : Vérification des contraintes aux appuis de rives.....	51
<b>Tableau III.8</b> : Vérification des contraintes aux appuis intermédiaires.....	51
<b>Tableau III.9</b> : Calcul des moments correspondants.....	52
<b>Tableau III.10</b> : Calcul des contraintes correspondantes.....	55
<b>Tableau III.11</b> : Coefficient $\mu$ .....	56
<b>Tableau III.12</b> : Calcul des moments d'inerties fictives.....	56
<b>Tableau III.13</b> : Vérification de la flèche.....	56
<b>Tableau III.14</b> : Schéma de ferrailage des poutrelles.....	57
<b>Tableau III.15</b> : Ferrailage de la poutre de chaînage.....	58
<b>Tableau III.16</b> : Vérification des contraintes dans la poutre de chaînage.....	60
<b>Tableau III.17</b> : Calcul des contraintes correspondantes.....	61
<b>Tableau III.18</b> : Coefficient $\mu$ .....	62

<b>Tableau III.19</b> : Calcul des moments d'inerties fictives.....	62
<b>Tableau III.20</b> : Vérification de la flèche.....	63
<b>Tableau III.21</b> : Calcul des sections de ferrailage du panneau D1.....	65
<b>Tableau III.22</b> : Vérification des contraintes en travée (D1)( $\parallel l_x$ ).....	66
<b>Tableau III.23</b> : Vérification des contraintes en travée (D1)( $\parallel l_y$ ).....	66
<b>Tableau III.24</b> : Vérification des contraintes aux appuis (D1).....	67
<b>Tableau III.25</b> : calcul des sections de Ferrailage de panneau D2.....	69
<b>Tableau III.26</b> : vérification des contraintes en travée (D2) ( $\parallel L_x$ ).....	70
<b>Tableau III.27</b> : vérification des contraintes en travée (D2) ( $\parallel L_y$ ).....	70
<b>Tableau III.28</b> : Vérification des contraintes aux appuis (D2).....	70
<b>Tableau III.29</b> : sollicitation dans l'escalier balancé (Type 1).....	74
<b>Tableau III.30</b> : Ferrailage de l'escalier balancé.....	74
<b>Tableau III.31</b> : Vérification des contraintes.....	75
<b>Tableau III.32</b> : Sollicitations dans l'escalier balancé (Type 2).....	75
<b>Tableau III. 33</b> : ferrailage de l'escalier balancé (Type 2).....	77
<b>Tableau III.34</b> : Vérification des contraintes en travée.....	77
<b>Tableau III.35</b> : Vérification des contraintes aux appuis.....	77
<b>Tableau III.36</b> : Calcul des moments correspondants.....	78
<b>Tableau III.37</b> : calcul des contraintes correspondantes.....	79
<b>Tableau III.38</b> : coefficient $\mu$ .....	79
<b>Tableau III.39</b> : Calcul des moments d'inerties fictives.....	79
<b>Tableau III.40</b> : Vérification de la flèche.....	80
<b>Tableau III.41</b> : Moment sollicitant dans la poutre.....	83
<b>Tableau III.42</b> : calcul des sections de Ferrailage en travée.....	83
<b>Tableau III.43</b> : calcul des sections de Ferrailage aux appuis.....	83
<b>Tableau III.44</b> : Section d'armature de calcul en flexion simple et en torsion.....	85
<b>Tableau III.45</b> : Section d'armature en travée et aux appuis.....	85
<b>Tableau III.46</b> : Vérification des contraintes en travée.....	86
<b>Tableau III.47</b> : Vérification des contraintes aux appuis.....	86
<b>Tableau III.48</b> : Ferrailage de la dalle de l'ascenseur (dalle au-dessous).....	90
<b>Tableau</b> : Vérification des contraintes en travée (sens x-x).....	92
<b>Tableau III.50</b> : Vérification des contraintes en travée (sens y-y).....	92

<b>Tableau III.51</b> : Vérification des contraintes en appuis.....	92
<b>Tableau III.52</b> : Ferrailage de la dalle de l'ascenseur (dalles au-dessus).....	95
<b>Tableau III.53</b> : Vérification des contraintes en travée (sens x-x).....	96
<b>Tableau III.54</b> : Vérification des contraintes en travée (sens y-y).....	97
<b>Tableau III.55</b> : Vérification des contraintes en appuis.....	97
<b>Tableau IV .1</b> : Valeurs des pénalités $Pq$ .....	100
<b>Tableau IV.2</b> : pourcentage d'amortissement critique.....	102
<b>Tableau IV .3.</b> Résumé des résultats de calcul.....	104
<b>Tableau IV.4.</b> Résumé des résultats de calcul.....	105
<b>Tableau IV.5.</b> Résumé des résultats de calcul.....	106
<b>Tableau IV.6</b> : Résumé des résultats de calcul.....	107
<b>Tableau IV.7</b> : Vérification de l'interaction sous charges verticales.....	109
<b>Tableau IV.8</b> : Vérification de l'interaction sous charges horizontales.....	110
<b>Tableau IV.9</b> : Vérification de l'effort tranchant à la base.....	110
<b>Tableau IV.10</b> : Résumé des résultats.....	112
<b>Tableau IV.11</b> : Vérification des déplacements relatifs.....	113
<b>Tableau IV.12</b> : Vérification des effets $P-\Delta$ .....	114
<b>Tableau V.1:</b> Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.....	117
<b>Tableau V.2</b> : Les sollicitations dans les poteaux.....	119
<b>Tableau V.3</b> : Ferrailage dans les poteaux.....	119
<b>Tableau V.4</b> : Armatures transversales dans les poteaux.....	120
<b>Tableau .5</b> : Justification de l'effort normal ultime et l'effort normal maximum.....	121
<b>Tableau V.6</b> : Vérification des contraintes dans le béton.....	122
<b>Tableau V.7</b> : Vérification des sollicitations tangentes.....	123
<b>Tableau V.8</b> : Schémas de ferrailage des poteaux.....	126
<b>Tableau V.9:</b> Les sollicitations les plus défavorables dans les poutres principales et secondaires.....	130
<b>Tableau V.10</b> : Les armatures longitudinales dans les poutres.....	130
<b>Tableau V.11</b> : Les armatures transversales dans les poutres.....	131
<b>Tableau V.12</b> : Vérification des contraintes tangentielles.....	133
<b>Tableau V.13</b> : Vérification au cisaillement.....	134
<b>Tableau V.14</b> : Vérification de la contrainte limite de béton.....	134

<b>Tableau V.15</b> : Moments résistant dans les poteaux.....	136
<b>Tableau V.16</b> : Vérification des zones nodales.....	137
<b>Tableau V.17</b> : Ferrailages des différentes poutres.....	138
<b>Tableau V.18</b> : ferrailages du voile V1.....	141
<b>Tableau V.19</b> : ferrailages du voile V2.....	142
<b>Tableau V.20</b> : ferrailages du voile V3.....	142
<b>Tableau V.21</b> : ferrailages du voile V4.....	142
<b>Tableau V.22</b> : ferrailages du voile V5.....	143
<b>Tableau V.23</b> : ferrailages du voile V6.....	143
<b>Tableau VI.1</b> : Résumé des résultats du ferrailage du radier.....	152
<b>Tableau VI.2</b> : Vérification des contraintes de radier.....	154
<b>Tableau VI.3</b> : Sollicitations de la nervure principale (sens Y-Y).....	156
<b>Tableau VI.4</b> : Sollicitations maximales (sens Y-Y).....	157
<b>Tableau VI.5</b> : Sollicitations de la nervure principale (sens X-X).....	157
<b>Tableau VI.6</b> : Sollicitations maximales (sens X-X).....	158
<b>Tableau VI.7</b> : Tableau De ferrailage des nervures.....	158
<b>Tableau VI.8</b> : Vérification des contraintes dans les nervures.....	158
<b>Tableau VI.11</b> : Schémas de ferrailages des nervures.....	159
<b>Tableau VI.9</b> : Sollicitation et ferrailage du voile périphérique.....	161
<b>Tableau VI.10</b> : Vérification des contraintes .....	162

## SYMBOLES ET NOTATIONS

---

**A', A<sub>ser</sub>** : Section d'aciers comprimés et section d'aciers à l'ELS respectivement.

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

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

**a** : Epaisseur.

**$\alpha$**  : Coefficient de la fibre neutre

**B** : Aire d'une section de béton.

**Br** : Section réduite.

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

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

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

**D** : Diamètre, dalle

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

**ELS** : Etat limite de service.

**ELU**: Etat limite ultime.

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

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

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

**E<sub>a</sub>, E<sub>c</sub>** : Sont les modules de déformation.

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

**F** : Force ou action générale.

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

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

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

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

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

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

**$\Delta f_t$**  : la flèche totale.

## SYMBOLES ET NOTATIONS

---

$\Delta f_{t \text{ adm}}$  : la flèche admissible.

**F** : Coefficient de sécurité = 1.5

**G** : Action permanente.

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

**ht** : hauteur totale du plancher.

**h0** : épaisseur de la dalle de compression.

**he** : hauteur libre d'étage.

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

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

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

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

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

**Q** : Charge variable.

**Q** : Facteur de qualité.

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

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

**L** : Longueur ou portée.

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

**L<sub>x</sub>** = distance entre nus de poutrelles.

**L<sub>y</sub>** = distance entre axes d'appuis des poutrelles principales.

**l'** : longueur fictive.

**l'<sub>g</sub>** et **l'<sub>d</sub>** : Longueurs fictives à gauche et à droite respectivement.

**M** : Moment en général.

**M<sub>a</sub>** : Moment sur appui.

**M<sub>u</sub>** : Moment de calcul ultime.

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

**M<sub>t</sub>** : Moment en travée.

## SYMBOLES ET NOTATIONS

---

$M_0$  : moment isostatique.

$M_i$  : Moment à l'appui  $i$

$M_g$  et  $M_d$  : Moment à gauche et à droite pris avec leurs signes.

$M_j$  : Moment correspondant à  $j$ .

$M_g$  : Moment correspondant à  $g$ .

$M_q$  : Moment correspondant à  $q$ .

$N_s$  : Effort normal de service.

$N_u$  : Effort normal ultime

$N$  : Effort normale du aux charges verticales.

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

$N_{Tot}$  : Poids total transmis par la superstructure (KN).

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

$P_g$  et  $P_d$  : Charges uniformes à gauche et à droite respectivement.

$R$  : coefficient de comportement global.

$S$  : Section, surface

$S_r$  : surface du radier ( $m^2$ ).

$St$  : Espacement des armatures.

$T$  : Effort tranchant.

$T_2$  : période caractéristique, associé à la catégorie du site.

$V$  : Effort tranchant.

$W$  : poids propre de la structure.

$W_{Qi}$  : Charges d'exploitation.

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

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

$Y$  : Ordonnée de la fibre neutre.

$Z$  : Coordonnée, bras de levier

## SYMBOLES ET NOTATIONS

---

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

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

**d** : Hauteur utile.

**e** : Excentricité, épaisseur.

**f** : Flèche.

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

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

*f<sub>cj</sub>* : Résistance caractéristique à la compression à « j » jours exprimée en (MPa).

*f<sub>tj</sub>* : Résistance caractéristique à la traction à « j » jours exprimée en (MPa).

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

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

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

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

**v** : Coefficient de poison

**σ** : Contrainte normale.

**σ<sub>j</sub>** : Contrainte correspondant à j.

**σ<sub>g</sub>** : Contrainte correspondant à g.

**σ<sub>q</sub>** : Contrainte correspondant à q.

**γ<sub>w</sub>** : Poids volumique de l'eau (t/m<sup>3</sup>).

**γ<sub>b</sub>** : coefficient de sécurité.

**γ<sub>s</sub>** : coefficient de sécurité.

**φ** : Angle de frottement interne du sol (degrés).

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

**q** : chargement KN/ml..

**τ<sub>ultim</sub>** : Valeur de cisaillement limite donné par le BAEL (MPa).

**τ<sub>u</sub>** : Contrainte de cisaillement (MPa).

## SYMBOLES ET NOTATIONS

---

$\eta$  : Facteur d'amortissement.

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

$\mu_l$  : Moment réduit limite.

$\mu_u$  : Moment ultime réduit.

$\lambda_i$  : Coefficient instantané.

$\lambda_v$  : Coefficient différé.

# Introduction Générale

Parmi les grands problèmes qui affectent les domaines de l'économies et de génie civil activité sismique. En Algérie, les différentes études géologiques et sismologiques et montrent que 70% du nord du pays est soumis à l'activité sismique. Dans cette partie du territoire national, sont concentrées au moins 90% des installations socio-économiques et politiques du pays.

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

Les règlements en vigueur visent à cadrer les constructions en zone sismique et à les classer, afin de mieux les concevoir et réaliser, pour assurer le bon fonctionnement de l'ouvrage. Le choix du système de contreventement dépend de certaines considérations à savoir la catégorie du site, la hauteur et l'usage de la construction ainsi que les contraintes architecturales.

Le présent travail consiste en l'étude d'un bâtiment R+10, contreventé par un système mixte (voile-portiques) avec justification de l'interaction vis-à-vis des efforts verticaux et horizontaux. Pour cela, nous allons suivre les démarches décrites sur le plan de travail le suivant :

- ✓ Le premier chapitre, consacré aux généralités ;
- ✓ Le deuxième chapitre, pour le pré dimensionnement des éléments structuraux de la structure ;
- ✓ Le troisième chapitre, pour le calcul des éléments secondaires ;
- ✓ Le quatrième chapitre, pour l'étude dynamique ;
- ✓ Le cinquième chapitre, pour le calcul des éléments structuraux ;
- ✓ Le sixième chapitre, pour l'étude de l'infrastructure, et on termine par une conclusion générale.

Tous les calculs ont été menés en utilisant différents codes de calcul et de conception, notamment CBA93, BAEL91, RPA99 version 2003 et les différents DTR.

**Généralités**

**Chapitre I**

**I.1. Introduction :**

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appuis, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique. A cet effet, on consacrera ce chapitre pour donner quelques rappels et des descriptions du projet à étudier.

**I.2. Présentation de l'ouvrage :**

Le projet qui nous a été confié dans le cadre de notre projet de fin d'étude est l'étude et calcul d'une construction (R+10+Grenier) bi-fonctionnelle qui regroupe commerces et logements d'habitation, classé dans le groupe d'usage 2 (ouvrage courant ou d'importance moyenne) selon la classification du *RPA99/ Version 2003* (article 3.2).

L'ouvrage sera implanté à Ibachiren, Oued Ghir, W. Béjaia, classée par le *RPA99/version 2003* comme zone de moyenne sismicité (zone IIa) (Article 3.1).

Cette structure ne présente pas la particularité de l'irrégularité en plan et en élévation pour tous les niveaux. Elle est contreventée par un système mixte (voile portique).

**I.3. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :**

Les caractéristiques géométriques de l'ouvrage sont les suivants :

- ✓ Hauteur totale du bâtiment (sans acrotère) : 39.36m
- ✓ Hauteur du RDC : 3.06 m
- ✓ Hauteur des étages : 3.06 m
- ✓ Surface du bâtiment : 343,184 m<sup>2</sup>

**I.4. Définition des éléments de l'ouvrage :****I.4.1. Les planchers :**

Ce sont des aires, généralement, planes séparant les différents niveaux d'un bâtiment.

Le rôle essentiel des planchers est d'assurer la transmission des charges verticales et horizontales aux éléments porteurs de l'ossature (poteaux et voiles), raison pour laquelle il est important de savoir si la présence des trémies de grandes dimensions n'est pas susceptible de les empêcher de jouer ce rôle.

Pour cette structure, tous les planchers des étages courants et le rez-de-chaussée seront semi préfabriqué en corps creux, avec une dalle de compression armée d'un treillis soudé, rendant l'ensemble monolithique.

Les portes à faux, la dalle de l'ascenseur et les paliers d'escalier seront réalisés en dalles pleines.

## **I.4.2. Les escaliers :**

Ce sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre.

Notre structure comprend un seul type d'escalier : escalier à deux volées séparées par un palier de repos, réalisé en béton armé coulé sur place.

## **I.4.3. Les éléments de remplissages :**

Les éléments de remplissages seront réalisés pour :

- ✓ Les murs extérieurs en briques creuses à doubles parois extérieure et intérieure d'épaisseur 15cm et 10cm respectivement, elles sont séparées par une lame d'air d'épaisseur 5cm pour une bonne isolation thermique et acoustique.
- ✓ Les murs intérieurs sont en simples parois réalisés en briques d'épaisseur 10cm.

## **I.4.4. La terrasse :**

Notre projet comporte une terrasse inaccessible, équipée d'une isolation thermique et d'une forme de pente pour l'écoulement des eaux pluviales ainsi que d'une étanchéité multicouches.

## **I.4.5. L'acrotère :**

C'est un élément en béton armé, encastré au niveau du plancher terrasse qui va servir comme garde du corps et facilitera l'évacuation des eaux pluviales.

## **I.4.6. Les voiles :**

Ils seront réalisés en béton armé, le choix du nombre, dimensions et de l'emplacement sera étudié ultérieurement.

## **I.4.7. L'ascenseur :**

L'ascenseur est un élément mécanique servant à faire monter et descendre les usagers à travers les différents étages sans utiliser les escaliers.

**I.4.8. Les fondations :**

Le choix du type de fondation dépend de la capacité portante du sol et des charges transmises par la superstructure à ce dernier, on choisira le type de fondation approprié au bâtiment après l'étude de la superstructure.

**I.4.9. Les balcons :**

Les balcons seront réalisés en dalles pleines.

**I.4.10. Les dalles pleines :**

Ce sont des éléments porteurs, constitués de panneaux en béton armé, leurs épaisseurs dépendent des conditions d'utilisation.

**I.5. Règlements et normes utilisés :**

Notre étude sera faite conformément aux règlements suivants :

- ✓ Le Règlement Parasismiques Algérien (RPA 99/version 2003).
- ✓ Le Code du béton armé (CBA 93).
- ✓ Le document technique réglementaire (DTR BC 2.2 ; Charges et surcharges).
- ✓ Les Règles de calcul des fondations superficielles (DTR BC 2.331) et les DTU.
- ✓ Le béton armé aux états limites (BAEL 91).

**I.6. Indications générales sur les règles du B.A.E.L 91 :**

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

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

**I.6.1. Définition de l'état limite :**

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

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

**a) Etat limite ultime ELU :**

Cet état correspond à la valeur maximale de la capacité portante de l'ouvrage, son dépassement entraîne la ruine de l'ouvrage.

Il y'a trois (03) états limites ultimes :

- ✓ Etat limite de l'équilibre statique.
  - ✓ Etat limite de résistance de l'un des matériaux.
  - ✓ Etat limite de stabilité de forme (flambement).
- } Art (A.4.3, p31-40)  
[1]

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

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

Il y'a trois (03) états limites de service :

- ✓ Etat limite d'ouverture des fissures.
  - ✓ Etat limite de déformation : flèche maximale.
  - ✓ Etat limite de compression du béton.
- } Art (A.4.5, p41) [1]

**I.6.2. Les actions :**

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

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

**I.6.2.1. Actions permanentes (G) :**

Ce sont des actions dont l'intensité est constante ou très peu variable dans le temps, elles comportent :

- ✓ Le poids propre de la structure.
  - ✓ Le poids des équipements fixes.
  - ✓ Les forces de poussée des terres et des liquides.
  - ✓ Les déformations imposées à la structure : le retrait et le tassement différentiel des appuis.
- } Art (A.3.1. 2, p15) [1]

### I.6.2.2. Actions variables (Q) :

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

- Charges d'exploitation fixées par le règlement en vigueur.
  - Charges appliquées durant l'exécution.
  - Charges climatiques (vent, neige).
  - Effets dus à la température.
- } Art (A.3.1. 3, p15-16) [1]

### I.6.2.3. Actions accidentelles (FA) :

Elles se produisent rarement et leurs durées sont très courtes, (Séismes, incendies, chocs, explosion, .....etc.) Art (A.3.1.4, p17) [1]

### I.6.3. Combinaisons d'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.

#### I.6.3.1. Combinaison d'actions à l'ELU :

##### ➤ Situation durable ou transitoire :

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

$$1.35G_{max} + G_{min} + 1.5Q_1 + \sum_{2,n} \psi_{0i} Q_i \quad (\text{Art: A.3.3.1}) [2]$$

Avec :

G max : l'ensemble des actions permanentes défavorables.

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

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

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

➤ **Situations accidentelles :**

$$1.35G_{max} + G_{min} + FA + \psi_{1i} Q_1 + \sum \psi_{2i} Q_i \quad (i > 1) \quad (\text{Art: A.3.3.2}) \quad [2]$$

FA : forces accidentelles.

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

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

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

**I.6.3.2. Combinaison d'action à l'ELS :**

$$G_{max} + G_{min} + Q_1 + \sum \psi_{0i} Q_i \quad \text{Article (A.3.3.3)} \quad [2]$$

$\psi_{0i} = 0.6$  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.

**I.6.3.3. Combinaisons de calcul :**

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

$$\text{Situations} \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } 1.35G + 1.5Q \\ \text{ELS : } G + Q \end{array} \right.$$

$$\text{Situations accidentelles} \quad \left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E. \\ G + Q \pm 1.2E. \text{ (pour les poteaux seulement)} \\ 0.8G \pm E. \end{array} \right.$$

**I.7. Hypothèses fondamentales de calcul aux états limites :****I.7.1. Hypothèses de calcul à l'ELU :**

Ces hypothèses sont au nombre de six. Les trois premières sont celles du calcul classique.

- 1- Les sections droites restent planes après déformation (hypothèse de Bernoulli).
- 2- Du fait de l'adhérence, toute armature subit la même déformation linéaire que la gain de béton qui l'entoure (supposée non fissurée si l'armature considérée est tendue).
- 3- La résistance du béton tendu est négligée.
- 4- Le raccourcissement relatif de la fibre de béton la plus comprimée est limité à :  
En flexion  $\rightarrow \varepsilon_{bc} = 3.5\text{‰}$   
En compression simple  $\rightarrow \varepsilon_{bc} = 2\text{‰}$
- 5- L'allongement relatif des armatures les plus tendues, supposées concentrées en leur centre de gravité, est limité à 10 ‰.
- 6- Le diagramme linéaire des déformations passe par l'un des trois pivots A, B, C (la règle des trois pivots) (fig. I.1)

**➤ Règle des trois pivots :**

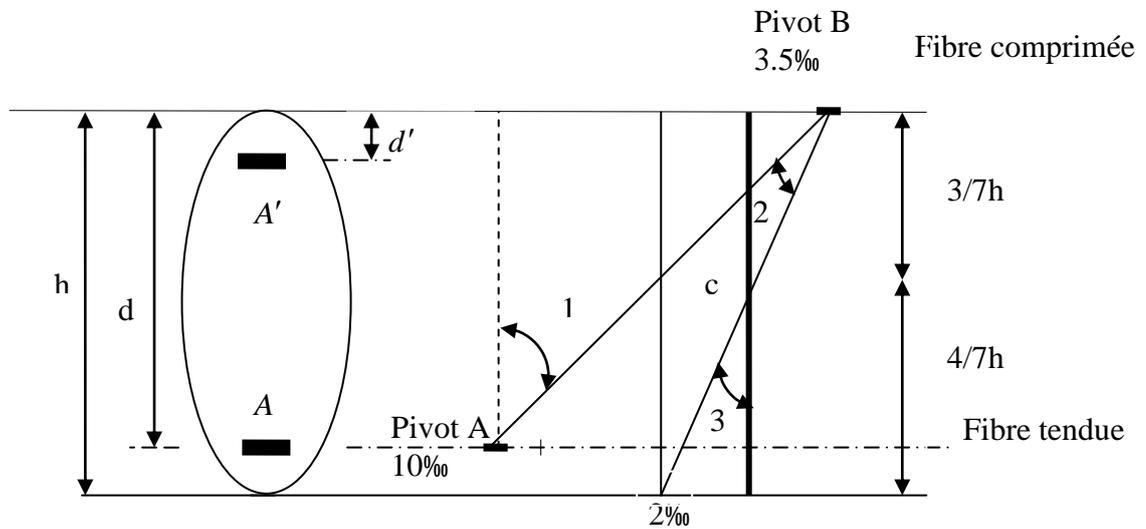
Les calculs de dimensionnement sont conduits en supposant que le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots A, B, ou C définis par la (fig. I.1). On distingue trois domaines :

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

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

Dans le domaine 3, pivot C, l'état-limite ultime est défini par l'atteinte du raccourcissement limite de 2 ‰ à une distance de la fibre la plus comprimée égale aux 3/7 de la hauteur totale  $h$  de la section (comme cela résulte des propriétés des triangles semblables de la figure I.1),

celle-ci est entièrement comprimée et soumise à la flexion composée ou à la compression simple.



**Figure.I.1** : Règle des trois pivots.

Le diagramme passe par :

- ✓ Le pivot A si  $y \leq 0.2596 \times d$
  - ✓ Le pivot B si  $0.2593 \times d \leq y \leq h$
  - ✓ Le pivot C si  $y \geq h$
- } Art (A.4.3.3, p33) [1]

### I.7.2. Hypothèses de calcul à l'E L S :

1-Conservation des sections planes.

2-Les contraintes de compression du béton et de traction de l'acier sont proportionnelles à leurs déformations.

3-La résistance à la traction du béton est négligée.

4-Le glissement relatif entre le béton et l'acier est négligé.

5-Par convention le coefficient d'équivalence entre le béton et l'acier est :  $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$

## I.8. Caractéristiques des matériaux :

### I.8.1. Béton :

#### I.8.1.1. Définition :

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

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

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

Le béton présente les avantages suivants :

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

#### I.8.1.2. Caractéristiques du béton :

##### Résistance mécanique à la compression $f_{cj}$ :

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

Cette valeur est mesurée par compression axiale d'un cylindre droit de révolution de diamètre

16cm et de hauteur de 32cm, pour un granulats de grosseur au plus égale à 40mm.

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

Pour  $j \leq 28$  jours, cette résistance est donnée par la relation suivante :

$$f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{4.76 + 0.83 \times j} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40\text{Mpa (j} \leq 28\text{ jours)} \quad \left. \begin{array}{l} \text{Art (A.2.1. 11) [1]} \\ \end{array} \right\}$$

$$f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{1.40 + 0.95 \times j} \quad \text{Pour } f_{c28} > 40\text{Mpa (j} > 28\text{ jours)}$$

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

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

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

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

$$f_{ij} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \quad \text{Avec } f_{cj} \leq 60\text{Mpa} \quad \text{Art (A.2.1.12, p9) [1]}$$

Pour notre cas  $f_{c28} = 25\text{Mpa}$  donc  $f_{i28} = 2.1\text{Mpa}$

**I.8.1.3. Valeurs de calcul à la compression :**

➤ **Contrainte limite à l'ELU :**

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad \text{Avec :}$$

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5 & \text{Pour les situations durables ou transitoires.} \\ 1.15 & \text{Pour les situations accidentelles.} \end{cases}$$

$$\theta = \begin{cases} 1 : \text{Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action} > 24\text{h.} \\ 0.9 : \text{Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action est comprise entre 1h et 24h.} \\ 0.85 : \text{Lorsque la durée probable d'application de la combinaison} \end{cases}$$

..... Art (A.4.3.41, p33) [1]

➤ **Contrainte limite à l'ELS :**

La contrainte limite à l'ELS en compression est donnée par la relation suivante :

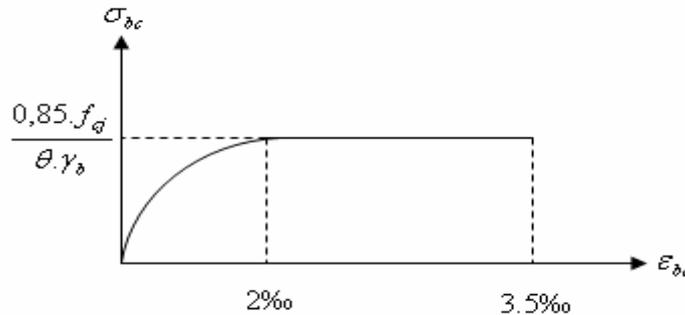
$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{MPa} \quad \text{..... Art (A.4.5.2) [2]}$$

**I.8.1.4. Diagramme des contraintes-déformations :**

Ce diagramme peut être utilisé dans tous les cas. Il est constitué par un arc de parabole

Du second degré, prolongé en son sommet par un palier horizontal.

Dans le cas où la section n'est pas entièrement comprimée, on peut utiliser le diagramme simplifié (rectangulaire).



**Figure .I.2:** Diagramme contrainte-déformation pour le béton.

Le diagramme (parabole-rectangle) est utilisé dans le calcul relatif à l'état limite ultime de résistance, le raccourcissement relatif de la fibre la plus comprimée est limité à :

- 2‰ : en compression simple ou en flexion composée avec compression.
- 3.5‰ : en flexion simple ou composée.

Pour  $0 \leq \epsilon_{bc} \leq 2‰$   $f_{bc} = 0.25 * f_{bu} * 10^3 * \epsilon_{bc} \quad (4 * 10^3 * \epsilon_{bc}).$   
 Pour  $2 \leq \epsilon_{bc} \leq 3.5‰$   $f_{bc} = f_{bu} = 0.85 * f_{c28} / \theta * \gamma_b$

**I.8.1.5. Module de déformation longitudinale du béton :**

Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24h, nous définissons le module de déformation instantanée du béton :  $E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ MPa} \dots \dots \dots$  Art (A.2.1.2.1, p9) [2]

Pour des charges de longue durée d'application, le module de déformation différée du béton comprenant le retrait et le fluage à j jours est :  $E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ MPa}$   
 Art (A.2.1.2.2, p10) [2]

Pour les vérifications courantes : j > 28 jours on a  $E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} \text{ MPa}$

$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ MPa}$

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

$E_{i28} = 32164.20 \text{ Mpa}$

$E_{v28} = 10818.86 \text{ Mpa}$

**I.8.1.6. Coefficient de Poisson :**

Lorsqu'on soumet une éprouvette en béton de longueur  $l$ , à des efforts de compression, il se produit non seulement un raccourcissement longitudinal  $\Delta l$  mais également un gonflement transversal. Si  $a$  est la dimension initiale du côté de l'éprouvette, cette dimension devient  $a + \Delta a$  et la variation unitaire est  $\frac{\Delta a}{a}$ .

On appelle coefficient de poisson le rapport :

$$\frac{\frac{\Delta a}{a}}{\frac{\Delta l}{l}} = \nu = \frac{\text{Déformation transversale}}{\text{Déformation longitudinale}}$$

Le coefficient de Poisson  $\nu$  prend les valeurs suivantes :

$$\nu = \begin{cases} 0,2 (ELS) \\ 0 (ELU) \end{cases} \dots\dots\dots \text{Art(A.2.1.3) [2]}$$

**I.8.1.7. Contrainte ultime de cisaillement (du béton) :**

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

$$\left. \begin{array}{l} \tau_{adm} = \min (0.20f_{cj}/\gamma_b ; 5\text{Mpa}) \text{ pour la fissuration peu nuisible} \\ \tau_{adm} = \min (0.15f_{cj}/\gamma_b ; 4\text{Mpa}) \text{ pour la fissuration préjudiciable} \end{array} \right\} \text{ Art (A.5.2.11) [1]}$$

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

$$\begin{array}{ll} \tau_{adm}=3.33\text{Mpa} & \longrightarrow \text{fissuration peu nuisible.} \\ \tau_{adm}=2.50\text{Mpa} & \longrightarrow \text{fissuration préjudiciable.} \end{array}$$

**I.8.2. L'Acier :****I.8.2.1. Définition :**

L'acier est fabriqué à partir du Fer dans des hauts fourneaux, c'est le carbone qui influence sur la qualité de l'acier. Les aciers sont destinés à équilibrer les efforts de traction et éventuellement de compression que le béton ne pourrait pas supporter seul.

**I.8.2.2. Différents types d'aciers :**

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

➤ **Les ronds lisses (R.L) :**

Les ronds lisses sont obtenus par laminage d'un acier doux. Comme leur nom l'indique, leur surface ne présente aucune aspérité en dehors des irrégularités de laminage qui sont négligeables, on utilise les nuances FeE215 et FeE235 et les diamètres normalisés 6, 8, 10, 12, 14, 16, 20, 25, 32,40 et 50mm.

- ✓  $f_e=215\text{Mpa}$  (contrainte à la limite élastique).
- ✓  $f_u=330$  à  $490\text{Mpa}$  (contrainte à la limite de rupture).
- ✓  $f_e=235\text{MPa}$ .
- ✓  $f_u=410$  à  $490\text{MPa}$ .
- ✓ Coefficient de fissuration:  $\eta=1$ .

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

Dans le but d'augmenter l'adhérence béton-acier, on utilise des armatures présentant une forme spéciale. Généralement obtenue par des nervures en saillie sur le corps de l'armature. On a deux classes d'acier FeE400 et FeE500 et les mêmes diamètres que les R L.

Les aciers utilisés dans notre bâtiment sont des FeE400 de type 1 caractérisés par:

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

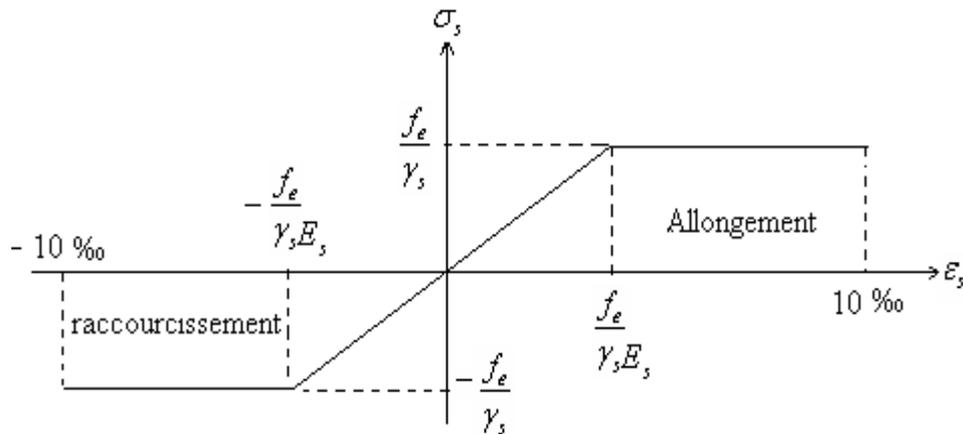
➤ **Treillis soudés :**

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

- ✓ TL50( $\phi > 6\text{mm}$ ) ;  $f_e=500\text{Mpa}$ .
- ✓ TL52( $\phi \leq 6\text{mm}$ ) ;  $f_e=520\text{Mpa}$ .

### I.8.2.3. Diagramme des contraintes – déformations (acier) :

Le diagramme contrainte ( $\sigma_s$ ) déformation ( $\epsilon_s$ ) est conventionnellement défini comme suit: Art (A.2.2.2, p11) [1]



**Figure I.3 :** Diagramme contraintes-déformations de calcul

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

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

$\gamma_s$  : coefficient de sécurité ayant pour valeur:

$\gamma_s = 1$  situation accidentelle (choc et séisme).

$\gamma_s = 1.15$  situation durable ou transitoire.

**I.8.2.4. Contrainte limite des aciers :**

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

Etat limite de service: on distingue les cas suivants:

Cas où la fissuration est préjudiciable, la vérification à l'état limite ultime est suffisante. La contrainte est limitée à:

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{(\eta \times f_{ij})} \right] [MPa] \dots\dots\dots \text{Art (A.4.5.32) [1]}$$

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

✓ Cas où la fissuration est très préjudiciable:

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{1}{2} \times f_e ; 90 \times \sqrt{(\eta \times f_{ij})} \right] [MPa] \dots\dots\dots \text{Art (A.4.5.32) [1]}$$

$\eta$  : Coefficient de fissuration avec:

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

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

# Prédimensionnement des éléments

## Chapitre II

### II.1.Introduction :

Le pré dimensionnement à pour but de déterminer l'ordre de grandeur des différents éléments de la structure pour reprendre les efforts dues aux charges permanentes et surcharges d'exploitations.

Le pré dimensionnement de chaque élément de la structure est conforme aux règlements BAEL91, RPA99 addenda 2003 et le CBA93.

Dans ce qui suit un pré dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux est présenté.

### II.2. Pré dimensionnement des éléments non structuraux :

Ce sont les éléments qui ne participent pas au contreventement de la structure. Ils assurent la transmission des efforts aux différents éléments de contreventements.

#### II.2.1. Les planchers :

##### II.2.1.1. Plancher corps creux :

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

$$h_t \geq \frac{L}{22,5} \quad (\text{Art B.6.8.4.2 CBA 93}).$$

Avec :

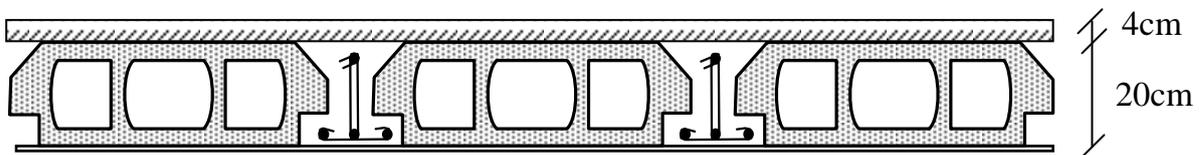
L: La portée maximale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

$h_t$  : Hauteur totale du plancher.

$L = 535 \text{ cm}$

$$h_t \geq \frac{535}{22.5} \Rightarrow h_t \geq 23.77 \text{ cm}$$

On adopte un plancher d'une épaisseur de  $h_t = 24 \text{ cm}$ , 20cm pour le corps creux et 04cm pour la dalle de compression.



**Figure II.1 :** Plancher à corps creux

➤ **Plancher étage courant :**

Tableau II.1 : Evaluation des charges de plancher étage courant.		
Désignation des éléments	e (cm)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Cloisons légères de séparation	10.0	1
Revêtement en Carrelage	2	0.40
Mortier de pose	2	0.40
Lit Sable	3	0.54
Plancher corps creux (20+4)	24	3.42
Enduit en plâtre	2.00	0.20
		$\Sigma = 5.96$

$G_p = 5.96 \text{ KN/m}^2$ .....(G plancher étages courant).

$Q_p = 1.5 \text{ KN/m}^2$ .....(Q plancher étages courant).

➤ **Plancher terrasse accessible :**

Tableau II.2: Evaluation des charges de plancher terrasse accessible.		
Désignation des éléments	e (cm)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	2.00	0.40
Mortier de pose	2.00	0.40
Lit de sable	2.00	0.36
Forme de pente	15%	2.20
Plancher corps creux (20+4)	24	3.42
Enduit en plâtre	2.00	0.20
		$\Sigma = 6.98$

$$G_{pa} = 6.98 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad Q_{pa} = 1.5 \text{ KN/m}^2.$$

**II.2.1.2. dalle pleine :**

L'épaisseur des dalles est déterminée à partir des conditions ci-après :

**a. Résistance au feu :**

- $e \geq 7\text{cm}$  pour une heure de coupe feu.
- $e \geq 11\text{cm}$  pour deux heures de coupe feu.
- $e \geq 17,5\text{cm}$  pour quatre heures de coupe feu.

On choisit une épaisseur  $e = 12\text{cm}$ .

**b. Isolation phonique :**

Selon les règles techniques <CBA93> en vigueur en Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

L'épaisseur choisie ( $e=14\text{cm}$ ) répond au critère.

**c. Critère de résistance :**

$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$  Pour une dalle sur deux appuis.

$e \geq \frac{L_x}{20}$  Pour une dalle sur un seul appui.

$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$  Pour une dalle sur 3 ou 4 appuis.

• **Panneau sur 03 appuis :**

Dalle sur 3 appuis, d'épaisseur 14 cm. Elle se situe au niveau des planchers sur toute la hauteur du bâtiment.

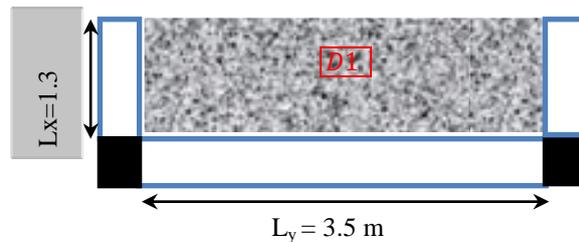


Figure II .2 : Dalle sur 3 appuis (D1)

Tableau II.3: Evaluation des charges des dalles pleines.					
Désignation des éléments		e (cm)			Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44	1.5 pour plancher central
2	Mortier de pose	20	0.02	0.4	
3	Lit de sable	18	0.02	0.36	
4	Dalle pleine	25	0.14	3.5	
5	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28	
				<b>4.98</b>	<b>1.5</b>

➤ **Les balcons :**

Ce sont des dalles pleines pouvant reposer sur un, deux ou trois appuis. Les balcons sont considérés secondaires dans le contreventement de la structure.

Nous évaluons dans ce qui suit les différentes charges revenant aux balcons :

Tableau II.4: Evaluation des charges des balcon.		
Désignation des éléments	e (cm)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	2	0.40
Dalle pleine	14	3.5
Mortier de pose	2	0.40
Sable fin	3	0.54
Enduit de ciment	1.5	0.27
		$\Sigma = 5.11$

G= 5,11 KN/m<sup>2</sup> ; Q= 3,5 KN/m<sup>2</sup>.

**II.2.2. Les poutrelles:**

Ce sont des éléments préfabriqués en béton ou coulé sur place armé destinés à transmettre les charges verticales aux poutres.

Le choix du sens de disposition des poutrelles dépend de deux critères qui sont :

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

**Pré dimensionnement**

**h<sub>t</sub>** : Hauteur du plancher (h<sub>t</sub> = 24 cm).

**h<sub>0</sub>** : Hauteur de la dalle de compression (h<sub>0</sub> = 4 cm).

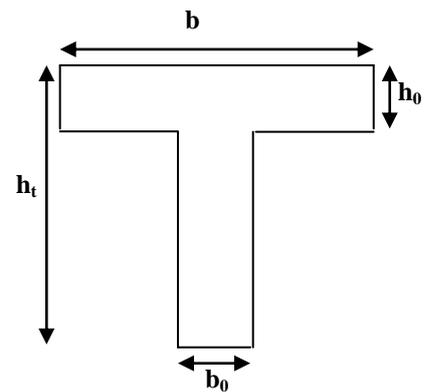
**b<sub>0</sub>** : Largeur de la nervure ;

Tel que : b<sub>0</sub> = (0,4 à 0,6) \* h<sub>t</sub>

$$b_0 = (0.4\text{à}0.6) \times 24 \Rightarrow b_0 = (9.6\text{à}14.4)cm$$

On opte pour : **b<sub>0</sub>=12 cm**

**b** : Largeur efficace de la dalle donnée par la formule :



**Figure II. 3 : Schéma poutrelle**

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

L<sub>x</sub> : est l'entre axe de deux poutrelles successives.

L<sub>y</sub> : est la distance maximale entre nus d'appuis de deux poutres perpendiculaires à L<sub>x</sub>

$$L_x = 65 - 10 = 55 \text{ cm}$$

$$L_y = 580 - 45 = 535 \text{ cm}$$

$$\frac{b-10}{2} \leq \text{Min} \left[ \frac{55}{2}; \frac{535}{10} \right] \Rightarrow b \leq 65 \text{ cm}$$

On opte pour : **b=65 cm.**

### II.2.3. Les murs :

#### II.2.3.1. Murs extérieurs :

Ils jouent un rôle important dans l'isolation thermique et phonique du bâtiment. Ils sont caractérisés par un coefficient de comportement qui caractérise la structure étudiée.

➤ **Evaluations des charges :**

<b>Tableau II.5: Evaluation des charges des cloisons extérieures.</b>				
	<b>Désignation des éléments</b>	<b>Epaisseurs (cm)</b>	<b>Densité (KN/m<sup>3</sup>)</b>	<b>Poids (KN/m<sup>2</sup>)</b>
<b>01</b>	Enduit extérieur en ciment	2	20	0.40
<b>02</b>	Brique creuse	15	9	1.35
<b>03.</b>	Lame d'aire	05	/	/
<b>04</b>	Brique creuse	10	9	0.9
<b>05</b>	Enduit intérieur en plâtre	1.5	10	0.30
<b>Charge permanente totale</b>				<b>G = 2.95</b>

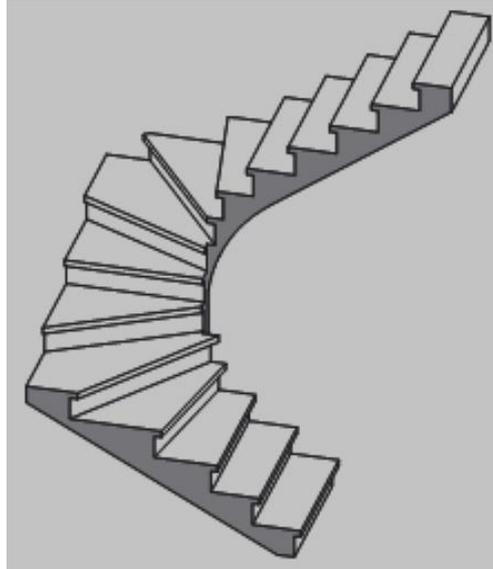
#### II.2.3.2. Murs intérieurs :

➤ **Evaluation des charges :**

<b>Tableau II.6 : Evaluation des charges des cloisons intérieurs.</b>				
<b>Murs intérieurs</b>	<b>Enduit de plâtre</b>	14	0.02	0.28
	<b>Brique creuse</b>	9	0.1	0.9
	<b>Enduit de plâtre</b>	14	0.02	0.28
<b>Total</b>				<b>1.46</b>

**II.2.4. Les escaliers :**

L'escalier est un élément en béton armé conçus sur place. Il est constitué d'une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre. Dans notre cas on à des escaliers balancés.



**Figure II.4 :** schémas de l'escalier.

Le calcul d'escalier est assimilé à une poutre simplement appuyée, et sollicitée à la flexion simple. Pour dimensionner les marches et les contre marches, on utilise la relation de **BLONDEL**

$$59 < 2h+g < 66$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} h = \frac{H}{n} \\ g = \frac{L}{n-1} \end{array} \right. \dots\dots(01)$$

n : nombre de contre marche.

H : hauteur de la volée.

L : longueur de la volée.

g: le giron

Soit :  $g+2h=64\text{cm} \dots\dots\dots (02)$

On remplace (01) dans (02) on obtient l'équation :  $64n^2-(64+2H+L) n+2H=0$ .

En fonction du nombre de volées ; nous avons définis deux types d'escalier : escalier à deux volées et escalier a une seule volée.

1- Escalier à deux volées :

Volée 1 :

- La hauteur de la volée :  $H=170\text{cm}$

- La longueur de la volée :  $L=210\text{cm}$

On obtient :

$$64n^2 - 580n + 340 = 0$$

Après résolution on a :  $n=9,003$

On opte pour un nombre de contre marche :  $n=10$

➤ Calcule de l'angle  $\alpha$  :

$$\text{tg}\alpha = 136/210 = 0,647$$

$$\alpha = 32,90^\circ$$

➤ Calcule de 'h' et 'g' :

$$h = (H/n) = 170/10 = 17\text{cm}$$

$$g = (L/7) = (210/7) = 30\text{cm}$$

➤ Vérification de la relation de blondel :

$$59 \leq g+2h \leq 66\text{cm}$$

$$59 \leq 30+2*17 \leq 66\text{cm}$$

$$59 \leq 64 \leq 66\text{cm} \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

➤ Epaisseur de la paillasse :

Elle est calculée par la relation suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L'}{30} \leq e \leq \frac{L'}{20} \\ \text{pour 2 heures de coup feu, } e \geq 11 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$L = 210+150=360\text{cm}$$

$$L' = \sqrt{L^2 + H^2} \Rightarrow L' = 3.98 \text{ m.}$$

( $L'$ : longueur développée de l'appuis jusqu'à l'appuis)

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 13.26 \text{ cm} \leq e \leq 19.9 \text{ cm} \\ e \geq 11\text{cm} \end{array} \right.$$

Donc, on opte pour une épaisseur de la paillasse :  **$e=14\text{cm}$**

Volée 2 :

- La hauteur de la volée :  $H=136\text{cm}$

- La longueur de la volée :  $L=180\text{cm}$

On obtient :

$$64n^2 - 516n + 272 = 0$$

Après résolution on à :  $n=7,50$

On opte pour un nombre de contre marche :  $n=8$

➤ Calcule de l'angle  $\alpha$  :

$$\text{tg}\alpha = 119/180 = 0,661$$

$$\alpha = 33,46^\circ$$

➤ Calcule de 'h' et 'g' :

$$h = (H/n) = 136/8 = 17\text{cm}$$

$$g = (L/7) = (180/6) = 30\text{cm}$$

➤ Vérification de la relation de blondel :

$$59 \leq g+2h \leq 66\text{cm}$$

$$59 \leq 30+2*17 \leq 66\text{cm}$$

$$59 \leq 64 \leq 66\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

➤ Epaisseur de la paillasse :

Elle est calculée par la relation suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L'}{30} \leq e \leq \frac{L'}{20} \\ \text{pour 2 heures de coup feu, } e \geq 11 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$L = 180+150=330\text{cm}$$

$$L' = \sqrt{L^2 + H^2} \Rightarrow L' = 3.56 \text{ m.}$$

( $L'$ : longueur développée de l'appuis jusqu'à l'appuis)

$$\Rightarrow \begin{cases} 11.87 \text{ cm} \leq e \leq 17.80 \text{ cm} \\ e \geq 11\text{cm} \end{cases}$$

Donc, on opte pour une épaisseur de la paillasse :  $e=14\text{cm}$

Les charges permanentes et surcharges d'exploitations des escaliers sont décrites dans les deux tableaux ci-dessous :

Tableau II.7 : évaluation des charges des paliers d'escaliers.				
Désignation	Poids volumique (KN /m <sup>3</sup> )	Epaisseurs (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )	Surcharges Q (KN/m <sup>2</sup> )
Palier	25	0.15	3.75	2.5
Carrelage	22	0.02	0.44	
Mortier de pose	20	0.02	0.4	
Lit de sable	18	0.02	0.36	
Enduit de plâtre	14	0.02		

Total	/	/	5.23	
-------	---	---	------	--

**Tableau II.8** : évaluation des charges des volées d’escaliers.

Désignation	Poids volumique (KN /m <sup>3</sup> )	Epaisseurs (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )	Surcharges Q (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement en carrelage H	22	0.02	0.44	2.5
Revêtement en carrelage V	22	0.02 h/g	0,25	
Mortier de pose H	20	0.02	0.4	
Mortier de pose V	20	0.02 h/g	0.23	
Marches	22	h/2	1.87	
Paillasse	25	0.15/cos(32°.90)	4.466	
Enduit en plâtre	14	0.02/cos(32°.90)	0.333	
<b>Total</b>		<b>Epaisseur 15cm</b>	<b>7.989</b>	

**II.3. PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX :**

Ce sont les éléments qui assurent le contreventement de la structure.

**II.3.1. Les voile :**

Ce sont des éléments porteurs en béton armé qui reprennent les efforts sismiques et les efforts verticaux.

Leur pré dimensionnement doit satisfaire les conditions du RPA99 suivantes :

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

Avec :

$h_e$  : Hauteur libre d’étage.

e : Epaisseur du voile.

L : Longueur du voile.

Tableau II.9 : pré dimensionnement des voiles		
Nature d'étage	Hauteur libre d'étage (m)	Epaisseur du voile $e \geq h_e / 20$ (cm)
RDC	3,57	18
Etage courant	3,06	16

On opte pour une épaisseur de **20cm** pour tous les niveaux. Cette épaisseur vérifie toutes les conditions précédemment énoncées.

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

On prend **L=80cm**

**II.3.2. 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.3.2.1. Les poutres principales (P.P) :**

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 :

$$\frac{L}{16} \leq h_t \leq \frac{L}{12}$$

Avec :  $h_t$  : hauteur de la poutre.

L : distance maximale entre nus d'appuis ( $L = L_{\text{max}} = 6.60 \text{ m}$ )

$$\text{D'où : } \frac{660}{16} \leq h_t \leq \frac{660}{12}$$

$$\text{Donc : } 41,25 \leq h_t \leq 55,00$$

Soit  $h_t = 45 \text{ cm}$  et  $b = 40 \text{ cm}$

On doit vérifier les dimensions adoptées aux exigences du *RPA99addenda2003* (Art : 7.5.1) qui sont les suivantes :

{	$b \geq 20\text{cm}$	On a $b = 40\text{cm}$ .	—————→	C'est vérifié
	$h \geq 30\text{cm}$	On a $h = 45\text{cm}$ .	—————→	C'est vérifié
	$\frac{h}{b} \leq 4\text{cm}$	On a $h/b = 45/40 = 1,125$	—————→	C'est vérifié

Toutes les conditions du *RPA* sont vérifiées donc on opte pour les dimensions des poutres

principales les dimensions suivantes :

$$h = 45 \text{ cm}$$

$$b = 40 \text{ cm}$$

### II.3.2.2. Les poutres secondaires (P.S) :

Ce sont les poutres disposées parallèlement aux poutrelles. Elles sont pré dimensionnées selon la condition de flèche du *CBA93*.

$$L = L_{\max} = 5.80 \text{ m}$$

$$\text{D'où : } \frac{580}{16} \leq h_t \leq \frac{580}{12}$$

$$\text{Donc : } 36,25 \leq h_t \leq 48,33 \quad \text{soit } h_t = 40 \text{ cm et } b = 30 \text{ cm}$$

On doit vérifier les dimensions adoptées aux exigences du *RPA99addenda2003* (Art : 7.5.1) qui sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{lll} b \geq 20 \text{ cm} & \text{On a } b = 30 \text{ cm} & \longrightarrow \text{C'est vérifié} \\ h \geq 30 \text{ cm} & \text{On a } h = 40 \text{ cm} & \longrightarrow \text{C'est vérifié} \\ \frac{h}{b} \leq 4 & \text{On a } h/b = 40/30 = 1.33 & \longrightarrow \text{C'est vérifié} \end{array} \right.$$

Toutes les conditions du *RPA* sont vérifiées donc on opte pour l'ensemble des poutres secondaires les dimensions suivantes :

$$h = 40 \text{ cm}$$

$$b = 30 \text{ cm}$$

### II.3.3. Les poteaux :

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

Leur pré dimensionnement se fait à l'ELS et en compression simple selon l'article (b8.4.1) du *CBA* tout en vérifiant les exigences du *RPA* à savoir :

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$ .
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e / 20$ .
- $1/4 \leq b_1/h_1 \leq 4$ .

En supposant que le béton reprend lui seul l'effort normal, la section du poteau est donnée par la formule suivante :

$$S \geq \frac{N}{\sigma_s}$$

Avec :

$\sigma_b$  : contrainte de compression du béton.

S : section du poteau.

N : effort normal revenant au poteau.

Dans un premier temps on pré dimensionne selon les exigences du (RPA 99).

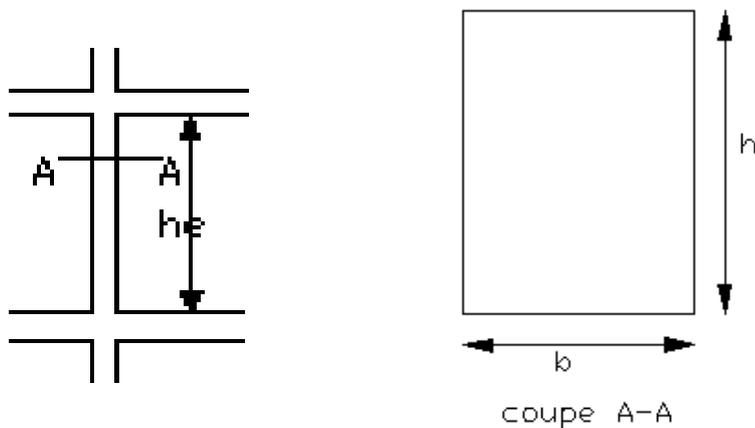
Pour un poteau en Zone IIa on a :

$$b_1 = 55\text{cm}$$

$$h_1 = 55\text{cm}$$

Afin de déterminer le poteau le plus sollicité, nous avons effectué la descente de charge sur les poteaux qui nous semblaient les plus sollicités;

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectué la descente de charge, tout en vérifiant les recommandations du RPA99.



**Figure II.5 :** Hauteur libre d'étage.

On fixe les sections des poteaux comme suit :

RDC, 1<sup>ère</sup> étages :  $55 \times 55\text{cm}^2$

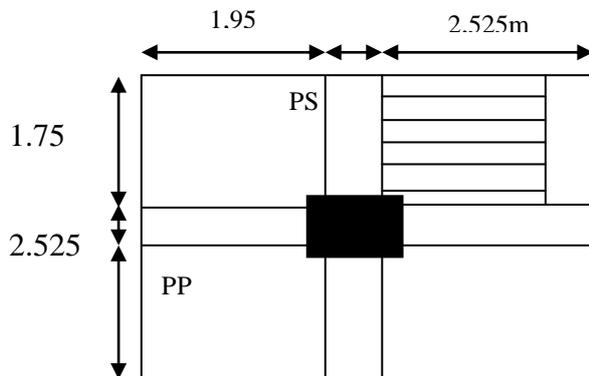
2<sup>ème</sup> : 6<sup>ème</sup> étage :  $50 \times 50\text{cm}^2$

7<sup>ème</sup> et 8<sup>ème</sup> étage :  $45 \times 45\text{cm}^2$

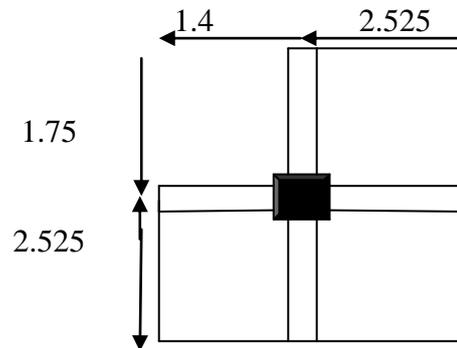
9<sup>ème</sup> et 10<sup>ème</sup> étage :  $40 \times 40\text{cm}^2$

Grenier :  $35 \times 35\text{cm}^2$

**II.3.3.1. La descente de charge :**



**Figure II.6 :** La surface afférente  
Etage courant



**Figure II.7 :** La surface afférente  
Grenier

➤ **Les surfaces afférentes :**

✓ **La surface afférente étages courant :**

$$S_{\text{planchers}} = S_1 + S_2 + S_3$$

$$S_{\text{planchers}} = 14.71 \text{ m}^2$$

✓ **La surface afférente grenier :**

$$S_{\text{planchers}} = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$S_{\text{planchers}} = 14.33 \text{ m}^2$$

**II.3.4. Poids des éléments porteurs :**

**a) poteau :**

Tableau II.10: Poids des poteaux					
Etage	RDC 1 <sup>ere</sup> Etage	2 <sup>ème</sup> jusqu'au 6 <sup>ème</sup> étage	7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> étage	9 <sup>ème</sup> et 10 <sup>ème</sup> étage	Grenier
S (cm <sup>2</sup> )	55×55	50×50	45×45	40×40	35×35
G (KN)	23.14	19.12	15.49	12.24	9.37

**b) poutres :**

$$G_{pp} = [(1.95 + 2.525) \times 0.45 \times 0.40] \times 25 = 20.13 \text{ KN} \quad (\text{poutre principale})$$

$$G_{ps} = [(1.75 + 2.525) \times 0.40 \times 0.30] \times 25 = 12.82 \text{ KN} \quad (\text{poutre secondaire})$$

**II.3.5. La loi de dégression :**

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 va se sommer avec leurs valeurs réelles (sans coefficients).

**II.3.5.1. Enoncé de la loi de dégression :**

Dans notre cas les surcharges d'exploitation sont égales.

$Q_1 = Q_2 = \dots = Q_n = Q$  (Étages à usage d'habitation), et soit  $Q_0$  la surcharge d'exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment.

Donc la loi de dégression sera comme suit :

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

*DTR B.C 2.2 (6.3)*

➤ **Descente de charges du poteau choisit**

<b>Tableau II.11: descente de charge &lt;G&gt; et &lt;Q&gt;</b>					
<b>NIVEAU</b>	<b>Désignation</b>	<b>SECTION (m<sup>2</sup>)</b>	<b>POIDS (KN /m<sup>2</sup>)</b>	<b>G Total (KN)</b>	<b>Q Total (KN)</b>
<b>Toiture de grenier</b>	Dalle+tuile	19.13	3.45	66	<b>19.13</b>
	P.P	0.18	25*4.475	20.13	
	P.S	0.12	25*4.275	12.82	
<b>Grenier</b>	<b>N0</b>			<b>98.95</b>	
	Pot	0.35*0.35	25*3.06	9.37	

	Mur intérieur	17.20	1.46	25.11	<b>33.46</b>
	Plancher	14.33	6.88	98.90	
	P.P	0.18	25*4.475	20.13	
	P.S	0.12	25*4.275	12.82	
<b>Étage N°10</b>	<b>N1</b>			<b>265.08</b>	<b>65.025</b>
	Pot	0.40*0.40	25*3.06	12.24	
	Mur intérieur	12.54	1.46	18.31	
	Escalier	3.8	7.843	29.803	
	Plancher	14.71	5.96	87.68	
	P.P	0.18	25*4.475	20.13	
	P.S	0.12	25*4.275	12.82	
<b>Étage N°9</b>	<b>N2</b>			<b>446.063</b>	<b>96.59</b>
	Pot	0.40*0.40	25*3.06	12.24	
	Mur intérieur	12.54	1.46	18.31	
	Escalier	3.8	7.843	29.803	
	Plancher	14.71	5.96	87.68	
	P.P	0.18	25*4.475	20.13	
	P.S	0.12	25*4.275	12.82	
<b>Étage N°8</b>	<b>N3</b>			<b>627.046</b>	<b>128.155</b>
	Pot	0.45*0.45	25*3.06	15.49	
	Mur intérieur	12.45	1.46	18.31	
	Escalier	3.8	7.843	29.803	
	Plancher	14.71	5.96	87.68	
	P.P	0.18	25*4.475	20.13	
	P.S	0.12	25*4.275	12.82	
<b>Étage N°7</b>	<b>N4</b>			<b>811.279</b>	<b>159.72</b>
	Pot	0.45*0.45	25*3.06	15.49	
	Mur intérieur	12.45	1.46	18.31	
	Escalier	3.8	7.843	29.803	
	Plancher	14.71	5.96	87.68	
	P.P	0.18	25*4.475	20.13	

	P.S	0.12	25*4.275	12.82	
<b>Étage N°6</b>	<b>N5</b>			<b>995.512</b>	
	Pot	0.50*0.50	25*3.06	19.12	<b>191.285</b>
	Mur intérieur	12.45	1.46	18.31	
	Escalier	3.8	7.843	29.803	
	Plancher	14.71	5.96	87.68	
	P.P	0.18	25*4.475	20.13	
	P.S	0.12	25*4.275	12.82	
<b>Étage N°5</b>	<b>N6</b>			<b>1183.375</b>	
	Pot	0.50*0.50	25*3.06	19.12	<b>222.85</b>
	Mur intérieur	12.45	1.46	18.31	
	Escalier	3.8	7.843	29.803	
	Plancher	14.71	5.96	87.68	
	P.P	0.18	25*4.475	20.23	
	P.S	0.12	25*4.275	12.82	
<b>Étage N°4</b>	<b>N7</b>			<b>1371.338</b>	
	Pot	0.50*0.50	25*3.06	19.12	<b>254.415</b>
	Mur intérieur	12.45	1.46	18.31	
	Escalier	3.8	7.843	29.803	
	Plancher	14.71	5.96	87.68	
	P.P	0.18	25*4.475	20.13	
	P.S	0.12	25*4.275	12.82	
<b>Étage N°3</b>	<b>N8</b>			<b>1559.201</b>	
	Pot	0.50*0.50	25*3.06	19.12	<b>285.98</b>
	Mur intérieur	12.45	1.46	18.31	
	Escalier	3.8	7.843	29.803	
	Plancher	14.71	5.96	87.68	
	P.P	0.18	25*4.475	20.13	
	P.S	0.12	25*4.275	12.82	
<b>Étage N°2</b>	<b>N9</b>			<b>1747.064</b>	
	Pot	0.50*0.50	25*3.06	19.12	

	Mur intérieur	12.45	1.46	18.31	<b>317.545</b>
	Escalier	3.8	7.843	29.803	
	Plancher	14.71	5.96	87.68	
	P.P	0.18	25*4.475	20.13	
	P.S	0.12	25*4.275	12.82	
<b>Étage N°1</b>	<b>N10</b>			<b>1905.124</b>	<b>349.11</b>
	Pot	0.55*0.55	25*3.06	23.14	
	Mur intérieur	12.45	1.46	18.31	
	Escalier	3.8	7.843	29.803	
	Plancher	14.71	5.96	87.68	
	P.P	0.18	25*4.475	20.23	
	P.S	0.12	25*4.275	12.82	
<b>RDC</b>	<b>N11</b>			<b>2097.007</b>	<b>349.11</b>
	Pot	0.55*0.55	25*3.06	23.14	
	<b>N12*</b>			<b>2120.147</b>	

$$Nu = 1.35 * 2120.147 + 1.50 * 349.11 = 3385.863 \text{ KN,}$$

$$Ns = 2120.147 + 349.11 = 2469.257 \text{ KN}$$

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

$$\text{Donc } Nu = 1.1 \times 3385.863 = 3724.449 \text{ KN}$$

Une fois l'effort normal ultime revenant au poteau le plus sollicité est déterminé, on doit vérifier ce dernier à la compression simple et au flambement.

#### II.4. Vérifications :

##### II.4.1. Vérification à la compression simple :

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{Nu}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{tel que : } \bar{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \times f_c}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{bc}} \Rightarrow B \geq \frac{3385.863}{14.2 \times 10^3} \Rightarrow B \geq 0.238 \text{ m}^2$$

A la base  $B=0.55*0.55=0.302m^2 \rightarrow c'$ est vérifié.

**Tableau .II.12 :** résumé des vérifications à la compression à tous les niveaux du poteau choisit

Niveau	Nu	Section	Condition		Observation
			$B > B_{calculé}$		
			B (m <sup>2</sup> )	$B_{calculé}$ (m <sup>2</sup> )	
N0	162.227	35×35	0.122	0.011	Vérifié
N1	408.048	40×40	0.160	0.028	Vérifié
N2	699.722	40×40	0.160	0.047	Vérifié
N3	991.397	45×45	0.202	0.069	Vérifié
N4	1287.459	45×45	0.202	0.090	Vérifié
N5	1583.521	50×50	0.250	0.111	Vérifié
N6	1884.483	50×50	0.250	0.132	Vérifié
N7	2185.581	50×50	0.250	0.153	Vérifié
N8	2486.543	50×50	0.250	0.175	Vérifié
N9	2787.506	50×50	0.250	0.196	Vérifié
N10	3048.234	55×55	0.302	0.214	Vérifié
N11	3354.624	55×55	0.302	0.236	Vérifié

**II.4.2. Vérification au flambement :**

On doit vérifier que :

$$N_u \leq \alpha \left[ \frac{B_r * f_{c28}}{0,9 * \gamma_b} + \frac{A_s * f_e}{\gamma_s} \right] \quad [2]$$

$B_r$  : section réduite de poteau  $\Rightarrow B_r = (b - 2) \cdot (h - 2)$

$A_s$  : section des armatures calculées

$\alpha$  : coefficient en fonction de l'élancement  $\lambda$  tel que :

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{\left[1+0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2\right]} & \dots\dots\dots 0 < \lambda \leq 50 \\ 0,6\left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \dots\dots\dots 50 < \lambda \leq 70 \end{cases} \quad [2]$$

$l_f$  : longueur de flambement :  $l_f = 0,7 * l_0$  [2]

$i$  : rayon de giration défini par :  $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

$\lambda$  est définie comme suite :  $\lambda = \frac{l_f}{i}$

I: moment d'inertie:  $I = h \cdot b^3 / 12$ .

$L_0$  ; longueur du poteau.

$$L_f = 0,7 * 3,06 = 2,142 \text{ m.}$$

$$B = 0,55 * 0,55 = 0,302 \text{ m}^2,$$

$$I = \frac{0,55 \times 0,55^3}{12} = 7,62 \times 10^{-3} \text{ m}^4.$$

$$i = \sqrt{\frac{7,62 \times 10^{-3}}{0,302}} = 0,159 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{2,142}{0,159} = 13,47 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \times \left(\frac{13,47}{35}\right)^2} = 0,82$$

D'après le BAEL91 on doit vérifier :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left[ \frac{f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$$

$$B_r \geq \frac{3385,863 \times 10^{-3}}{0,82 \times \left[ \frac{25}{0,9 \times 1,5} + \frac{400}{100 \times 1,15} \right]} = 0,187 \text{ m}^2$$

Or nous avons :

$$B_r = (55 - 2,5) \times (55 - 2,5) \times 10^{-4} = 0,275 \text{ m}^2$$

$$0,275 > 0,187$$

Donc le poteau ne risque pas de flamber.

**Tableau II.13** : résumé des vérifications au flambement du poteau choisit à tous les niveaux

Niveau	Nu(KN)	Section (m <sup>2</sup> )	Condition $B_r > B_{r\ min}$		Observation
			$B_r$ (m <sup>2</sup> )	$B_{r\ min}$ (m <sup>2</sup> )	
N0	162.227	35×35	0.122	0,008	Vérifié
N1	408.048	40×40	0.160	0,022	Vérifié
N2	699.722	40×40	0.160	0,037	Vérifié
N3	991.397	45×45	0.202	0,055	Vérifié
N4	1287.459	45×45	0.202	0,071	Vérifié
N5	1583.521	50×50	0.250	0,087	Vérifié
N6	1884.483	50×50	0.250	0,104	Vérifié
N7	2185.581	50×50	0.250	0,121	Vérifié
N8	2486.543	50×50	0.250	0,137	Vérifié
N9	2787.506	50×50	0.350	0,154	Vérifié
N10	3048.234	55×55	0.302	0,168	Vérifier
N11	3354.624	55×55	0.302	0.185	Vérifier

**II.5. Conclusion :**

Le pré dimensionnement est fait en guise d'un avant projet en répondant aux différentes exigences de pré dimensionnement données *RPA99 addenda 2003, BAEL91 et CBA93*, dans le but d'avoir une estimation des dimensions des sections des différents éléments à adopter.

L'épaisseur des planchers corps creux a été estimée à (20+4)cm ; l'épaisseur des dalles pleines des balcons est de 14cm. Une fois les éléments non structuraux pré dimensionnés, nous avons procédé au pré dimensionnement des éléments structuraux. Les voiles ont été ainsi dimensionné à 20cm d'épaisseur, les sections des poutres ont été estimé à (40×45) cm pour les principales et (30×40) cm pour les poutres secondaires (Etage courant) et de (30x40) et (30x40) pour le (Grenier).

Les poteaux ont été étudiés à la compression et au flambement. Nous avons effectué la descente de charge sur le poteau qui nous semblaient le plus sollicitée, en se référant : à la surface afférente, l'aboutissement des poutres, et position par rapport à la cage d'escalier. Les sections des poteaux ainsi adoptés sont :

RDC, 1<sup>ère</sup> étages :  $55 \times 55 \text{cm}^2$

2<sup>ème</sup> : 6<sup>ème</sup> étage :  $50 \times 50 \text{cm}^2$

7<sup>ème</sup> et 8<sup>ème</sup> étage :  $45 \times 45 \text{cm}^2$

9<sup>ème</sup> et 10<sup>ème</sup> étage :  $40 \times 40 \text{cm}^2$

Grenier :  $35 \times 35 \text{cm}^2$

# Etude des éléments secondaires

## Chapitre III

### III.1. Introduction :

Les éléments non structuraux n'apportant pas de contribution significative à la résistance aux actions sismiques d'ensemble peuvent être considérés comme éléments secondaires, à condition que leur résistance à ces actions soit effectivement négligée et qu'il ne soit soumis du fait des déformations imposées qu'à des sollicitations négligeables vis-à-vis des sollicitations d'autres origines.

Dans ce chapitre, on va aborder le calcul des éléments non structuraux suivants :

- Les planchers (corps creux et dalles pleines).
- Les escaliers.
- L'ascenseur.
- Poutre brisée.
- Poutre de chaînage.

Les planchers sont des aires planes qui servent à séparer les différents niveaux et à transmettre les charges qui lui sont appliquées aux poutres, et ils doivent supporter les charges qui lui sont appliquées (le poids propre + la charge d'exploitation), dans notre bâtiment les planchers à rencontrer sont :

- ✓ Planchers à corps creux.
- ✓ Planchers à dalle pleine.

### III.2. Planchers à corps creux :

#### III.2.1. Etude des planchers :

Les planchers sont des plaques horizontales réalisées en béton armé, délimitant les différents niveaux d'une structure. Leurs fonctions essentielles :

- **La résistance** : supporter son poids propre, les surcharges d'exploitation et transmettre les charges latérales aux éléments porteurs.
- **Le confort** : isolation thermique, phonique et coupe de feu.

Dans notre bâtiment les planchers à rencontrer sont :

- Plancher à corps creux : il est constitué de corps creux (hourdis) et d'une dalle de compression (16+4) reposant sur des poutrelles préfabriquées ou coulées sur place.

#### III.2.2. Etude des poutrelles :

##### III.2.2.1. Disposition des poutrelles :

La disposition des poutrelles se fait suivant deux critères :

- **Critère de la petite portée** : Les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée.

- **Critère de continuité :** Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement au sens du plus grand nombre d'appuis.

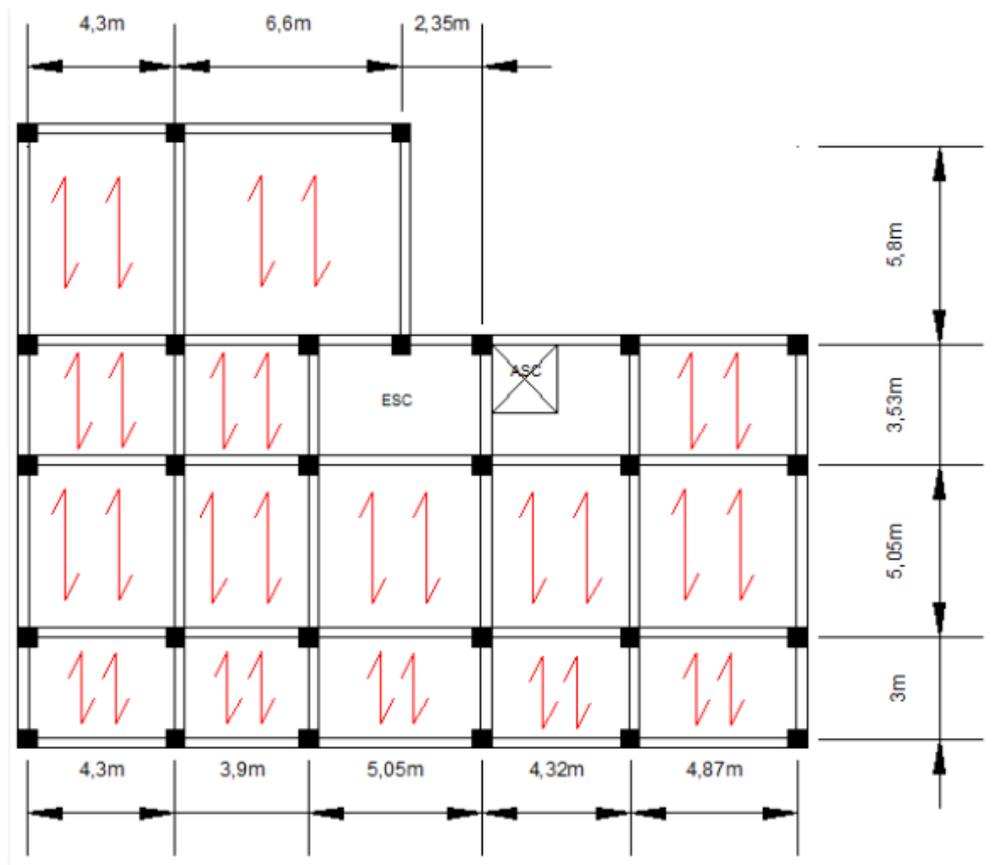


Figure III.1. Disposition des poutrelles.

### III.2.2.2. Méthode de calcul des sollicitations :

Pour le calcul des sollicitations on applique deux méthodes qui sont :

- ✓ Méthode forfaitaire.
- ✓ Méthode de Caquot.

Les poutrelles sont calculées à la flexion simple

#### a) Méthode forfaitaire :

- **Conditions d'application de la méthode forfaitaire :** il faut que :

- ✓ Le plancher soit à surcharge modérée c'est-à-dire :  $Q \leq \min(2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$
- ✓ Le moment d'inertie soit constant sur toutes les travées.

- ✓ Que le rapport :  $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$
- ✓ La fissuration est peu nuisible.

**- Exposée de la méthode :**

Soit une poutre continue soumise à une charge q

Et Soit :  $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$  avec  $\alpha$  : Coefficient traduit l'importance de  $\frac{Q}{Q+G}$

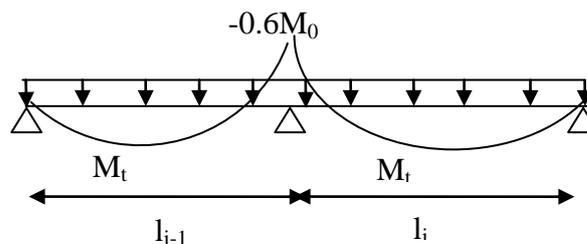
**-Moment sur appuis :**

- Sur les **Appuis de rive** les moments sont nuls cependant on les ferrailles (aciers de fissuration) avec une quantité d'acier équilibrant un moment égale à  $(-0,15 \times M_0)$ .

**-Appuis intermédiaires :**

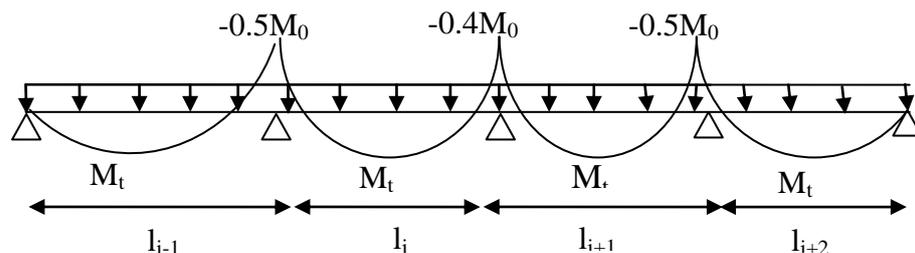
**- Poutres à deux travées :**

Les moments sont de l'ordre de  $(-0.6 \times M_0)$



**Figure III.2.**Moments sur une poutre à deux travées

**- Poutres à plus de deux travées :**



**Figure III.3.**Moments sur une poutre à plus de deux travées

Ces moment sont de l'ordre de :  $(-0.5 \times M_0)$  : Pour les appuis voisin de l'appui de rive.  
 $(-0,4 \times M_0)$  : Pour les autres appuis intermédiaires.

Tel que  $M_0$  : Le maximum des deux moments isostatique encadrant l'appui considéré.

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

**-Moment en Travées :**

Les moments en travée sont déterminés à partir des deux conditions suivantes

$$(1) \quad M_t + \frac{|M_g| + |M_d|}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0,3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1,05 \times M_0 \end{cases}$$

$$(2) : \begin{cases} M_t \geq \frac{1,2 + 0,3 \times \alpha}{2} \times M_0 \dots\dots(a) \\ M_t \geq \frac{(1 + 0,3 \times \alpha) \times M_0}{2} \dots\dots(b) \end{cases}$$

(a) : Si c'est une travée de rive.

(b) : Si c'est une travée intermédiaire.

$M_t$  : Est le maximum entre (1) et (2).

Tel que  $M_0$  : Moment isostatique de la travée considérée.

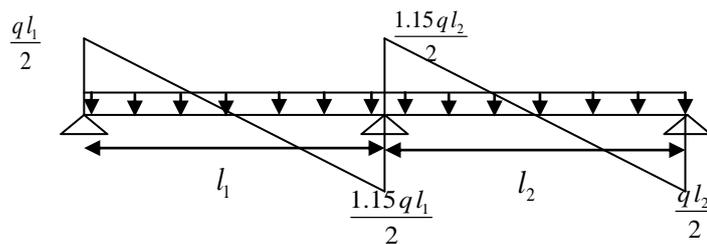
**- Evaluation des efforts tranchants :**

Les efforts tranchants sont évalués soit forfaitairement en supposant la discontinuité entre les travées, dans ce cas les efforts tranchants hyperstatiques sont confondu même avec les efforts tranchants isostatiques sauf pour les premiers appuis intermédiaires (voisin de rive). L'effort tranchant isostatique doit être majoré de :

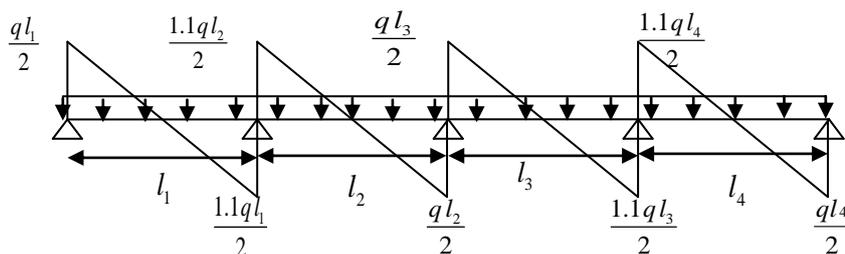
- ❖ 15 % s'il s'agit d'une poutre à deux travées
- ❖ 10 % s'il s'agit d'une poutre à plus de deux travées.

Soit par la méthode RDM :

Compte tenu de la continuité :  $V_u = V_{u0}$  (isostatique) +  $(M_i - M_{i-1}) / L_i$



**Figure III.4 :** Effort tranchant sur une poutre à 2 travées



**Figure III.5 :** Effort tranchant d'une poutre à plus de deux travées

**b) Méthode de CAQUOT :****- Condition d'application :**

Cette méthode s'applique pour les planchers à surcharge élevée ( $Q \geq \min(2G, 5\text{KN/m}^2)$ ) mais peut également s'appliquer pour les planchers à surcharge modérée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite.

**-Principe de la méthode :**

Cette méthode est basée sur la méthode des trois moments que Caquot a simplifiée et corrigé pour tenir compte de l'amortissement des effets de chargement des travées éloignées sur un appui donné, et de la variation du moment d'inertie des travées successives.

**- Moment en appuis :**

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

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

$L' = \begin{cases} 0,8L : \text{Travée intermédiaire} \\ L : \text{Travée de rive} \end{cases}$

**- Moment en travée :**

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

$$\frac{dM}{dX} = 0 \Rightarrow -q \times X + q \times \frac{L}{2} - \frac{M_g}{L} + \frac{M_d}{L} = 0$$

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

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

**- L'effort tranchant :**

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

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

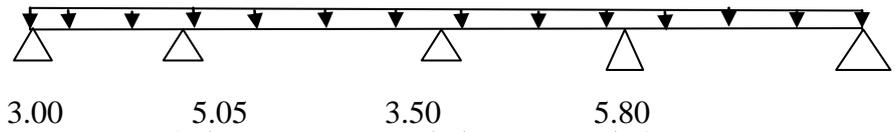
M g: Moment en appui de gauche de la travée considérée.

l : portée de la travée.

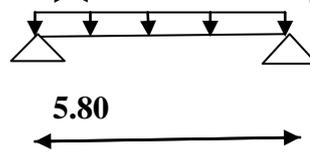
III.2.3. Les différents types des poutrelles :

➤ Terrasse accessible :

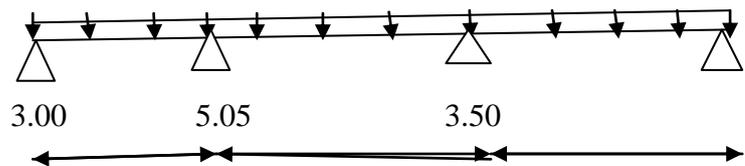
✓ Type 1 :



✓ Type 2 :

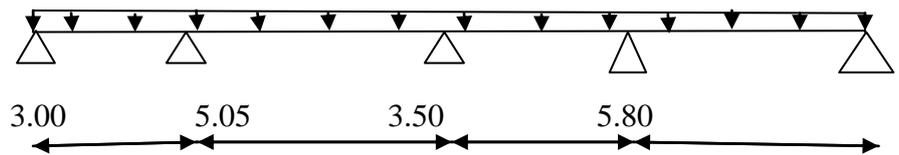


✓ Type 3 :

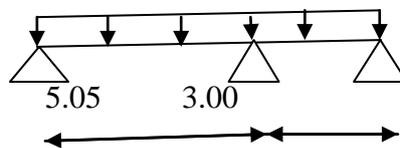


➤ Etage courant :

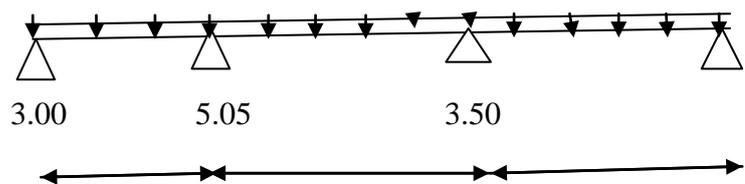
✓ Type 1 :



✓ Type 2 :



✓ Type 3 :



III.2.4 : Calcul des charges revenant aux poutrelles :

III.2.4.1. Dimensions de la poutrelle:

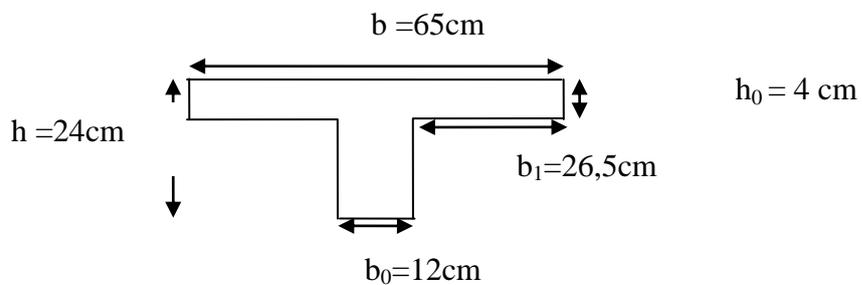


Figure III.6 : Schéma d'une poutrelle

b : largeur de la table des poutrelles

**III.2.4.2. Charges d'une poutrelle.**

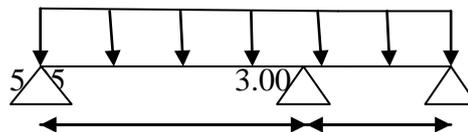
**Tableau.III.1.**Chargement sur les poutrelles

Type de plancher	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	b (m)	q <sub>u</sub> =(1.35G+1.5Q)b (KN/m)	q <sub>s</sub> =(G+Q) b (KN/m)	q' <sub>u</sub> =(1.35G'+1.5Q)b (KN/m)	q' <sub>s</sub> =(G'+Q)b (KN/m)
Terrasse accessible	6.98	1.50	0.65	7.587	5.512	5.546	4.00
Etage courant	5.96	1.50	0.65	6.692	4.849	4.949	3.557

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

b : largeur de la table des poutrelles (Figure.III.1.8)

➤ **type 2 : étage courant**



➤ **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire (BA.E.L91 artB6.2.21) :**

1. plancher à surcharge modérée ( $Q \leq \min (2G, 5\text{KN/m}^2)$ ) :  
 $Q=1.5\text{KN/m}^2 \leq \min (11.92, 5\text{KN/m}^2)$ .....condition vérifiée.
2. le rapport entre deux travées successives :  $0.8 \leq l_i/l_{i+1} \leq 1.2$  :  $5.05/3.00=1.68 > 1.25$   
 .....condition non vérifiée.
3. le moment d'inertie constant sur toutes les travées... ..... condition vérifiée.
4. fissuration peu nuisible (F.P.N).....condition vérifiée.

On voit que les conditions d'application de la méthode forfaitaire ne sont pas satisfaites ( $l_i/l_{i+1} = 5.05/3.00 = 1.68 > 1.25$ ).....donc on applique la méthode de Caquot.

Tel que :

$$G' = (2/3) G = 3.973 \text{ KN/m}^2 ; \quad Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

La poutrelle reprend la charge sur une distance de 0.65m.

$$q'_u = 4.949 \text{ KN/m.}$$

$$q'_s = 3.557 \text{ KN/m}$$

• **Calcul des moments aux appuis :**

✓ **Appuis de rives :**

$M_A = M_C = 0$ , mais le BAEL préconise de mettre des aciers de fissuration pour équilibrer un moment fictif  $M = -0.15 M_0$ . tel que

$$M_0 = \frac{q' L^2}{8}, \quad L = \max(l_{AB}, l_{BC}) = 5.05 \text{ m}$$

$$M_0^U = \frac{4.949 \times 5.05^2}{8} = 15.78 \text{ KN.m}$$

$$M_0^S = \frac{3.557 \times 5.05^2}{8} = 11.34 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELU: } M_A^U = M_C^U = -0.15 \times 15.78 = -2.367 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS: } M_A^S = M_C^S = -0.15 \times 11.34 = -1.701 \text{ KN.m}$$

✓ **Appuis intermédiaire:**

$$M_i = -\frac{q'_g \times L_g^3 + q'_d \times L_d^3}{8.5 \times (L'_g + L'_d)}$$

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

Chargement répartie  $\rightarrow q'_g = q'_d = q'$

$$M_i = -q' \left( \frac{l_g^3 + l_d^3}{8.5(l'_g + l'_d)} \right)$$

Appui B :  $l'_g = l_{AB} = 5.05 \text{ m}, l'_d = l_{BC} = 3.00 \text{ m}$

$$\begin{cases} \text{ELU: } M_B^U = -4.949 * \left( \frac{5.05^3 + 3.00^3}{8.5(5.05 + 3.00)} \right) = -11.26 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_B^S = -3.557 * \left( \frac{5.05^3 + 3.00^3}{8.5(5.05 + 3.00)} \right) = -8.098 \text{ N.m} \end{cases}$$

- Calcul des moments en travées :

$$M_t = M_0(x) + M_g\left(1 - \frac{X}{L}\right) + M_d\left(\frac{X}{L}\right)$$

Chargement répartie  $M_0$ : moment max dans la poutre supposée isostatique

$$M_0(x) = \frac{qx}{2}(l - x), X = \frac{l}{2} - \left(\frac{M_g - M_d}{q \cdot l}\right)$$

- ✓  $l$ : longueur de la travée considérée.
- ✓  $M_g$ : Moment de l'appui qui est à gauche de la travée considéré.
- ✓  $M_d$ : Moment de l'appui qui est à droite de la travée considéré.

Travée (AB):  $L=5.05m$   $X = \frac{5.05}{2} - \left(\frac{0 - (-11.26)}{6.692 \cdot 5.05}\right) = 2.192m$

ELU  $M_0(x) = \frac{6.692 \cdot 2.192}{2}(5.05 - 2.192) = 20.96 \text{KN.m}$

$$M_{AB}^U = 20.96 + 0 + (-11.26) \cdot \left(\frac{2.192}{5.05}\right) = 16.07 \text{KN.m}$$

ELS  $M_0(x) = \frac{4.849 \cdot 2.192}{2}(5.05 - 2.192) = 15.19 \text{KN.m}$

$$M_{AB}^S = 15.19 + 0 + (-8.098) \cdot \left(\frac{2.192}{5.05}\right) = 11.67 \text{KN.m}$$

Travée (BC):  $L=3.00m$   $X = \frac{3.00}{2} - \left(\frac{(-11.26) - (0)}{6.692 \cdot 3.00}\right) = 2.06m$

ELU  $M_0(x) = \frac{6.692 \cdot 2.06}{2}(3.00 - 2.06) = 6.479 \text{KN.m}$

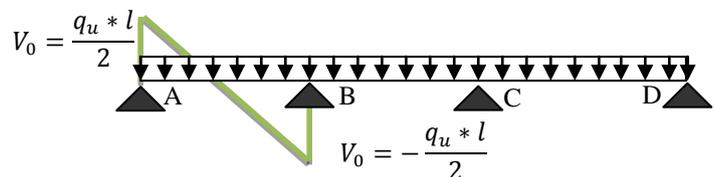
$$M_{BC}^U = 6.479 + (-11.26) \cdot \left(1 - \frac{2.06}{3.00}\right) + 0 = 2.95 \text{KN.m}$$

ELS  $M_0(x) = \frac{4.849 \cdot 2.06}{2}(3.00 - 2.06) = 4.694 \text{KN.m}$

$$M_{BC}^S = 4.694 + (-8.098) \cdot \left(1 - \frac{2.06}{3.00}\right) + 0 = 2.15 \text{KN.m}$$

- Calcul des efforts tranchants:

$$V = V_0 - \left(\frac{M_g - M_d}{L}\right)$$



Travée (AB):  $L=5.05m$

$$V_A = \frac{6.692 \cdot 5.05}{2} - \left(\frac{0 - (-11.26)}{5.05}\right) = 14.67 \text{KN}$$

Figure III.7. Effort tranchant

$$V_B = -\frac{6.692 \cdot 5.05}{2} - \left(\frac{0-0}{5.05}\right) = -16.89 \text{ KN}$$

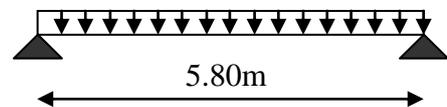
Travée(BC) : **L=3.00m**

$$V_B = \frac{6.692 \cdot 3.00}{2} - \left(\frac{0-0}{3.00}\right) = 10.04 \text{ KN}$$

$$V_C = -\frac{6.692 \cdot 3.00}{2} - \left(\frac{-11.26-0}{3.00}\right) = -13.79 \text{ KN}$$

➤ **Type 2 : terrasse accessible :**

Poutrelle à une seule travée



$$\text{ELU : } M = \frac{q_u l_1^2}{8} = \frac{7.587 \cdot 5.80^2}{8} = 31.90 \text{ KN.m}$$

$$M_A^U = M_B^U = -0.15 \cdot 31.90 = -4.785 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS : } M^s = \frac{q_s l_1^2}{8} = \frac{5.512 \cdot 5.80^2}{8} = 23.17 \text{ KN.m}$$

$$M_A^S = M_D^S = -0.15 \cdot 23.17 = -3.475 \text{ KN.m}$$

$$V = \frac{q_u l_1}{2} = \frac{7.587 \cdot 5.80}{2} = 22.00 \text{ KN.m}$$

**Tableau III.2.** récapitulatifs des sollicitations dans les différents types des poutrelles

Types de poutrelles	Etats limites					
	ELU			ELS		
	<b>M<sub>appui</sub></b> <b>KN. M</b>	<b>M<sub>travée</sub></b> <b>KN. M</b>	<b>V</b> <b>KN</b>	<b>M<sub>appui</sub></b> <b>KN. M</b>	<b>M<sub>travée</sub></b> <b>KN. M</b>	
Type 1	<b>M<sub>a</sub> = M<sub>e</sub></b> = -3.12	<b>M<sub>ab</sub> = 21.27</b>	Travée (ab)	<b>V<sub>a</sub> = 16.87</b> <b>V<sub>b</sub> =</b> -20.69	<b>M<sub>a</sub> = M<sub>e</sub></b> = -2.24	<b>M<sub>ab</sub></b> = 15.45
	<b>M<sub>b</sub></b> = -14.69	<b>M<sub>bc</sub> = 7.59</b>	Travée (bc)	<b>V<sub>b</sub> = 9.57</b> <b>V<sub>c</sub> =</b> -11.76	<b>M<sub>b</sub> = -10.56</b>	<b>M<sub>bc</sub></b> = -0.319

	$M_c = -7.48$	$M_{cd} = 13.57$	Travée (cd)	$V_c = 16.85$ $V_d = -15.42$	$M_c = -5.38$	$M_{cd} = 10.03$
	$M_d = -7.68$	$M_{de} = 4.17$	Travée (de)	$V_d = 12.59$ $V_e = -7.47$	$M_d = -5.52$	$M_{de} = 3.04$
	$M_{appui}^{max} = 14.69$	$M_{travée}^{max} = 21.27$		$V^{max} = 20.69$	$M_{appui}^{max} = 10.56$	$M_{travée}^{max} = 15.45$
Type 2	$M_a = M_c = -2.367$	$M_{ab} = 16.07$	Travée (ab)	$V_a = 14.67$ $V_b = -16.89$	$M_a = M_b = -1.701$	$M_{ab} = 11.67$
	$M_b = -11.26$	$M_{bc} = 2.95$	Travée (bc)	$V_b = 10.04$ $V_c = -13.79$	$M_b = -8.098$	$M_{bc} = 2.15$
	$M_{appui}^{max} = 11.26$	$M_{travée}^{max} = 16.07$		$V^{max} = 13.79$	$M_{appui}^{max} = 8.089$	$M_{travée}^{max} = 11.67$
Type 3	$M_a = M_d = -2.37$	$M_{ab} = 6.47$	Travée (ab)	$V_a = 9.31$ $V_b = -13.76$	$M_a = M_d = -1.70$	$M_{ab} = 3.77$
	$M_b = -8.40$	$M_{bc} = 13.54$	Travée (bc)	$V_b = 15.48$ $V_c = -16.65$	$M_b = -6.04$	$M_{bc} = 7.67$
	$M_c = -5.15$	$M_{cd} = 4.37$	Travée (cd)	$V_c = 10.45$ $V_d = -7.65$	$M_c = -5.15$	$M_{cd} = 2.43$
	$M_{appui}^{max} = 8.40$	$M_{travée}^{max} = 13.54$		$V^{max} = 16.65$	$M_{appui}^{max} = 6.04$	$M_{travée}^{max} = 7.67$
Type 4	$M_a = M_e = -3.49$	$M_{ab} = 24.29$	Travée (ab)	$V_a = 20.55$ $V_b = -23.45$	$M_a = M_e = -2.52$	$M_{ab} = 15.62$
	$M_b = -16.46$	$M_{bc} = -4.6$	Travée (bc)	$V_b = 10.88$ $V_c = -15.67$	$M_b = -11.88$	$M_{bc} = -3.54$

	$M_c = -8.38$	$M_{cd} = 15.68$	Travée (cd)	$V_c = 17.60$ $V_d = -21.96$	$M_c = -6.05$	$M_{cd} = 9.07$
	$M_d = -8.61$	$M_{de} = 4.78$	Travée (de)	$V_d = 14.17$ $V_e = -8.51$	$M_d = -6.21$	$M_{de} = 2.58$
	$M_{appui}^{max} = 16.46$	$M_{travée}^{max} = 24.29$	$V^{max} = 23.45$		$M_{appui}^{max} = 11.88$	$M_{travée}^{max} = 15.62$
Type 5	$M_a = M_b = -4.785$	$M_{ab} = 31.90$	Travée (ab)	$V_a = 22.00$ $V_b = -22.00$	$M_a = M_b = -3.475$	$M_{ab} = 23.17$
Type 6	$M_a = M_d = -2.65$	$M_{ab} = 7.39$	Travée (ab)	$V_a = 10.58$ $V_b = -15.74$	$M_a = M_d = -1.91$	$M_{ab} = 4.34$
	$M_b = -9.42$	$M_{bc} = 15.17$	Travée (bc)	$V_b = 17.45$ $V_c = -17.29$	$M_b = -6.79$	$M_{bc} = 8.56$
	$M_c = -8.61$	$M_{cd} = 4.17$	Travée (cd)	$V_c = 14.52$ $V_d = -8.51$	$M_c = -6.21$	$M_{cd} = 2.58$
	$M_{appui}^{max} = 9.42$	$M_{travée}^{max} = 15.17$	$V^{max} = 17.45$		$M_{appui}^{max} = 6.79$	$M_{travée}^{max} = 8.56$

### III.2.4.3. Ferrailage des poutrelles :

Tableau III.3 : Sollicitations maximales pour le calcul du ferrailage.		
Désignation	ELU	ELS
Moments en travée (KN.m)	31.90	23.17
Moments aux appuis de rives (KN.m)	-4.785	-3.475
Moments aux appuis intermédiaires (KN.m)	-16.46	-11.88
Effort tranchant (KN)	23.45	

Les poutrelles se calculent comme une section en « T » en flexion simple. La largeur de la dalle de compression à prendre est définie par :

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}, \frac{L_y^{min}}{10}\right).$$

- ✓  $b_0 = 10 \text{ cm}$ .
- ✓  $h_t$  : hauteur total de la dalle = 24 cm.
- ✓  $h_0$  : hauteur de la dalle de compression  $h_0 = 4 \text{ cm}$ .
- ✓  $h_{cc}$  : hauteur du corps creux = 20 cm.
- ✓  $l$  : entre axe des poutrelles = 65 cm.
- ✓  $L_x = l - b_0 = 0.65 - 0.10 = 0.55 \text{ m}$ .
- ✓  $L_y^{max}$  = la longueur de la travée max entre les différents types de poutrelles.

A.N:  $\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{55}{2}, \frac{535}{10}\right) \Rightarrow b \geq 65 \text{ cm}$

Alors,  $b = 65 \text{ cm}$ .

#### ❖ Ferrailage des travées:

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

✓  $f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = \frac{0.85 \cdot 25}{1 \cdot 1.5} = 14.2 \text{ MPa}$ ,

$\theta$ : Influence négative de la durée d'application de la charge (durée > 24h  $\Rightarrow \theta = 1$ );

✓  $M_u$ : Moment sollicitant de calcul = 31.90 KN.m ;

✓  $d = 0.9 * h_t = 21.6 \text{ cm}$ .

$$M_{Tu} = 14.2 * 0.65 * 0.04 \cdot \left(0.216 - \frac{0.04}{2}\right) = 72.36 \text{ KN.m.}$$

$\Rightarrow M_u = 31.90 \text{ KN.m} < M_{Tu} = 72.36 \text{ KN.m}$

$\Rightarrow$  { la table de compression n'est pas entièrement comprimée.  
 { l'axe neutre passe par la table de compression.

Donc, calcul d'une section rectangulaire ( $b * h_t$ )

- $\mu_{bu} = \frac{M_u}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{31.90 \cdot 10^{-3}}{14.2 \cdot 0.65 \cdot 0.216^2}$

$$\mu_{bu} = 0.074 < 0.186 \text{ (pivot A)}, \varepsilon_s = 10^\circ \%$$

$$\bullet \mu_l = 0.8 \cdot \alpha_l \cdot (1 - 0.4\alpha_l), \quad \alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \varepsilon_l}, \quad \varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s \cdot E_s}$$

$$\text{Acier FeE400} \Rightarrow \varepsilon_l = 1.74 \cdot 10^{-3}, \quad \alpha_l = 0.668, \quad \mu_l = 0.3916.$$

$$\Rightarrow \mu_{bu} = 0.074 < \mu_l = 0.3916 \Rightarrow A' = 0, \text{ pas d'armature comprimée}$$

Dans ce cas :  $\varepsilon_l < \varepsilon_s < 10^\circ \%$ .

La section d'armature en travée est définie par  $A_T = \frac{M_u}{z \cdot f_{st}}$

$$\checkmark f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$\checkmark z = d(1 - 0.4 \alpha).$$

$$\checkmark \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2(0.074)}}{0.8} = 0.096 \Rightarrow z = 0.216(1 - 0.4 \cdot 0.096)$$

$$\Leftrightarrow z = 0.208m$$

$$\text{A.N: } A_T = \frac{31.90 \cdot 10^{-3}}{0.208 \cdot 348} \Rightarrow$$

$$A_T = 4.407 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

**Choix:** on choisit

$$4\text{HA}12 \Rightarrow A_T = 4.52 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité**  $A_T \geq A_{min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e}$ .

$$\checkmark f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06(25) = 2.1 \text{ MPa.}$$

$$A_T = 4.52 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 0.23 \cdot 0.65 \cdot 0.216 \frac{2.1}{400} = 1.69 \text{ cm}^2$$

Vérifiée

❖ **Ferraillage des appuis intermédiaires :**

Tableau III.4: calcul des sections de Ferraillage des appuis intermédiaires	
Calculs	Conclusions
$M_u = -16.46 \text{ KN.m} < 0$	<ul style="list-style-type: none"> <li><math>M_u &lt; 0</math></li> <li><math>\Rightarrow</math> Calcul d'une section (<math>b_0 \cdot h_t</math>)</li> </ul>

$\mu_{bu} = 0.038 < 0.186$ (pivot A), $\varepsilon_s = 10^\circ \%$	<ul style="list-style-type: none"> <li><math>A'=0</math> <i>pas d'armature comprimé.</i></li> </ul>
$\mu_{bu} = 0.038 < \mu_l = 0.3916$	<ul style="list-style-type: none"> <li>Dans ce cas : <math>\varepsilon_l &lt; \varepsilon_s &lt; 10^\circ \%</math>.</li> </ul>
$\alpha = 0.048$	<ul style="list-style-type: none"> <li><math>A_{inter} = 2.72 \text{ cm}^2</math>.</li> <li><u>Choix</u> : on choisit 2 HA 14</li> </ul>
$Z=0.174m$	<div style="border: 2px solid black; padding: 5px; display: inline-block;"> <math>A_{inter} = 3.08 \text{ cm}^2</math> </div>
<p><b>Condition de non fragilité :</b></p> $A_{min} = 0.23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.31 \text{ cm}^2$	$A_{inter} = 3.08 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.31 \text{ cm}^2$ 

❖ **Ferraillage des appuis de rive :**

Tableau III.5: calcul des sections de Ferraillage des appuis de rive	
Calculs	Conclusions
$M_u = - 4.785 \text{ KN.m} < 0$	<ul style="list-style-type: none"> <li><math>M_u &lt; 0</math> ⇒ Calcul d'une section (<math>b_0 * h_t</math>)</li> </ul>
$\mu_{bu} = 0.060 < 0.186$ (pivot A), $\varepsilon_s = 10^\circ \%$	<ul style="list-style-type: none"> <li><math>A'=0</math> <i>pas d'armature comprimé.</i></li> </ul>
$\mu_{bu} = 0.060 < \mu_l = 0.3916$	<ul style="list-style-type: none"> <li>Dans ce cas : <math>\varepsilon_l &lt; \varepsilon_s &lt; 10^\circ \%</math>.</li> </ul>
$\alpha = 0.077$	<ul style="list-style-type: none"> <li><math>A_{rive} = 0.66 \text{ cm}^2</math>.</li> <li><u>Choix</u> : on choisit 1 HA 10</li> </ul>
$z=0.209m$	<div style="border: 2px solid black; padding: 5px; display: inline-block;"> <math>= A_{rive} = 0.79 \text{ cm}^2</math> </div>
<p><b>Condition de non fragilité :</b></p> $A_{min} = 0.23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.31 \text{ cm}^2$	$A_{inter} = 0.79 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.31 \text{ cm}^2$ 

**III.2.4.4. Vérifications :**

❖ **Vérification des contraintes :**

FPN ⇒  $\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_b$

✓  $\bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$  (contrainte admissible du béton).

- ✓  $\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$  (contrainte admissible de l'acier).
- ✓  $M_{ser}$  : moment max à l'ELS.
- ✓  $y$  : position de l'axe neutre.
- ✓  $I$  : moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport à l'axe neutre.

$$I = \frac{by^3}{3} - (b - b_0) \frac{(y-h_0)^3}{3} + 15 A(d - y)^2.$$

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

on aura "y".

• En travée :

- ✓ Position de l'axe neutre :

$$H = \frac{bh_0^2}{2} - 15 A_T (d - h_0) \Rightarrow H = \frac{0.65 * 0.04^2}{2} - 15 * 4.52 * 10^{-4} (0.216 - 0.04)$$

$$H = -6.73 * 10^{-4} m$$

- ✓  $H < 0 \Rightarrow$  L'axe neutre est dans la nervure  $\Rightarrow$  Section en « T ».

Tableau III.6 : Vérification des contraintes en travée	
Calculs	Vérifications
$y = 0,058 \text{ m}$	$\sigma_b = 6.40 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ 
$I = 2,10 * 10^{-4} m^4$	
$\sigma_b = 6.40 \text{ MPa}$	

• Aux appuis de rive :

- ✓ Position de l'axe neutre :  $H = \frac{b_0 h_0^2}{2} - 15 A_T (d - h_0)$

$$\Rightarrow H = \frac{0.12 * 0.04^2}{2} - 15 * 0.79 * 10^{-4} (0.216 - 0.04) = -1.12 * 10^{-4} m$$

- ✓  $H < 0 \Rightarrow$  L'axe neutre est dans la nervure  $\Rightarrow$  Section en « T ».

Tableau III.7 : Vérification des contraintes aux appuis de rives	
Calculs	Vérifications
$y = 0.028 \text{ m}$	$\sigma_b = 2.07 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ 
$I = 4.69 * 10^{-5} m^4$	
$\sigma_b = 2.07 \text{ MPa}$	

- Aux appuis intermédiaires :

✓ Position de l'axe neutre :  $H = \frac{b_0 h_0^2}{2} - 15 A_T (d - h_0)$

$\Rightarrow H = \frac{0,12 \cdot 0,04^2}{2} - 15 \cdot 3,08 \cdot 10^{-4} (0,216 - 0,04) = -7,17 \cdot 10^{-4} m$

- ✓  $H < 0 \Rightarrow$  L'axe neutre est dans la nervure  $\Rightarrow$  Section en « T ».

Tableau III.8 : Vérification des contraintes aux appuis intermédiaires	
Calculs	Vérifications
$y = 0,05 m$	$\sigma_b = 3,85 MPa < \bar{\sigma}_b = 15 MPa$ 
$I = 1,54 \cdot 10^{-4} m^4$	
$\sigma_b = 3,85 MPa$	

- ❖ Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau}_u$$

$F.P.N \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left[ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 MPa \right] = \min \left[ 0,2 \frac{25}{1,5}, 5 MPa \right] \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,34 MPa$

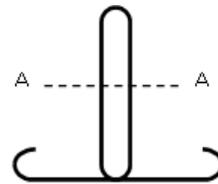
A.N:

$$\tau_u = \frac{23,45 \cdot 10^{-3}}{0,12 \cdot 0,216} = 0,908 MPa \leq \bar{\tau}_u = 3,34 MPa$$



Commentaire: pas risque de rupture par cisaillement.

- ❖ Vérification de l'espacement «  $S_t$  » :



On fixe  $A_t = \text{étrier } \phi_8 \Rightarrow A_t = 2\phi_8 \Rightarrow A_t = 1,01 cm^2$

$$\begin{cases} \textcircled{1} S_t \leq \min[0,9 \cdot d, 40 cm]. \\ \textcircled{2} S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b_0} \\ \textcircled{3} S_t \leq \frac{0,8 \cdot f_e \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha) \cdot A_t}{b_0 (\tau_u - 0,3 \cdot f_{tj} \cdot k)} \end{cases}$$

$\textcircled{1} \Rightarrow S_t \leq 19,44 cm .$

$\textcircled{2} \Rightarrow S_t \leq 84,16 cm .$

$$\textcircled{3} \rightarrow \begin{cases} \alpha = 90^\circ \Rightarrow (\sin \alpha + \cos \alpha) = 1. \\ f_{tj} = f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}. \\ k = 1, \text{ car } \begin{cases} F.P.N \\ \text{Sans reprise de bétonnage.} \end{cases} \end{cases} \Rightarrow S_t \leq 96.88 \text{ cm}$$

$\Rightarrow S_t \leq (S_{t\textcircled{1}}, S_{t\textcircled{2}}, S_{t\textcircled{3}}) \Rightarrow S_t \leq 19.44 \text{ cm}$ . Alors, on prend  $S_t = 15 \text{ cm}$ .

**Commentaire:** On utilise  $A_t = \text{étrier } \phi_8$  chaque espacement  $S_t = 15 \text{ cm}$ .

❖ **Vérification des armatures longitudinale «  $A_l$  » vis-à-vis de l'effort tranchant :**

- Appuis de rive :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} * V_u^{max}$$

$$A_l = A_{travée} + A_{rive} = 4.52 + 0.79 = 5.31 \text{ cm}^2.$$

$$A_l = 5.31 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{400} * 23.45 * 10^{-3} = 0.67 \text{ cm}^2$$

Vérifiée

- Appuis intermédiaires :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} * \left( V_u^{max} + \frac{M_u}{0,9 * d} \right)$$

$$A_l = A_{travée} + A_{inter} = 4.52 + 3.08 = 7.60 \text{ cm}^2.$$

$$A_l = 7.60 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15}{400} \left( 23.45 * 10^{-3} + \frac{(-16.46 * 10^{-3})}{0.9 * 0,216} \right) = -1.85 * 10^{-4} \text{ cm}^2 < 0$$

$\Rightarrow$  Aucune vérification à faire au niveau de l'appui intermédiaire, car, l'effort tranchant est négligeable devant l'effet du moment.

**Commentaire :** Pas risque de cisaillement des armatures longitudinale par l'effort tranchant.

❖ **Vérification de la bielle :**

$$\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \frac{0.8 * f_{c28}}{\gamma_b} \\ \sigma_{bc} = \frac{2 * V_u}{a * b_0} \end{cases} \Rightarrow V_u \leq 0.267 a b_0 f_{c28}$$

$$\checkmark a = \min[0,9 d, \text{largeur de l'appui} - 4 \text{ cm}]$$

**A.N :**  $a = \min[19.44 \text{ cm}, 36 \text{ cm}] = 19.44 \text{ cm}$ .

$$V_u = 23.45 \text{ KN} \leq 155.71 \text{ KN}$$

Vérifiée

**Commentaire:** La bielle est vérifiée.

## ❖ Vérification de la jonction Table – Nervure

$$\tau_u^1 = \frac{b_1 * V_u^{max}}{0.9 b d h_0} \leq \bar{\tau}_u$$

$$b_1 = \frac{b-b_0}{2} = 26.5 \text{ cm} .$$

$$\tau_u^1 = 1.23 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.34 \text{ MPa}$$


 Vérifiée

**Commentaire :** Pas risque de cisaillement à la jonction Table – Nervure.

## ❖ Vérification de la flèche :

Si les conditions suivantes sont vérifiées, donc, il n'y a pas lieu de calculer la flèche.

$$\left\{ \begin{array}{l} \textcircled{1} h_t \geq \frac{M_{travée}^{max} * l}{15 * M_0} \\ \textcircled{2} A_{travée} \leq \frac{3.6 b_0 * d}{f_e} \\ \textcircled{3} l \leq 8 \text{ m} . \end{array} \right.$$

- ✓  $h_t$  : Hauteur totale du plancher corps creux.
- ✓  $M_{travée}^{max}$  : Moment maximale en travée à l'ELS.
- ✓  $A_{travée}$  : Section d'armature dans la travée.
- ✓  $l$  : Longueur de la travée maximale,  $l = 5.80 \text{ m}$ .
- ✓  $M_0$  : Moment isostatique,  $M_0 = \frac{q_u * l^2}{8} = \frac{7.587 * 5.80^2}{8} = 31.90 \text{ KN.m} .$ 
  - $\textcircled{1} h_t = 24 \text{ cm} < \frac{23.17 * 10^{-3} * 5.80}{15 * 31.90 * 10^{-3}} = 28.08 \text{ cm} .$
  - $\textcircled{2} A_{travée} = 4.52 \text{ cm}^2 > \frac{3.6 * 0.12 * 0.216}{400} = 2.33 \text{ cm}^2 .$
  - $\textcircled{3} l = 5.80 \text{ m} < 8 \text{ m}$

Condition  $\textcircled{1}$  et  $\textcircled{2}$  non vérifiée, Donc, il faut vérifier la flèche.

$$\text{On a : } \left\{ \begin{array}{l} \Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} . \\ f_{admissible} = \begin{cases} \frac{l}{500}, l \leq 5m. \\ 0.5 \text{ cm} + \frac{l}{1000}, l > 5m. \end{cases} \\ \Delta f \leq f_{admissible} \end{array} \right.$$

- ✓  $f_{gv}$  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).
- ✓  $j$  : la charge permanente au moment de la mise des cloisons.
- ✓  $g$  : la charge permanente après la mise des cloisons.
- ✓  $p$  : la somme des charges permanentes et charges d'exploitation

$$j = (G_{plancher} + G_{cloisons}) = 3.42 + 1 = 4.42 \text{ KN/m}^2.$$

$$g = (G_{plancher} + G_{cloisons} + G_{revettement}) = 5.96 \text{ KN/m}^2.$$

$$p = G_{Total} + Q_{Total} = 5.96 + 1.5 = 7.46 \text{ KN/m}^2.$$

✓ **Evaluation des charges :**

$$q_j = 0.65 * 4.42 = 2.87 \text{ KN/ml.}$$

$$q_g = 0.65 * 5.96 = 3.87 \text{ KN/ml.}$$

$$q_p = 0.65 * 7.46 = 4.85 \text{ KN/ml.}$$

✓ **Evaluation des moments :**

Moment correspondant à $q_j$	$0.75 \left( \frac{q_j * l^2}{8} \right)$	$M_j = 9.05 \text{ KN.m}$
Moment correspondant à $q_g$	$0.75 \left( \frac{q_g * l^2}{8} \right)$	$M_g = 12.20 \text{ KN.m}$
Moment correspondant à $q_p$	$0.75 \left( \frac{q_p * l^2}{8} \right)$	$M_p = 15. \text{KN.m}$

✓ **Calcul des moments d'inerties :**

$$y_G = \frac{\sum A_i y_{Gi}}{\sum A_i} \Rightarrow y_G$$

$$= \frac{(0.2 * 0.1)(0.1) + (0.65 * 0.04)(0.2 + 0.02) + 15 * 4.52 * 10^{-4} * 0.216}{(0.2 * 0.1) + (0.65 * 0.04) + 15 * 4.52 * 10^{-4}}$$

$$y_G = 0.174 \text{ m.}$$

$$\begin{cases} I_2 = \frac{0.12 * 0.20^3}{12} + (0.12 * 0.2)(0.174 - 0.1)^2 = 2.11 * 10^{-4} \text{ m}^4 \\ I_1 = \frac{0.65 * 0.04^3}{12} + (0.04 * 0.65)((0.24 - 0.174) - 0.02)^2 = 5.85 * 10^{-5} \text{ m}^4 \end{cases}$$

$$I_0 = I_2 + I_1 = 2.69 * 10^{-4} \text{ m}^4.$$

✓ Calcul des contraintes :

Tableau III.10 : calcul des contraintes correspondantes		
Contrainte correspondant à $q_j$	$\frac{15 * M_j(d - y)}{I_0}$	$\sigma_j = 79.73 MPa$
Contrainte correspondant à $q_g$	$\frac{15 * M_g(d - y)}{I_0}$	$\sigma_g = 107.48 MPa$
Contrainte correspondant à $q_p$	$\frac{15 * M_p(d - y)}{I_0}$	$\sigma_p = 132.15 MPa$
$y = 0.058 m$ Position de l'axe neutre		

✓ Calcul des coefficients  $\mu$  et  $\lambda$  :

$$\mu = \max \left\{ 0, 1 - \left[ \frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma + f_{t28}} \right] \right\}$$

Tableau III.11 : coefficient $\mu$		
Pourcentage d'armatures tendues	$\rho = \frac{A_T}{b_0 * d}$	$\rho = 0.017$
coefficient correspondant à $q_j$	$1 - \left[ \frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_j + f_{t28}} \right]$	$\mu_j = 0$
coefficient correspondant à $q_g$	$1 - \left[ \frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_g + f_{t28}} \right]$	$\mu_g = 0$
coefficient correspondant à $q_p$	$1 - \left[ \frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_p + f_{t28}} \right]$	$\mu_p = 0$

$$\begin{cases} \lambda_i = \frac{0.05 * b * f_{t28}}{(2b_0 + 3b)\rho}, \text{instantané} \\ \lambda_v = 2/5 * \lambda_i, \text{différé} \end{cases} \begin{cases} \lambda_i = 1.83 \\ \lambda_v = 0.732 \end{cases}$$

✓ Calcul des moments d'inerties fictives :

Tableau III.12 : Calcul des moments d'inerties fictives		
I correspondant à $q_{ji}$	$\frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_j}$	$I_{ji} = 2.959 * 10^{-4} m^4$
I correspondant à $q_{gi}$	$\frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_g}$	$I_{gi} = 2.959 * 10^{-4} m^4$

I correspondant à $q_{gv}$	$\frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_v * \mu_g}$	$I_{gv} = 2.959 * 10^{-4} m^4$
I correspondant à $q_{pi}$	$\frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_p}$	$I_{pi} = 2.959 * 10^{-4} m^4$

✓ **Module de déformation longitudinale instantanée du béton :**

$$E_i = 11000 * f_{c28}^{\frac{1}{3}} \quad E_i = 32164.20 \text{ MPA}$$

✓ **Module de déformation longitudinale différée du béton :**

$$E_v = \frac{E_i}{3} \quad E_v = 10721.4 \text{ MPA}$$

**Tableau III.13 : Vérification de la flèche**

$f_{gv}$	$\frac{M_g * l^2}{10 * E_v * I_{gv}}$	$12.93 * 10^{-3} m$
$f_{ji}$	$\frac{M_j * l^2}{10 * E_i * I_{ji}}$	$3.19 * 10^{-3} m$
$f_{pi}$	$\frac{M_p * l^2}{10 * E_i * I_{pi}}$	$5.30 * 10^{-3} m$
$f_{gi}$	$\frac{M_g * l^2}{10 * E_i * I_{gi}}$	$4.31 * 10^{-3} m$
$\Delta f$	$f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$	$10.73 * 10^{-3} m$
$f_{admissible}$	$0.005 m + \frac{l}{1000}$	$10.8 * 10^{-3} m$

$$f_{admissible} = 10.8 * 10^{-3} m > \Delta f = 10.73 * 10^{-3} m$$

**Commentaire :** La flèche est vérifiée.

### III.2.4.5. Ferrailage de la dalle de compression : CBA93 article(B.6.8.4.2.3)

➤ Barres perpendiculaire( $\perp$ ) aux poutrelles :

50 cm  $\leq$  ente axe entre les poutrelles  $l_0 = 65 \text{ cm} \leq 80 \text{ cm}$ , donc :

$$A_{\perp} = \frac{4l_0}{f_e}$$

✓  $l_0 = 65 \text{ cm}$ .

✓  $f_e = 235 \text{ MPa}$ . Car c'est du treillis soudés (Rond Lisse « RL »).

A.N :

$$A_{\perp} = \frac{4 * 65}{235} = 1,106 \text{ cm}^2/\text{ml. avec } S_t \leq 20 \text{ cm}$$

➤ Barres parallèle ( $\perp$ ) aux poutrelles :

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2}$$

A.N :

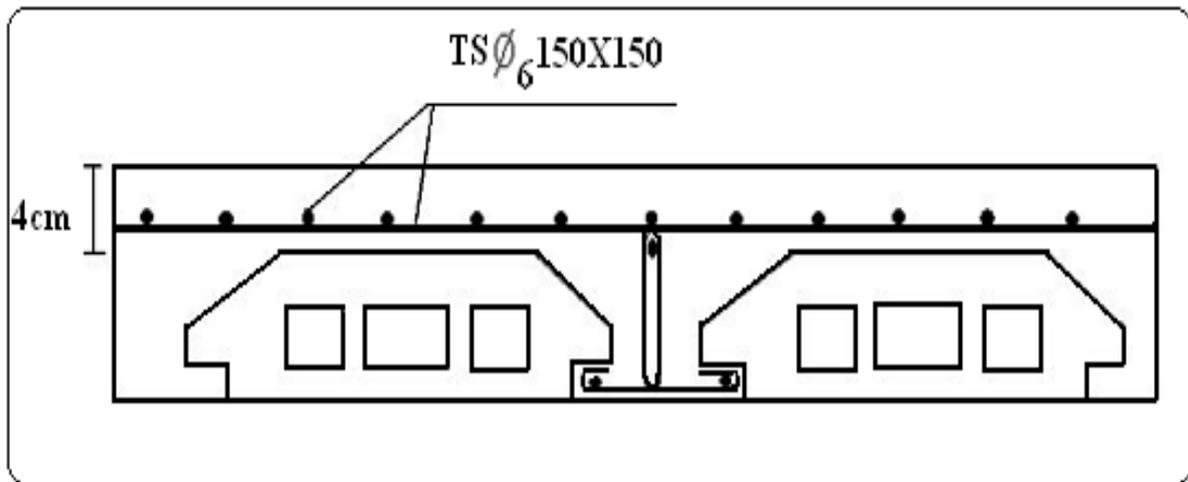
$$A_{\parallel} = \frac{1,106}{2} = 0,553 \text{ cm}^2/\text{ml. avec } S_t \leq 33 \text{ cm}$$

On opte pour un treillis soudés  $\phi_6(150 \times 150) \text{ mm}^2$ .

$$\begin{cases} A_{\perp} = 5\phi_6/\text{ml} = 1,40 \text{ cm}^2/\text{ml.} \\ S_t = 20 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm.} \end{cases} \quad \begin{cases} A_{\parallel} = 4\phi_6/\text{ml} = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml.} \\ S_t = 25\text{cm} \leq 33 \text{ cm} \end{cases}$$

**III.2.5. Schémas de ferrailage des poutrelles :**

Tableau III.14 : Schémas de ferrailage des poutrelles		
Appuis de rive	Appuis intermédiaire	En travée
		<p>armature de construction</p>



**Figure III .8 :** Schéma de ferrailage de la dalle de compression

### III. 3. POUTRE DE CHAINAGE :

Les poutres de chaînage sont des poutres continues en béton armé, elles ceinturent les murs reliés au droit de chaque refend.

Le chaînage travaille comme une poutre horizontale ou verticale, il doit régner sur toute l'épaisseur du mur. Il a pour but :

- ✓ Liaison horizontale des murs et poteaux pour éviter :
  - Un effort de traction due à la dilatation de la terrasse.
  - Le mouvement d'un immeuble sous l'effet d'un tassement du sol ou charges appliquées.
- ✓ Rigidité longitudinale pour tenir compte des risques de fissurations.

#### III.3.1. Dimensionnement : (RPA 99/2003 article 9.3.3) :

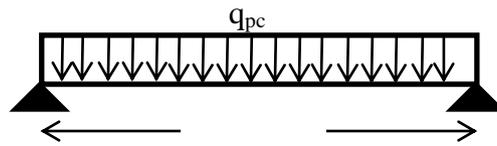
Les dimensions minimales préconisées pour le chaînage sont :

- Hauteur minimale  $h \geq 15$  cm.
- Largeur minimale  $b \geq 2/3$  de l'épaisseur du mur.

On opte :  $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$ .

#### III.3.2. Sollicitations :

Le chaînage est conçu pour reprendre son poids propre ainsi que le poids des cloisons qu'il supporte. Il est calculé (comme une poutre simplement appuyée) en flexion simple, avec vérification de l'effort tranchant au niveau des appuis



**Figure III.9.** Schéma d'une poutre de chaînage.

La poutre qui nous donne des sollicitations plus défavorable est la poutre de travée  $l=6.60\text{m}$ .

$$\checkmark G_{p.c} = 25 * 0.3 * 0.35 = 2.625 \text{ KN/ml.}$$

$$\checkmark G_{mur} = 2.95 (3.06 - 0.35) = 7.99 \text{ KN/ml.}$$

$$ELU \begin{cases} q_u = 1.35(G_{p.c} + G_{mur}) + 1.5 Q = 16.58 \text{ KN/ml.} \\ M_u = q_u * l^2/8 = 90.28 \text{ KN.m} \\ V_u = q_u * l/2 = 54.71 \text{ KN} \end{cases}$$

$$ELS \begin{cases} q_s = G_{p.c} + G_{mur} + Q = 12.12 \text{ KN/ml.} \\ M_s = q_s * l^2/8 = 65.99 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Correction des moments :

$$Travée \begin{cases} M_T^u = 0.75 M_u = 67.71 \text{ KN.m} \\ M_T^s = 0.75 M_s = 49.49 \text{ KN.m} \end{cases}, Appuis \begin{cases} M_a^u = -0.5 M_u = -45.14 \text{ KN.m} \\ M_a^s = -0.5 M_s = -33 \text{ KN.m} \end{cases}$$

### III.3.3. Ferrailage : $d=31.5\text{m}$

<b>Tableau III.15 :</b> Ferrailage de la poutre de chaînage							
	$M^u$ (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	$z$ (m)	$A_{calculé}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{choisie}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{min}$ ( $\text{cm}^2$ )
Travée	67.71	0.160	0.219	0.287	6.78	5HA14 = 7.70	$0.23bd f_{t28}/f_e = 1.14$
Appuis	- 45.14	0.107	0.142	0.297	4.37	4HA12 = 4.52	$0.23bd f_{t28}/f_e = 1.14$

### III.3.4. Vérification :

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = 0.579 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) = 3.34 \text{ MPa}, \text{FPN}$$

• **Calcul de l'espacement :**

$$A_t = 1 \text{ cadre } \phi_8 + 1 \text{ étrier } \phi_8 = 2\phi_8 = 1.01 \text{ cm}^2.$$

$$\textcircled{1} S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0.4 b} = 2.57 \text{ m.}$$

$$\textcircled{2} S_t \leq \min[0.9d, 40 \text{ cm}] = 0.283 \text{ m.}$$

$$\textcircled{3} S_t \leq \frac{0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha) A_t}{b(\tau_u - 0.3 \cdot k \cdot f_{t28})}; k = 1, \text{ car } \begin{cases} \text{FPN} \\ \text{sans reprise de bétonnage.} \end{cases}$$

$$S_t \leq 16m$$

$$\Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

➤ **Vérification des contraintes :**

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

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

<b>Tableau III.16 : Vérification des contraintes dans la poutre de chaînage</b>							
	$M^s$ (KN.m)	Y (m)	I (m <sup>4</sup> )	$\sigma_b$ (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
Travée	49.49	0.036	9.03*10 <sup>-4</sup>	1.97	15	229.36	348
Appuis	- 33	0.029	5.57*10 <sup>-4</sup>	1.72	15	254.16	348

➤ **Vérification de la flèche :**

Si les conditions suivantes sont vérifiées, il n'y a pas lieu de vérifier la flèche

$$\begin{cases} \textcircled{1} h \geq \max \left[ \left( \frac{1}{16}, \frac{M_t}{10 * M_0} \right) l \right], l \leq 8m. \\ \textcircled{2} A_t \leq \frac{4.2 * b * d}{f_e} \end{cases}$$

$$\textcircled{1} h = 0.35 \text{ m} < 0.075(6.60) = 0.495m.$$

$$\textcircled{2} A_t = 7.70 \text{ cm}^2 < 9.92 \text{ cm}^2$$



Donc il est nécessaire de vérifier la flèche.

**Propriété de la section :**

$$y=17.56\text{cm}$$

$$I_o=23.58\text{cm}^4$$

$$A=7.70\text{cm}^2$$

$$E_i=32164.2\text{MPa}$$

$$E_v = 10721.4 \text{ MPa}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 * f_{t28}}{5 * \rho} = 2.58$$

$$\lambda_v = 0.4 * \lambda_i = 1.03$$

$$\rho = \frac{A}{b * d} = \frac{7.70}{30 * 31.5} = 0.00815$$

$$q_j = 0.79 \text{ KN/m}$$

$$q_g = 2.397 \text{ KN/m}$$

$$q_p = 3.18 \text{ KN/m}$$

$$M_j = 3.23 \text{ KN.m}$$

$$M_g = 9.76 \text{ KN.m}$$

$$M_p = 13.19 \text{ KN.m}$$

✓ Calcul des contraintes :

Tableau III.17 : calcul des contraintes correspondantes		
Contrainte correspondant à $q_j$	$\frac{15 * M_j (d - y)}{I_0}$	$\sigma_j = 2.86 \text{ MPa}$
Contrainte correspondant à $q_g$	$\frac{15 * M_g (d - y)}{I_0}$	$\sigma_g = 8.65 \text{ MPa}$
Contrainte correspondant à $q_p$	$\frac{15 * M_p (d - y)}{I_0}$	$\sigma_p = 11.69 \text{ MPa}$

✓ Calcul des coefficients  $\mu$  et  $\lambda$  :

Tableau III.18 : coefficient $\mu$		
Pourcentage d'armatures tendues	$\rho = \frac{A_T}{b * d}$	$\rho = 0.00815$
coefficient correspondant à $q_j$	$1 - \left[ \frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_j + f_{t28}} \right]$	$\mu_j = 0$
coefficient correspondant à $q_g$	$1 - \left[ \frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_g + f_{t28}} \right]$	$\mu_g = 0$
coefficient correspondant à $q_p$	$1 - \left[ \frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_p + f_{t28}} \right]$	$\mu_p = 0$

✓ Calcul des moments d'inerties fictives :

I correspondant à $q_{ji}$	$\frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_j}$	$I_{ji} = 25.94 * 10^{-4} m^4$
I correspondant à $q_{gi}$	$\frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_g}$	$I_{gi} = 25.94 * 10^{-4} m^4$
I correspondant à $q_{gv}$	$\frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_v * \mu_g}$	$I_{gv} = 25.94 * 10^{-4} m^4$
I correspondant à $q_{pi}$	$\frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_p}$	$I_{pi} = 25.94 * 10^{-4} m^4$

✓ Vérification de la flèche :

$f_{gv}$	$\frac{M_g * l^2}{10 * E_v * I_{gv}}$	$1.53 * 10^{-3} m$
$f_{ji}$	$\frac{M_j * l^2}{10 * E_i * I_{ji}}$	$0.17 * 10^{-3} m$
$f_{pi}$	$\frac{M_p * l^2}{10 * E_i * I_{pi}}$	$0.69 * 10^{-3} m$
$f_{gi}$	$\frac{M_g * l^2}{10 * E_i * I_{gi}}$	$0.51 * 10^{-3} m$
$\Delta f$	$f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$	$1.54 * 10^{-3} m$
$f_{admissible}$	$0.005 m + \frac{l}{1000}$	$11.6 * 10^{-3} m$

$f_{admissible} = 11.6 * 10^{-3} m > \Delta f = 1.54 * 10^{-3} m$

Commentaire : la flèche est vérifiée

III.3.5. Schéma de ferrailage :

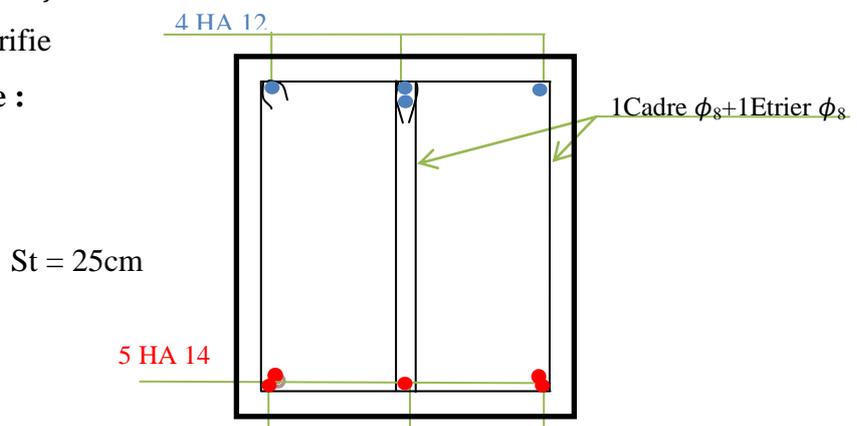


Figure III.10 : Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage

**III.4. Planchers à dalles pleines :**

Pour cette structure, on a trois types de dalles pleines :

- ✓ Type D1 : dalles sur 3 appuis.
- ✓ Type D2 : dalle sur 2 appuis.

**III.4.1. Etude des dalles :**

**III.4.1.1. Dalle D1 :**

Dalle sur 3 appuis, d'épaisseur 14 cm.



Elle se situe au niveau des planchers sur toute la hauteur du bâtiment  $l_y = 3.5m$

**Figure III.11 : Dalle sur 3 appuis**

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

**Charges sur la dalle :**

- ELU :  $q_u = 1.35 G + 1.5 Q$

$$q_u = 9.97 \text{ KN/m}^2$$

- ELS :  $q_s = G + Q.$

$$q_s = 7 \text{ KN/m}^2$$

- $L_x = 1.30 \text{ m.}$
- $L_y = 3.50 \text{ m.}$

❖ **Les moments :**

On a:  $l_x = 1.30 \text{ m} < \frac{l_y}{2} = 1.75 \text{ m.}$       Donc,  $\begin{cases} M_0^x = \frac{q l_y l_x^2}{2} - \frac{2q l_x^3}{3} \\ M_0^y = \frac{q l_x^3}{6} \end{cases}$

$$ELU \begin{cases} M_0^x = \frac{9.97 * 3.5 * 1.3^2}{2} - \frac{2 * 9.97 * 1.30^3}{3} = 14.88 \text{ KN.m} \\ M_0^y = \frac{9.97 * 1.3^3}{6} = 3.65 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$ELS \begin{cases} M_0^x = \frac{7 * 3.5 * 1.3^2}{2} - \frac{2 * 7 * 1.3^3}{3} = 10.45 \text{ KN.m} \\ M_0^y = \frac{7 * 1.3^3}{6} = 2.56 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **En travée :**

- panneau intermédiaire selon y ; de rive selon x  $\begin{cases} M_t^x = 0.85 * M_0^x \\ M_t^y = 0.75 * M_0^y \end{cases}$

$$ELU \begin{cases} M_t^x = 12.65 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 2.60 \text{ KN.m} \end{cases} \quad ELS \begin{cases} M_t^x = 8.88 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 1.92 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Au niveau des appuis :

$$M_a^x = M_a^y = \begin{cases} -0.3 M_0^x, & \text{appuis de rive.} \\ -0.5 M_0^x, & \text{appuis intermédiaire.} \end{cases}$$

- Appuis intermédiaires :

$$\begin{cases} ELU : M_a^x = M_a^y = -7.44 \text{ KN.m} \\ ELS : M_a^x = M_a^y = -5.23 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Note : tous les appuis sont intermédiaires.

- ❖ Effort tranchant :

$$V_u = \frac{q_u * l_x}{2} \Rightarrow V_u = 6.48 \text{ KN.m}$$

**III.4.1.1.1. Ferrailage :**

**Panneau D1 :**

Tableau III.21 : calcul des sections de Ferrailage du panneau D1							
Sens		M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>adp</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)
Travée	x-x	12.65	0.056	0.072	0.122	2.93	3HA12=3.39
	y-y	2.60	0.011	0.028	0.125	0.60	1HA10+2HA8=1.8
Appui intermédiaire	y-y	7.44	0.033	0.042	0.124	1.72	2HA12=2.26
	x-x						

III.4.1.1.2. Vérifications :

➤ Vérification des contraintes :

$$\begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_b \\ \sigma_s = \frac{15M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s \end{cases}$$

- ✓  $\bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$  (contrainte admissible du béton).
- ✓  $\bar{\sigma}_s$ : (contrainte admissible de l'acier)
- ✓ F.P.N:  $\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$ .
- ✓  $M_{ser}$  : moment max à l'ELS.
- ✓  $y$  : position de l'axe neutre.
- ✓  $I$  : moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport à l'axe neutre.

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

$$\frac{b}{2}y^2 + 15 A y - 15 A d = 0, \text{ on aura "y".}$$

En travée :

- ✓ (||  $l_x$ )

Tableau III.22 : Vérification des contraintes en travée (D1)(   $l_x$ )	
Calculs	Vérifications
$y = 0.031m$	$\sigma_b = 0.59MPa < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ 
$I = 4.68 * 10^{-4}m^4$	
$\sigma_b = 0.59 \text{ MPa}$	
$\sigma_s = 27.04 \text{ MPa}$	$\sigma_s = 27.04 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$ 

- ✓ (||  $l_y$ )

Tableau III.23 : Vérification des contraintes en travée (D1)(   $l_y$ )	
Calculs	Vérifications
$y = 0.023m$	$\sigma_b = 1.35MPa < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ 
$I = 3.27 * 10^{-5}m^4$	

$\sigma_b = 1.35 MPa$	
$\sigma_s = 90.71 MPa$	$\sigma_s = 90.71 MPa < \bar{\sigma}_s = 348 MPa$ Vérifiée

Aux appuis intermédiaires :

Calculs	Vérifications
$y = 0.026m$	$\sigma_b = 4.87 MPa < \bar{\sigma}_b = 15 MPa$ Vérifiée
$I = 3.97 * 10^{-5} m^4$	
$\sigma_b = 4.87 MPa$	
$\sigma_s = 281.11 MPa$	$\sigma_s = 281.11 MPa > \bar{\sigma}_s = 348 MPa$ vérifiée

➤ Armature dues à l'effort tranchant :

Si les deux conditions suivantes sont vérifiées, aucune armature transversale n'est nécessaire dans la dalle.

$$\left\{ \begin{array}{l} \textcircled{1} \text{ La dalle est coulée sans reprise de bétonnage.} \\ \textcircled{2} \tau_u = \frac{V_u}{b * d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} \end{array} \right.$$

① Toutes les dalles sont coulées sans reprise de bétonnage..

$$\tau_u = \frac{6.48 * 10^{-3}}{1 * 0.126} = 0.05 MPa$$

②  $\tau_u = 0.05 MPa < \bar{\tau}_u = 1.17 MPa$ .

Commentaire : Aucune armature transversale n'est nécessaire dans les dalles.

➤ Vérification de l'état limite de déformation :

Si les deux conditions sont vérifiées, il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

$$\textcircled{1} e \geq \max \left[ \left( \frac{3}{80}, \frac{M_t^x}{20 * M_0^x} \right) L_x \right]$$

$$\textcircled{2} A_t^x \leq \frac{2 * b * d_x}{f_e}$$

Vérifiée

• ( $\parallel L_x$ ):

$$e = 14 cm > \max[(0.0375 L_x, 0.0425 L_x)] = 5.5 cm$$

$$A_t^x = 3.39 cm^2 \leq 6.13 cm^2$$

Vérifiée

Conclusion : pas besoin de vérifier la flèche.

- ( $\parallel L_y$ ):

$$e = 14 \text{ cm} < \max[(0.0375 L_y, 0.0375 L_y)] = 13.12 \text{ cm}$$

$$A_t^x = 1.80 \text{ cm}^2 < 6.3 \text{ cm}^2$$

Conclusion : pas besoin de vérifier la flèche.

Vérifiée

Vérifiée

### III.4.1.2. Dalle D2:

#### III.4.1.2.1. Calcul des sollicitations:

$$G = 6.60 \text{ KN/m}^2, Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

Dalle sur 2 appuis, d'épaisseur 12 cm. Elle représente le panneau le plus sollicité au niveau des étages courant.

Charges sur la dalle :

- ELU :  $q_u = 1.35 G + 1.5 Q$ .
- ELS :  $q_s = G + Q$ .
- $L_x = 1.40 \text{ m}$ .
- $L_y = 3.45 \text{ m}$ .

$$q_u = 9.97 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = 7 \text{ KN/m}^2$$

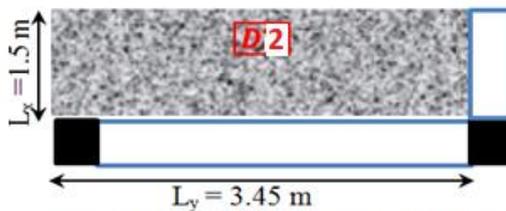


Figure III.12:dalle sur 2 appuis D2

✓ Les moments :

$$\text{On a : } \rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.93 > 0.4$$

Alors, la dalle travaille dans les deux sens ( $\parallel L_x$ ) et ( $\parallel L_y$ ).

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

$\mu_x, \mu_y$  ?

$$ELU \begin{cases} \rho = 0.93 \\ v = 0 \end{cases} \Rightarrow \text{d'après l'annexe 1} \begin{cases} \mu_x = 0.0428. \\ \mu_y = 0.8450 \end{cases} \quad ELS \begin{cases} \rho = 0.93 \\ v = 0.2 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \text{d'après l'annexe 1} \begin{cases} \mu_x = 0.0500. \\ \mu_y = 0.8939. \end{cases}$$

$$ELU \begin{cases} M_0^x = 0.84 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 0.71 \text{ KN.m} \end{cases} ; \quad ELS \begin{cases} M_0^x = 0.69 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 0.62 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- En travée :

$$\text{panneau de rive} \begin{cases} M_t^x = 0.85 * M_0^x \\ M_t^y = 0.85 * M_0^y \end{cases}$$

$$ELU \begin{cases} M_t^x = 0.71 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.60 \text{ KN.m} \end{cases} ; \quad ELS \begin{cases} M_t^x = 0.59 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.53 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Au niveau des appuis :

$$M_a^x = M_a^y = \begin{cases} -0.3 M_0^x, & \text{appuis de rive.} \\ -0.5 M_0^x, & \text{appuis intermédiaire.} \end{cases}$$

- Appuis intermédiaires :

$$\begin{cases} ELU : M_a^x = M_a^y = -0.42 \text{ KN.m} \\ ELS : M_a^x = M_a^y = -0.35 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- ✓ Effort tranchant :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.93 > 0.4. \text{ Donc, } V_u = \frac{q_u * l_x}{2} * \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \Rightarrow V_u = 3.97 \text{ m}$$

### III.4.1.2.2. Ferrailage :

- ❖ **Ferrailage de la travée :**

$\rho = 0.93 > 0.4$ , la dalle travaille suivant les deux sens ( $\parallel L_x$ ) et ( $\parallel L_y$ ).

**Tableau III.25 :** calcul des sections de Ferrailage de panneau D2

Sens		M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>adp</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)
Travée	x-x	0.71	0.003	0.004	0.126	0.16	3HA12=3.39
	y-y	0.60	0.003	0.004	0.126	0.14	1HA10+2HA8=1.8
Appui intermédiaire	y-y	0.42	0.002	0.003	0.126	0.1	2HA12=2.26
	x-x						

### Condition de non fragilité :

- **En travée:**

$$\begin{cases} e = 14 \text{ cm} \\ \rho = 0.93 \end{cases} \Rightarrow A_{min} = \rho_0 * b * e$$

$$\begin{cases} \text{Acier H. A FeE400} \\ \rho_0 = 0.0008 \end{cases} \Rightarrow A_{min} = 1.12 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- A l'appui intermédiaire :

$$A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.52 \text{ cm}^2 / m$$

Les espacements ( $S_t$ ) :

||  $L_x$  :  $S_t \leq \min[3e, 33 \text{ cm}] = 33 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$ ;

||  $L_y$  :  $S_t \leq \min[4e, 45 \text{ cm}] = 45 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 33 \text{ cm}$ ;

à l'apui :  $S_t = 33 \text{ cm}$ .

III.4.1.2.3. Verifications:

- Vérification des contraintes :

En travée :

- ( $|| L_x$ ):

Tableau.III.26 : vérification des contraintes en travée (D2) ( $   L_x$ )	
Calculs	Vérifications
$y = 0.022 \text{ m}$	$\sigma_b = 0.06 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ 
$I = 2.58 * 10^{-4} \text{ m}^4$	
$\sigma_b = 0.06 \text{ MPa}$	

- ( $|| L_y$ ):

Tableau.III.27 : vérification des contraintes en travée (D2) ( $   L_y$ )	
Calculs	Vérifications
$y = 0.022 \text{ m}$	$\sigma_b = 0.05 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ 
$I = 2.58 * 10^{-4} \text{ m}^4$	
$\sigma_b = 0.05 \text{ MPa}$	

Aux appuis :

Tableau III.28 : Vérification des contraintes aux appuis (D2)	
Calculs	Vérifications
$y = 0.022 \text{ m}$	$\sigma_b = 0.035 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ 
$I = 2.58 * 10^{-4} \text{ m}^4$	
$\sigma_b = 0.035 \text{ MPa}$	

➤ **Armature dues à l'effort tranchant :**

Si les deux conditions suivantes sont vérifiées, aucune armature transversale n'est nécessaire dans la dalle.

$$\left\{ \begin{array}{l} \textcircled{1} \text{ La dalle est coulée sans reprise de bétonnage.} \\ \textcircled{2} \tau_u = \frac{V_u}{b * d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} \end{array} \right.$$

① Toutes les dalles sont coulées sans reprise de bétonnage.

②  $\tau_u = 0.031 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.17 \text{ MPa}$ .

Commentaire : Aucune armature transversale n'est nécessaire dans les dalles.

➤ **Vérification de l'état limite de déformation :**

Si les deux conditions sont vérifiées, il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

$$\textcircled{1} e \geq \max \left[ \left( \frac{3}{80}, \frac{M_t^x}{20 * M_0^x} \right) L_x \right]$$

$$\textcircled{2} A_t^x \leq \frac{2 * b * d_x}{f_e}$$

• (|| L<sub>x</sub> ):

$$e = 14 \text{ cm} > \max[(0.0375 L_x, 0.0427 L_x)] = 6 \text{ cm.}$$

Vérifiée

Vérifiée

$$A_t^x = 1.57 \text{ cm}^2 < 6.3 \text{ cm}^2$$

**Conclusion :** Il n'y'a pas a vérifié la flèche.

Vérifiée

• (|| L<sub>y</sub> ):

$$e = 14 \text{ cm} < \max[(0.0375 L_y, 0.0427 L_y)] = 6.40 \text{ cm.}$$

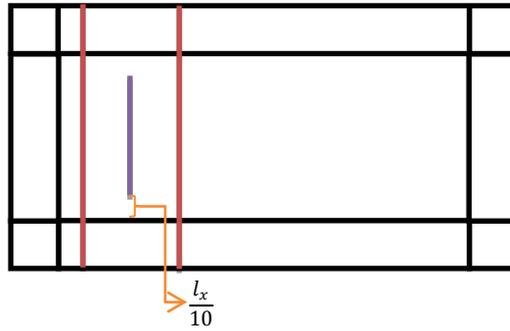
Vérifiée

$$A_t^y = 1.57 \text{ cm}^2 < 5 \text{ cm}^2$$

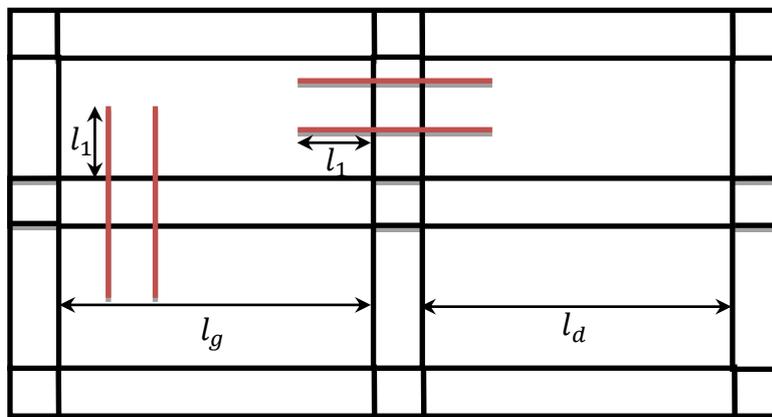
**Conclusion :** Il n'y'a pas a vérifié la flèche.

**III.4.2. Recommandations de ferrailage des dalles :**

- ✓ Les armatures de la partie inférieure de la dalle sont prolongées jusqu'aux appuis à raison d'une barre sur deux (une fois la même adhérence).



- ✓ Les aciers armant la partie supérieure de la dalle sont constitués de « chapeaux », de longueur « l ».



$$l_1 = \max \begin{cases} \left( l_a, \frac{l}{4} \right), \text{Travée de rive.} \\ \left( l_a, \frac{l}{5} \right), \text{Travée intermédiaire.} \end{cases}, l = \max(l_g, l_d) \text{ de l'appui considéré.}$$

$$l_a: \text{longueur d'ancrage} \begin{cases} 0.4 * l_s, \text{acier HA} \\ 0.6 * l_s, \text{acier RL} \end{cases}$$

$$l_s: \text{longueur de scellement droit} \begin{cases} 40 \phi, \text{acier HA} \\ 50 \phi, \text{acier RL} \end{cases}$$

III.4.2.1. Schémas de ferrailage des dalles :

✓ Panneau D1 :

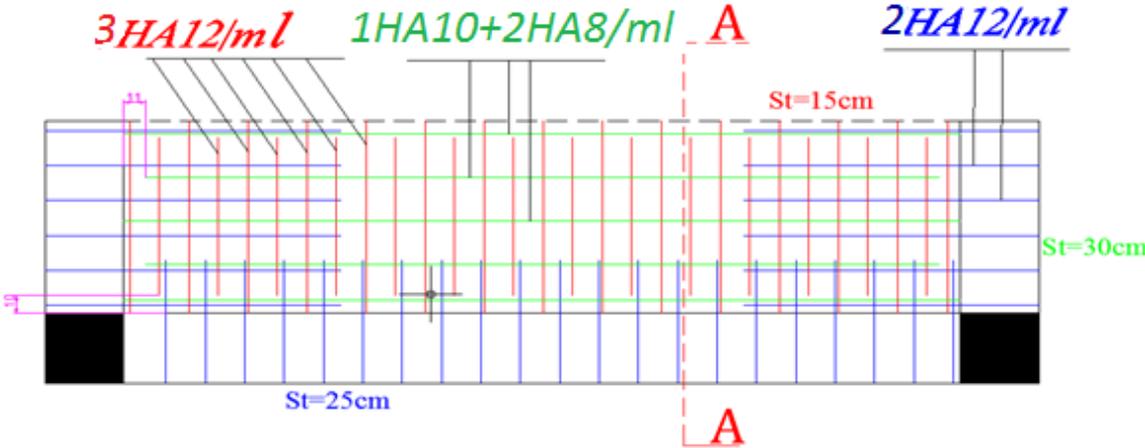


Figure.III.13 : schéma de ferrailage de la dalle pleine panneau D1

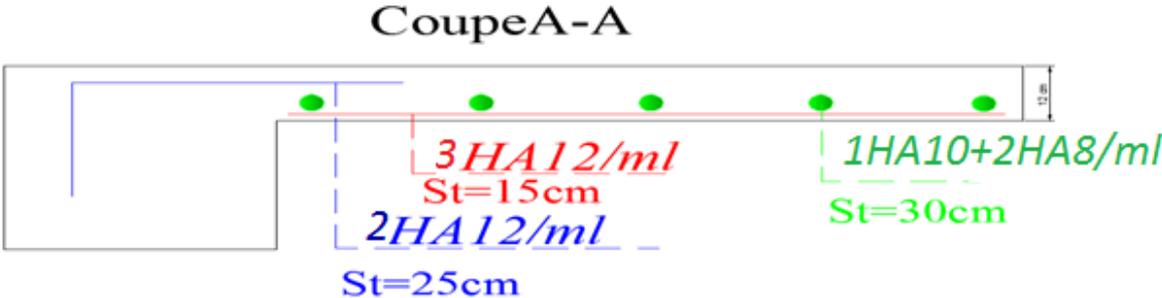
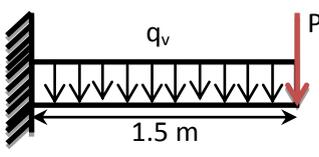
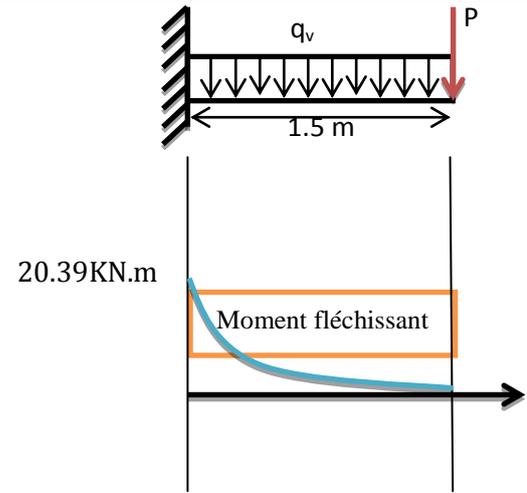


Figure III.14 : coupe A-A de panneau D1

III.5. Escaliers :

L'étude des escaliers consiste à déterminer les sollicitations, et par la suite le ferrailage correspondant. Ce calcul est mené par la méthode de résistance des matériaux.

III.5.1. Etude des différents types d'escaliers (Type1) :

Tableau III.29 : sollicitation dans l'escalier balancé (Type 1)	
Schéma statique	Diagrammes
 <p><b>ELU</b>  <math>q_u = 1.35(7.989) + 1.5(2.5) = 14.53 \text{ KN/m}</math>  <math>P_u = 1.35(20 * 0.1 * 1) * 1 = 2.7 \text{ KN}</math></p>	 <p>20.39KN.m Moment fléchissant</p>
Sollicitations	
$M_u^{max} = -P_u * l - q_u * \frac{l^2}{2} = -20.39 \text{ KN.m}$ $V_u^{max} = P_u + q_u * l = 24.50 \text{ KN}$	

III.5.2.Ferrailage :

Tableau III.30 : Ferrailage de l'escalier balancé							
Nature	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z	$A_{calculée}$ cm <sup>2</sup> /ml	$A_{choisie}$ cm <sup>2</sup> /ml	$A_r$ cm <sup>2</sup> /ml	$A_r$ cm <sup>2</sup> /ml
ETAGE COURANT	Travée (St=20cm)						
	0.079	0.103	0.129	4.54	5HA12/ml=5.65	$\frac{A_{choisie}}{3}=1.88$	3HA10/ml=2.36

$$A_{min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.63 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

III.5.3. Vérification :

➤ Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} = 0.181 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = \min[0.13f_{c28} , 4\text{MPa}] = 3.25 \text{ MPa, FN}$$

Commentaire : pas de risque de rupture par cisaillement.

➤ Vérification des contraintes :

$$q_s = 7.989 + 2.5 = 10.489 \text{ KN/m}; P_s = 2 \text{ KN}; M_s^{max} = -P_s l - q_s * \frac{l^2}{2} = -14.80 \text{ KN.m}$$

Calculs	Vérifications
$y = 0,04 \text{ m}$	$\sigma_b = 6.05 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ <span style="border: 1px solid orange; border-radius: 15px; padding: 2px; display: inline-block;">Vérifiée</span> <span style="border: 1px solid orange; border-radius: 15px; padding: 2px; display: inline-block; margin-left: 100px;">Vérifiée</span>
$I = 9.78 * 10^{-5} \text{ m}^4$	
$\sigma_b = 1.75 \text{ MPa}$	
$\sigma_s = 215.64 \text{ MPa}$	$\sigma_s = 215.64 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$

➤ Vérification de la flèche

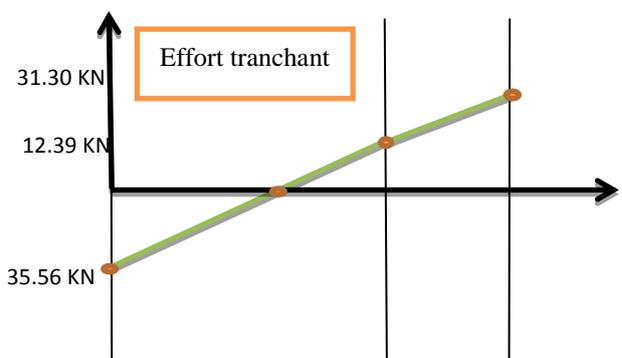
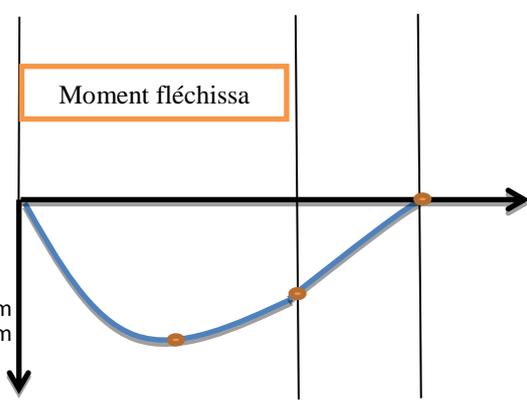
Si les conditions suivantes sont vérifiées, il n'y a pas lieu de vérifier la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} \textcircled{1} h \geq \max \left[ \left( \frac{1}{16}, \frac{M_t}{10 * M_0} \right) l \right], l \leq 8\text{m}. \\ \textcircled{2} A_t \leq \frac{4.2 * b * d}{f_e} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} \textcircled{1} h = 0.15 \text{ m} > 0.075(1.5) = 0.112\text{m} \\ \textcircled{2} A_t = 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml} < 14.17 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{array} \right.$$

Commentaire : Il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

III.5.4. Etude des différents types d'escaliers (Type2) :

Schéma statique	Diagrammes

<p><b>ELU</b></p> <p><math>q_p = 10.81 \text{ KN/ml.}</math></p> <p><math>q_v = 14.53 \text{ KN/ml.}</math></p>	 <p>The diagram shows a linear shear force distribution. The y-axis is labeled with 35.56 KN, 12.39 KN, and 31.30 KN. The x-axis represents the length of the beam. A box labeled 'Effort tranchant' is placed above the curve. The curve starts at 35.56 KN, crosses the zero line at 12.39 KN, and ends at 31.30 KN.</p>
<p><b>Réactions aux appuis</b></p>	
<p><math>R_A = 35.56 \text{ KN.}</math></p>	
<p><math>R_B = 31.30 \text{ KN.}</math></p>	
<p><b>Sollicitations</b></p>	
<p><u>Tronçon [0 – 3.3] :</u></p> <p><math>x = 0, \begin{cases} V = -35.56 \text{ KN.} \\ M = 0 \text{ KN.m.} \end{cases}</math></p> <p><math>x = 3.3, \begin{cases} V = 12.38 \text{ KN.} \\ M = 38.23 \text{ KN.m.} \end{cases}</math></p> <p><math>X = 2.45 \text{ m} \Rightarrow M^{max} = 43.51 \text{ KN.m}</math></p> <p><u>Tronçon [0 – 1.75] :</u></p> <p><math>x = 0, \begin{cases} V = 31.30 \text{ KN.} \\ M = 0 \text{ KN.m.} \end{cases}</math></p> <p><math>x = 1.75, \begin{cases} V = 12.38 \text{ KN.} \\ M = 38.23 \text{ KN.m.} \end{cases}</math></p>	 <p>The diagram shows a parabolic bending moment distribution. The y-axis is labeled with 38.23 KN.m and 43.51 KN.m. The x-axis represents the length of the beam. A box labeled 'Moment fléchissa' is placed above the curve. The curve starts at 0, reaches a maximum of 43.51 KN.m, and ends at 38.23 KN.m.</p>
<p><b>Sollicitation maximales</b></p>	
<p><math>M^{max} = 43.51 \text{ KN.m}</math></p>	
<p><u>En travée :</u></p>	
<p><math>M_t^u = 0.75 * M^{max} = 32.63 \text{ KN.m.}</math></p>	
<p><u>En appuis :</u></p>	
<p><math>M_a^u = -0.5 * M^{max} = -21.75 \text{ KN.m}</math></p>	
<p><u>Effort tranchant :</u></p>	
<p><math>V = 35.56 \text{ KN.m}</math></p>	

III.5.5. Ferrailage :

**Tableau III. 33 : ferrailage de l'escalier balancé (Type 2)**

Nature	$\mu_{bu}$	$\alpha$	$z$	$A_{calcul\acute{e}e}$ $cm^2/ml$	$A_{choisie}$ $cm^2/ml$	$A_r$ $cm^2/ml$	$A_r$ $cm^2/ml$
<b>ETAGES</b>	<b>Travée (St=25cm)</b>						
	0.126	0.169	0.125	7.50	5HA14=7.70	2.56	3HA12=3.39
	<b>Appuis (St=25cm)</b>						
	0.084	0.110	0.129	4.84	5HA12=5.65	1.85	3HA10=2.36
$A_{min} = 1.63cm^2/ml$							

III.5.6 : Vérification :

- Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} = 0.263 MPa \leq \bar{\tau}_u = \min[0.13f_{c28}, 4MPa] = 3.25 MPa, FN$$

Commentaire : pas risque de rupture par cisaillement.

- Vérification des contraintes :

$$M_t^s = 23.52 KN.m, M_a^s = -15.68 KN.m, M_0^s = 31.36 KN.m$$

En travée :

**Tableau III.34 : Vérification des contraintes en travée**

Calculs	Vérifications
$y = 0,05 m$	$\sigma_b = 9.41MPa < \bar{\sigma}_b = 15 MPa$
$I = 1.25 * 10^{-4}m^4$	
$\sigma_b = 9.41 MPa$	
$\sigma_s = 239.9 MPa$	$\sigma_s = 239.9 MPa < \bar{\sigma}_s = 348 MPa$

Vérifiée

Vérifiée

Aux appuis :

**Tableau III.35 : Vérification des contraintes aux appuis**

Calculs	Vérifications
---------	---------------

$y = 0,04 \text{ m}$	$\sigma_b = 6.41 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
$I = 9.78 * 10^{-5} \text{ m}^4$	Vérifiée
$\sigma_b = 6.41 \text{ MPa}$	
$\sigma_s = 228.47 \text{ MPa}$	$\sigma_s = 228.47 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$
	Vérifiée

➤ **Vérification de la flèche :**

Si les conditions suivantes sont vérifiées, il n'y a pas lieu de vérifier la flèche

$$\left\{ \begin{array}{l} \textcircled{1} h \geq \max \left[ \left( \frac{1}{16}, \frac{M_t}{10 * M_0} \right) l \right], l \leq 8m. \\ \textcircled{2} A_t \leq \frac{4.2 * b * d}{f_e} \end{array} \right.$$

$\textcircled{1} h = 0.15 \text{ m} < 0.0625(3.3 + 1.75) = 0.315 \text{ m}.$

La condition  $\textcircled{1}$  n'est pas vérifiée, Donc, il faut vérifier la flèche.

$$\left\{ \begin{array}{l} j_p = 3.75 \text{ KN/m}^2 \\ g_p = 5.23 \text{ KN/m}^2 \\ p_p = 7.73 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right., \left\{ \begin{array}{l} j_v = 4.466 \text{ KN/m}^2 \\ g_v = 7.989 \text{ KN/m}^2 \\ p_v = 10.489 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

➤ **Evaluation des charges :**

$$\left\{ \begin{array}{l} q_{jp} = 3.75 * 3.25 = 12.19 \text{ KN/m}^2 \\ q_{gp} = 5.23 * 3.25 = 17 \text{ KN/m}^2 \\ q_{pp} = 7.73 * 3.25 = 25.12 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right., \left\{ \begin{array}{l} q_{jv} = 4.466 * 1.58 = 7.05 \text{ KN/m}^2 \\ q_{gv} = 7.989 * 1.58 = 12.62 \text{ KN/m}^2 \\ q_{pv} = 10.489 * 1.58 = 16.57 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

➤ **Evaluation des moments :**

Moment correspondant à $q_j$	$0.75(1.301q_{jv} + 0.405q_{jp})$	$M_j = 10.58 \text{ KN.m}$
Moment correspondant à $q_g$	$0.75(1.301q_{gv} + 0.405q_{gp})$	$M_g = 17.48 \text{ KN.m}$
Moment correspondant à $q_p$	$0.75(1.301q_{pv} + 0.405q_{pp})$	$M_p = 23.80 \text{ KN.m}$

➤ **Calcul des moments d'inerties :**

$$y_G = \frac{\sum A_i y_{Gi}}{\sum A_i}$$

$$y_G = \frac{(3.3 * 0.15) \left( \frac{0.15}{2} \right) + 15 * 7.7 * 10^{-4} * 0.135}{(3.3 * 0.15) + 15 * 7.7 * 10^{-4}} \Rightarrow y_G = 0.076 \text{ m}.$$

$$I_0 = \frac{3.3 * 0.15^3}{12} + (3.3 * 0.15) \left( \frac{0.15}{2} - 0.076 \right)^2 = 9.285 * 10^{-4} m^4$$

➤ Calcul des contraintes :

Contrainte correspondant à $q_j$	$\frac{15 * M_j(d - y)}{I_0}$	$\sigma_j = 10.08 \text{ MPa}$
Contrainte correspondant à $q_g$	$\frac{15 * M_g(d - y)}{I_0}$	$\sigma_g = 16.66 \text{ MPa}$
Contrainte correspondant à $q_p$	$\frac{15 * M_p(d - y)}{I_0}$	$\sigma_p = 22.68 \text{ MPa}$

➤ Calcul des coefficients  $\mu$  et  $\lambda$  :

$$\mu = \max \left\{ 1 - \left[ \frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma + f_{t28}} \right], \begin{cases} \lambda_i = 6.14 \\ \lambda_v = 2.46 \end{cases} \right.$$

Pourcentage d'armatures tendues	$\rho = \frac{A_T}{b * d}$	$\rho = 0.0057$
coefficient correspondant à $q_j$	$1 - \left[ \frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_j + f_{t28}} \right]$	$\mu_j = 0$
coefficient correspondant à $q_g$	$1 - \left[ \frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_g + f_{t28}} \right]$	$\mu_g = 0$
coefficient correspondant à $q_p$	$1 - \left[ \frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_p + f_{t28}} \right]$	$\mu_p = 0$

➤ Calcul des moments d'inerties fictives :

I correspondant à $q_{ji}$	$\frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_j}$	$I_{ji} = 10.20 * 10^{-4} m^4$
I correspondant à $q_{gi}$	$\frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_g}$	$I_{gi} = 10.20 * 10^{-4} m^4$
I correspondant à $q_{gv}$	$\frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_v * \mu_g}$	$I_{gv} = 10.20 * 10^{-4} m^4$
I correspondant à $q_{pi}$	$\frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_p}$	$I_{pi} = 10.20 * 10^{-4} m^4$

$$E_i = 32164.20 \text{ MPA}, E_v = 10721.4 \text{ MPA}$$

$f_{gv}$	$\frac{M_g * l^2}{10 * E_v * I_{gv}}$	$17.41 * 10^{-4} m$
$f_{ji}$	$\frac{M_j * l^2}{10 * E_i * I_{ji}}$	$3.51 * 10^{-4} m$
$f_{pi}$	$\frac{M_p * l^2}{10 * E_i * I_{pi}}$	$7.90 * 10^{-4} m$
$f_{gi}$	$\frac{M_g * l^2}{10 * E_i * I_{gi}}$	$5.80 * 10^{-4} m$
$\Delta f$	$f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$	$1.6 * 10^{-3} m$
$f_{admissible}$	$\frac{l}{500}$	$6.6 * 10^{-3} m$

$$f_{admissible} = 6.6 * 10^{-3} m > \Delta f = 1.6 * 10^{-3} m$$

**Commentaire :** La flèche est vérifiée.

III.5.7. Schémas de ferrailage des différents types d'escaliers :

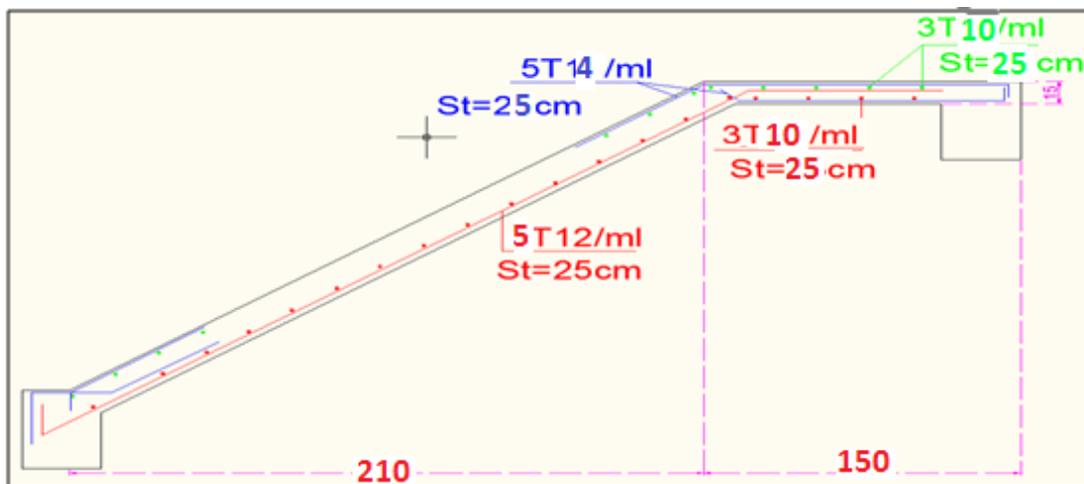


Figure III.15. Schéma de ferrailage d'escalier

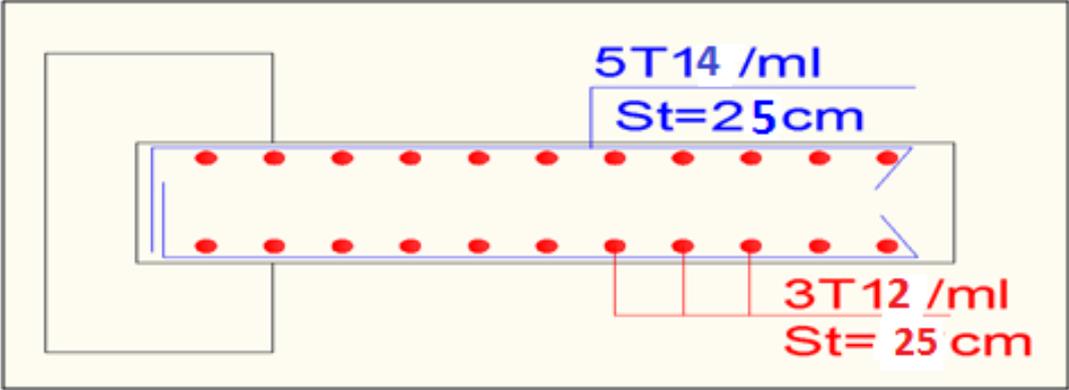


Figure.III.16 : schéma de ferrailage d’escalier balancé.

III.6. Poutre brisée

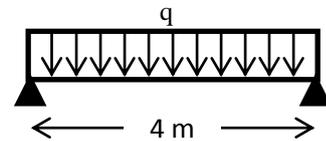
Notre poutre brisée est une poutre simplement appuyée sur deux poteaux. Elle est calculée à la flexion simple et à la torsion.

Elle reprend les charges suivantes :

- ✓ Son poids propre.
- ✓ Charges transmises sous efforts tranchants.
- ✓ Poids propre de la maçonnerie (s'il y en a).

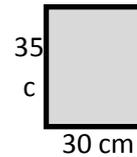
III.6.1. Dimensionnement :

a)- Selon la condition de rigidité :



$$\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10} \Rightarrow \frac{400}{15} \leq h \leq \frac{400}{10} \Rightarrow 26.66 \text{ cm} \leq h \leq 40 \text{ cm}$$

Alors,  $\begin{cases} h = 35 \text{ cm.} \\ b = 30 \text{ cm} \end{cases}$



b)- Vérification des conditions du RPA 99 version 2003:

$$\begin{cases} b = 30 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \\ h = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = 1.16 < 4 \end{cases}$$



III.6.2. Calcul de la poutre brisée :

➤ Charge revenant à la poutre brisée :

✓ Poids propre de la poutre :  $G_{p.b} = \frac{0.35 \cdot 0.30 \cdot 25}{\cos 32.90} = 3.13 \text{ KN/ml.}$

✓ Réactions :  $\begin{cases} ELU: 8.146 \text{ KN/ml.} \\ ELS: 6.034 \text{ KN/ml.} \end{cases}$

Alors,  $\begin{cases} q_u = (1.35 \cdot 3.13) + 8.146 = 12.37 \text{ KN/ml.} \\ q_s = 3.13 + 6.034 = 9.16 \text{ KN/ml.} \end{cases}$

III.6.2.1. Sollicitations :

$$M^{max} = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = 24.74 \text{ KN.m} \quad , \quad V^{max} = \frac{q_u \cdot l}{2} = 24.74 \text{ KN}$$

Tableau.III.41 : Moment sollicitant dans la poutre.	
Localisation	Moment
En travée	$0.85 * M^{max} = 21.03. m$
Aux appuis	$-0.3 * M^{max} = -7.42KN. m$

III.6.2.2. Ferrailage à la flexion simple :

➤ Armature longitudinale :

Tableau III.42 : calcul des sections de Ferrailage en travée	
Calculs	Conclusions
$M_u = 21.03KN.m$	<p><b>Condition de non fragilité :</b></p> $A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.14 cm^2$
$\mu_{bu} = 0.05 < 0,186 (pivot A), \varepsilon_s = 10^\circ \%$	
$\alpha = 0.064$	
$z = 0,306 m$	
$A_t = 1.97 cm^2$	

Tableau III.43 : calcul des sections de Ferrailage aux appuis	
Calculs	Conclusions
$M_u = 7.42KN.m$	<p><b>Condition de non fragilité :</b></p> $A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.14 cm^2$
$\mu_{bu} = 0.018 < 0,186 (pivot A), \varepsilon_s = 10^\circ \%$	
$\alpha = 0,023$	
$z = 0,312m$	
$A_t = 0.7 cm^2$	

➤ **Armature Transversale :**

$$A_t \geq (0.4 * b * S_t) / f_e \Rightarrow A_t \geq 0.6 \text{ cm}^2$$

Avec  $S_t = 20 \text{ cm}$

**III.6.2.3. Vérification :**

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

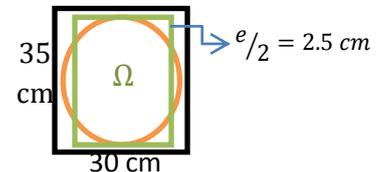
$$\tau_u = \frac{V^{max}}{b * d} = 0.261 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) = 3.34 \text{ MPa}, FPN$$

➤ **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**

$$V^{max} \leq 0.267 * a * b * f_{c28}, \quad a = 0.9 * d = 0.2835$$

$$\Rightarrow V^{max} = 24.08 \text{ KN} \leq 568 \text{ KN}.$$

Commentaire : la bielle est vérifiée.



**III.6.2.4. Ferrailage à la torsion :**

On définit «  $\Omega$  », l'aire de torsion, par une section creuse à mi- épaisseur «  $e$  » tel que :

$$\Omega = (b - e) * (h - e), e = b/6.$$

$$\text{Donc, } e = 5 \text{ cm} \Rightarrow \Omega = 750 \text{ cm}^2.$$

On définit «  $\mu$  » comme étant le périmètre de «  $\Omega$  » :

$$\mu = 2[(b - e) + (h - e)] \Rightarrow \mu = 110 \text{ cm}.$$

✓ Le moment de torsion à prendre est le moment à l'encastrement de l'escalier.

$$\text{Donc } M_{tor} = 19.88 \text{ KN.m}$$

➤ **Armatures longitudinales et transversales :**

$$\frac{A_t * f_e}{S_t * \gamma_s} = \frac{A_l * f_e}{\mu * \gamma_s} = \frac{M_{tor}}{2 * \Omega}$$

➤ **Armature longitudinale :**

$$A_l = \frac{M_{tor} * \mu * \gamma_s}{2 * \Omega * f_e} = \frac{19.88 * 10^{-3} * 110 * 10^{-2} * 1.15}{2 * 750 * 10^{-4} * 400}$$

$$A_l = 2.70 \text{ cm}^2$$

➤ **Armature transversale :**

$$A_t = \frac{M_{tor} * S_t * \gamma_s}{2 * \Omega * f_e} = \frac{19.88 * 10^{-3} * 0.2 * 1.15}{2 * 750 * 10^{-4} * 400}$$

$$A_t = 0.761 \text{ cm}^2$$

III.6.2.5. Vérification :

➤ **Contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{M_{tor}}{2 * \Omega * e} = 2.65 \text{ MPa.}$$

**Note :** La section d'armature totale sera calculée en (flexion simple + torsion), elle est donnée dans le tableau ci-dessous :

**Tableau III.44 : Section d'armature de calcul en flexion simple et en torsion**

	Flexion simple		Torsion
	Travée	appuis	
Moment (KN.m)	21.03	7.42	19.88
Armature longitudinale (cm <sup>2</sup> )	1.93	1.14	2.70
Armature transversale (cm <sup>2</sup> )	0.6		0.761
Contrainte de cisaillement (MPa)	0.261		2.65

**Tableau III.45 : Section d'armature en travée et aux appuis**

	Flexion simple		Torsion	A <sub>Total</sub>		A <sub>opté</sub>	
	Travée	appuis		Travée	appuis	Travée	appuis
Armature longitudinale (cm <sup>2</sup> )	1.85	1.195	2.70	1.93 + $\frac{2.70}{2}$ = 3.28	$1.14 + \frac{2.70}{2}$ = 2.49	2HA12 +2HA10 = 3.83	4HA10 = 3.14
Armature transversale (cm <sup>2</sup> )	0.6		0.761	0.6+0.761 = 1.36		4φ <sub>8</sub> = 2.01cm <sup>2</sup> (2cadre φ <sub>8</sub> ) S <sub>t</sub> = 20cm	

$$A_{min} = 0.5\%(b * h) = 5.25 \text{ cm}^2 < A = A_t + A_a = 6.97 \text{ cm}^2$$

Vérifiée

➤ Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant :

$$\tau = \sqrt{\tau_{flexion} + \tau_{torsion}} = 1.706 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.34 \text{ MPa}.$$

➤ Vérification des contraintes :

$$M_t^{ser} = 15.57 \text{ KN.m}$$

Tableau III.46 : Vérification des contraintes en travée	
Calculs	Vérifications
$y = 0.087 \text{ m}$	$\sigma_b = 2.61 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ Vérifiée
$I = 5.18 * 10^{-4} \text{ m}^4$	
$\sigma_b = 2.61 \text{ MPa}$	

$$M_a^{ser} = 5.5 \text{ KN.m}$$

Tableau III.47 : Vérification des contraintes aux appuis	
Calculs	Vérifications
$y = 0.025 \text{ m}$	$\sigma_b = 0.34 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ Vérifiée
$I = 4.01 * 10^{-4} \text{ m}^4$	
$\sigma_b = 0.34 \text{ MPa}$	

➤ Vérification de la flèche :

Si les conditions suivantes sont vérifiées, il n'y a pas lieu de vérifier la flèche

$$\left\{ \begin{array}{l} \textcircled{1} h \geq \max \left[ \left( \frac{1}{16}, \frac{M_t}{10 * M_0} \right) l \right], l \leq 8\text{m}. \\ \textcircled{2} A_t \leq \frac{4.2 * b * d}{f_e} \end{array} \right.$$

①  $h = 0.35 \text{ m} > 0.085(4) = 0.34\text{m}.$

②  $A_t = 3.83 \text{ cm}^2 < 9.92 \text{ cm}^2$

Vérifiée

Note : Il n'y a pas lieu de vérifier la flèche

III.6.3. schéma de ferrailage de la poutre brisée :

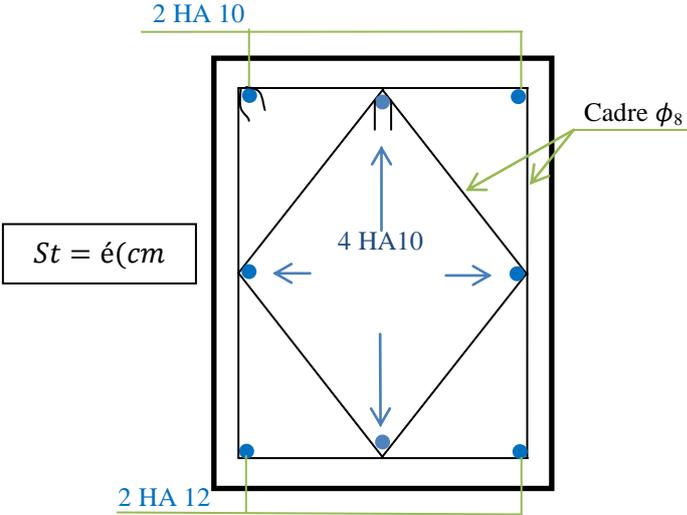


Figure III.17 : Schéma de ferrailage de la poutre brisée

**III.7. Ascenseur :**

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

**III.7.1. Description de l'ascenseur :**

- ❖ **Cabine :** Organe de l'ascenseur destiné à recevoir les personnes et les charges à transporter.
- ❖ **Gaine :** Volume dans lequel se déplacent la cabine, le contrepoids et le vérin hydraulique. Ce volume est matériellement délimité par le fond de la cuvette, les parois et le plafond.
- ❖ **Palier :** Aire d'accès à la cabine à chaque niveau de service.
- ❖ **Cuvette :** Partie de la gaine située en contre-bas du niveau d'arrêt inférieur desservi par la cabine.
- ❖ **Hauteur libre :** Partie de la gaine située au-dessus du dernier niveau desservi par la cabine.
- ❖ **local des machines :** Local où se trouvent la machine et son appareillage.

**III.7.2. Caractéristiques de l'ascenseur: Annexe (4)****➤ Nombre de passagers :**

Le nombre de passagers est le plus petit des nombres obtenus par la formule :

$$n = \frac{\text{charge nominale}}{75} \Rightarrow n = \frac{630}{75} = 8.4$$

Dans notre structure, on utilise un ascenseur pour huit personnes, dont ses caractéristiques sont :

$L = 140\text{cm}$  : Longueur de l'ascenseur.

$L_r = 110\text{cm}$  : Largeur de l'ascenseur.

$H = 220\text{cm}$  : Hauteur de l'ascenseur.

$F_c = 102\text{KN}$  : Charge due à la cuvette.

$D_m = 82\text{KN}$  : Charge due à la salle des machines.

$P_m = 15\text{KN}$  : Charge due à l'ascenseur.

$P_{\text{persommes}} = 6.3\text{KN}$  : La charge nominale.

$V = 1.00\text{m/s}$  : La vitesse.

### III.7.3. Etude de l'ascenseur :

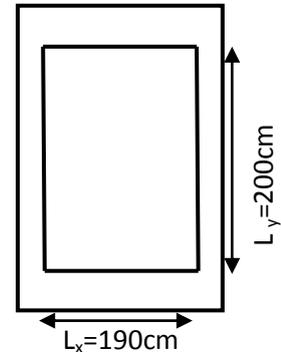
La dalle de la cage d'ascenseur doit être épaisse pour qu'elle puisse supporter les charges importantes (machine+ ascenseur) qui sont appliquées sur elle.

On a:  $L_x = 190\text{cm}$  ,  $L_y = 200\text{cm} \Rightarrow S = 1.90 * 2.00 = 3.80\text{m}^2$ .

Soit alors son épaisseur est  $e=20\text{cm}$ .

$m$

➤ **Evaluation des charges et surcharges :**



$G_1 = 25 * 0.2 = 5 \text{ KN/m}^2$  : Poids de la dalle en béton armé.

$G_2 = 25 * 0.05 = 1.25 \text{ KN/m}^2$  : Poids de revêtement en béton.

$$G' = G_1 + G_2 = 6.25 \text{ KN/m}^2$$

$$G = \frac{15 + 82 + 6.3}{3.80} = 27.18 \text{ KN/m}^2$$

**Figure.III.18 :** Les dimensions de l'ascenseur

$$G_{total} = G + G' = 6.25 + 27.18 = 33.43 \text{ KN/m}^2 \text{ Et } Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

### III.7.4. Cas de charge répartie :

#### III.7.4.1. A l'ELU :

✓ **Calcul les sollicitations :**

$$q_u = 1.35 G + 1.5Q = 1.35 * 33.43 + 1.5 * 1 = 46.63 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,95 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans deux sens.}$$

$$\rho = 0,95 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.041 \\ \mu_y = 0.8875 \end{cases}$$

➤ **Calcul des sollicitations à ELU :**

$$M_x^0 = \mu_x * q_u * L_x^2 = 0.041 * 46.63 * 1.9^2 = 6.90 \text{ KN.m}$$

$$M_y^0 = \mu_y * M_x^0 = 0.8875 * 6.90 = 6.12 \text{ KN.m}$$

▪ **Calcul des moments réels :**

$$\text{En travée : } \begin{cases} M_{tx} = 0.85 * M_x^0 = 0.85 * 6.90 = 5.86 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 * M_y^0 = 0.85 * 6.12 = 5.20 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{En appuis : } M_a = -0.3 * M_x^0 = -0.3 * 6.90 = -2.07 \text{ KN.m}$$

▪ **Calcul du ferrailage :**

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur et de 20cm d'épaisseur à la flexion simple avec  $d_x = 18cm$  et  $d_y = 17cm$  Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**III.7.4.2. Ferrailage :**

Tableau III.48: Ferrailage de la dalle de l'ascenseur (dalle au-dessous).							
Sens	$M_u (KN.m)$	$\mu_{bu}$	$\alpha$	$Z(cm)$	$A_{calculée} (cm^2/ml)$	$A_{opté} (cm^2/ml)$	$S_t (cm)$
Travée x-x	5.80	0.0126	0.016	17.88	0.93	2T10=1.57	St ≤ min (3e,33cm) St=25
Travée y-y	5.20	0.0126	0.016	17.88	0.835	2T10=1.57	St ≤ min (3e,33cm) St=25
Appuis	2.07	0.0045	0.0056	17.95	0.331	3T8=1.51	33 cm

**III.7.4.3. Vérification a l'ELU:**

✓ **Condition de non fragilité :**

• **En travée :**

On a des HAf<sub>c</sub>E400 ⇒  $\rho_0 = 0.0008$

Avec  $h_0 = e = 20 cm, b = 100cm$  et  $\rho = 0,95$

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = 0,95 \\ e = 20 cm > 12 cm \end{array} \right. \Rightarrow A_x^{min} = \rho_0 * \left( \frac{3 - \rho}{2} \right) * b * e = 0.0008 * \left( \frac{3 - 0.95}{2} \right) * 100 * 20$$

$$\Rightarrow A_x^{min} = 1.64 cm^2/ml$$

$$A_y^{min} = \rho_0 * b * e = 0.0008 * 100 * 20 = 1.6 cm^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t^x = 2T10/ml = 1.57 cm^2/ml < A_x^{min} = 1.64 cm^2/ml \\ A_t^y = \frac{2T8}{ml} = 1.57 cm^2/ml < A_y^{min} = 1.6 cm^2/ml \end{array} \right.$$

La condition n'est pas vérifiée, donc on ferraille en travée avec  $A_{min}$

$$A_{min}^x = 1.64 cm^2/ml \Rightarrow A_t^x = 4T10 = 3.14 cm^2/ml$$

$$A_{min}^y = 1.6 cm^2/ml \Rightarrow A_t^y = 4T8 = 2.01 cm^2/ml$$

$$A_t^y = 3T10/ml = 2.36 \text{ cm}^2/ml > \frac{A_t^x}{4} = 0.59 \text{ cm}^2/ml$$

- **En appuis :**  $A_a = 3T8/ml = 1.51 \text{ cm}^2/ml < A_a^{min} = 2.20 \text{ cm}^2/ml$

La condition n'est pas vérifiée, donc on ferraille en appuis avec  $A_{min}$

$$\Rightarrow A_a = 3T10/ml = 2.36 \text{ cm}^2/ml$$

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

$\rho=0.95 > 0.4$  flexion simple dans les deux sens.

$$\begin{cases} V_x = q_u * \frac{l_x}{3} = 29.53 \text{ KN} \\ V_y = q_u * \frac{l_x}{2} * \frac{1}{1 + \frac{1}{\rho}} = 21.58 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{29.53 \times 10^{-3}}{1 \times 0.17} = 0.174 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.16 \text{ Mpa}.$$

Donc, la condition est vérifiée.

#### III.7.4.4. Vérification a l'ELS:

$q_s = G_{total} + Q = 33.43 + 1 = 34.43 \text{ KN/m}^2$ , on fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur.

$$\rho = 0,95 \Rightarrow ELS: \begin{cases} \mu_x = 0.0483 \\ \mu_y = 0.9236 \end{cases} \dots\dots\dots \text{Annexe (1)}$$

- **Calcul des moments :**

$$M_x^0 = \mu_x * q_{st} * l_x^2 = 0.0483 * 34.43 * 1.9^2 = 6.00 \text{ KN.m}$$

$$M_y^0 = \mu_y * M_x^0 = 0.9236 * 6.00 = 5.54 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des moments réels :**

- ✓ En travées :  $\begin{cases} M_{tx} = 0.85 * M_x^0 = 5.1 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 * M_y^0 = 4.71 \text{ KN.m} \end{cases}$

- ✓ En appuis :  $M_a = -0.3 * M_x^0 = -1.8 \text{ KN.m}$

- ❖ **Vérification de la contrainte:**

$$\frac{b}{2} y^2 + 15Ay - 15Ad_x = 0$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15A (d_x - y)^2$$

Tableau III.49 : Vérification des contraintes en travée (sens x-x)	
Calculs	Vérifications
$y = 0.032 \text{ m}$	$\sigma_b = 1.84 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$   $\sigma_s = 127.93 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa}$
$I = 8.85 * 10^{-5} \text{ m}^4$	
$\sigma_b = 1.84 \text{ MPa}$	
$\sigma_s = 127.93 \text{ MPa}$	

Tableau III.50 : Vérification des contraintes en travée (sens y-y)	
Calculs	Vérifications
$y = 0.031 \text{ m}$	$\sigma_b = 1.86 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$   $\sigma_s = 125.90 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa}$
$I = 7.83 * 10^{-5} \text{ m}^4$	
$\sigma_b = 1.86 \text{ MPa}$	
$\sigma_s = 125.90 \text{ MPa}$	

Tableau III.51 : Vérification des contraintes en appuis	
Calculs	Vérifications
$y = 0.032 \text{ m}$	$\sigma_b = 0.65 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$   $\sigma_s = 45.15 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa}$
$I = 8.85 * 10^{-5} \text{ m}^4$	
$\sigma_b = 0.65 \text{ MPa}$	
$\sigma_s = 45.15 \text{ MPa}$	

✓ La flèche :

Sens x-x :

- $\frac{h}{l_x} = \frac{20}{190} = 0.105 > \frac{1}{16} = 0.0625 ;$
- $\frac{h}{l_x} = \frac{20}{190} = 0.105 > \frac{M_{tx}}{10 * M_x^0} = 0.085 ;$
- $\frac{A_t^x}{b * d} = 0.00131 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105.$

Les trois conditions sont vérifiées, donc il est inutile de vérifier la flèche.

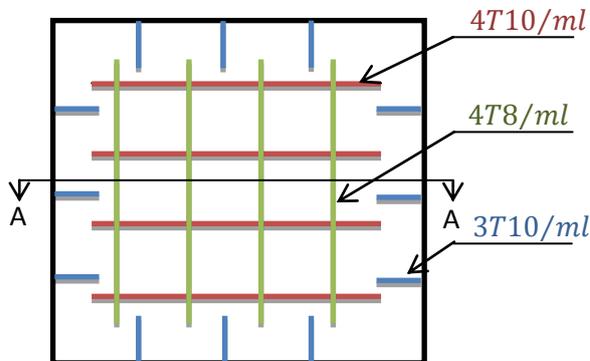
Sens y-y :

- $\frac{h}{l_x} = \frac{20}{300} = 0.066 > \frac{1}{16} = 0.0625 ;$
- $\frac{h}{l_x} = \frac{20}{300} = 0.066 > \frac{M_{ty}}{10 * M_y^0} = 0.085 ;$

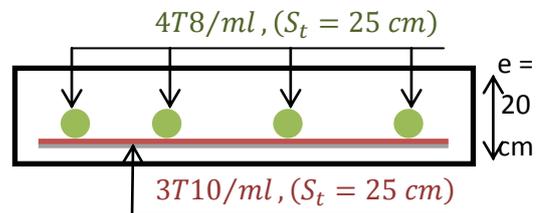
$$3. \frac{A_t^y}{b*d} = 0.00138 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105.$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc il est inutile de vérifier la flèche.

**III.7.4.5. Schémas de ferrailage :**



**Figure III.19 :** Schéma de ferrailage de la dalle au-dessous de l'ascenseur.



**Figure III.20:** Coupe A-A détail de ferrailage.

**III.7.5. Cas d'une charge concentrée :**

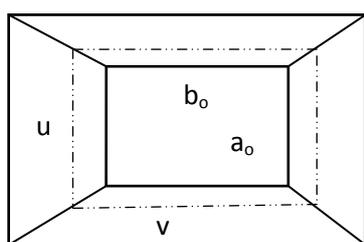
La charge concentrée  $q$  est appliquée à la surface de la dalle sur aire  $a_0 \times b_0$ . Elle agit uniformément sur aire  $u \times v$  située sur le plan moyen de la dalle.

$a_0 \times b_0$  : Surface sur laquelle elle s'applique la charge donnée en fonction de vitesse.

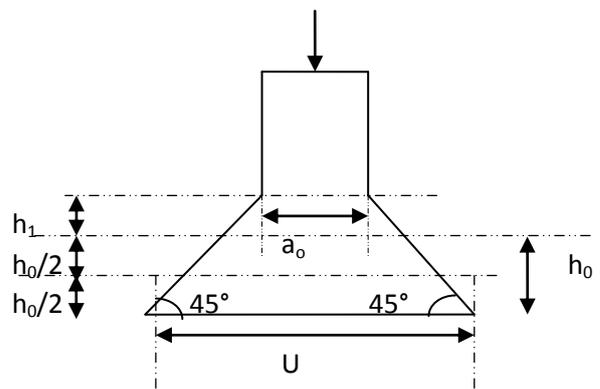
$u \times v$  : Surface d'impact.

$a_0$  et  $u$  = dimension suivant x-x.

$b_0$  et  $v$  : Dimension suivant y-y.



**Figure III.21 :** Schémas représentant la surface d'impact.



**Figure III.22:** Calcul de Périmètre au niveau de la feuille moyenne.

$$\text{On a } \begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1 \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1 \end{cases} \text{ pour } V = 1m/s \Rightarrow \begin{cases} a_0 = 80cm. \\ b_0 = 80cm. \end{cases}$$

Avec  $h_1 = 5cm$  : Épaisseur de revêtement.

$h_0 = 20cm$  : Épaisseur de dalle.

$\zeta = 1$  : Coefficient qui dépend du type de revêtement.

$$\begin{cases} u = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 110 \text{ cm.} \\ v = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 110 \text{ cm.} \end{cases}$$

### III.7.5.1. Calcul des sollicitations :

$$\begin{cases} M_x = q_u * (M_1 + \nu M_2) \\ M_y = q_u * (M_2 + \nu M_1) \end{cases}, \text{ Avec } \nu : \text{ Coefficient de poisson } \begin{cases} \nu = 0 & \text{à L'ELU} \\ \nu = 0.2 & \text{à L'ELS} \end{cases}$$

- $M_1$  est en fonction de  $\frac{u}{L_x}$  et  $\rho \Rightarrow \frac{u}{l_x} = \frac{110}{190} = 0.57$  et  $\rho = 0,9$
- $M_2$  est en fonction de  $\frac{v}{L_y}$  et  $\rho \Rightarrow \frac{v}{l_y} = \frac{110}{200} = 0.55$  et  $\rho = 0,9$

En se référant à l'Annexe (2), on trouve :  $M_1 = 0.085 \text{ KN.m}$  et  $M_2 = 0.067 \text{ KN.m}$

### Evaluation des moments $M_{x1}$ et $M_{y2}$ du système de levage à l'ELU :

$$\nu = 0 \Rightarrow \begin{cases} M_x = q_u * M_1 \\ M_y = q_u * M_2 \end{cases}$$

On a :  $g = D_m + P_m + P_{\text{personne}} = 82 + 15 + 6.3 = 103.3 \text{ KN.}$

$$q_u = 1.35 \times g = 1.35 \times 103.3 = 139.455 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = q_u * M_1 = 139.455 * 0.085 = 11.85 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = q_u * M_2 = 139.455 * 0.067 = 9.34 \text{ KN.m} \end{cases}$$

### Evaluation des moments due au poids propre de la dalle à l'ELU :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 6.1 + 1.5 \times 1 = 9.73 \text{ KN.}$$

$$\rho = 0,9 \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = u_x * q_u * l_x^2 = 0.0456 * 9.74 * 1.9^2 = 1.6 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = u_y * M_{x2} = 0.7834 * 1.6 = 1.25 \text{ KN.m} \end{cases}$$

### Superposition des moments :

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 11.85 + 1.6 = 13.45 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 9.34 + 1.25 = 10.58 \text{ KN.m} \end{cases}$$

#### ➤ Les moments réels :

$$\checkmark \text{ En travées : } \begin{cases} M_{tx} = 0.85 * M_x^0 = 11.43 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 * M_y^0 = 8.99 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\checkmark \text{ En appuis : } M_a = -0.4 * M_x^0 = -5.38 \text{ KN.m}$$

**III.7.5.2. Ferrailage :**

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur et en prend  $d_x = 18cm$  et  $d_y = 17cm$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.52 : Ferrailage de la dalle de l'ascenseur (dalles au-dessus)							
Sens	$M_u (KN.m)$	$\mu_{bu}$	$\alpha$	$Z(cm)$	$A_{calculée} (cm^2/ml)$	$A_{opté} (cm^2/ml)$	$S_t (cm)$
Travée x-x	11.43	0.025	0.032	17.77	1.85	4T8=2.01	St ≤ min (3e, 33cm) St=25
Travée y-y	8.99	0.022	0.028	16.81	1.54	4T8=2.01	St ≤ min (3e, 33cm) St=25
Appuis	5.38	0.012	0.015	17.89	0.86	3T8=1.51	St=33 cm

**III.7.5.3. Vérification a l'ELU :**

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

$$\begin{cases} A_t^x = 4T8/ml = 2.01 \text{ cm}^2/ml > A_x^{min} = 1.68 \text{ cm}^2/ml \\ A_t^y = 4T8/ml = 2.01 \text{ cm}^2/ml > A_y^{min} = 1.68 \text{ cm}^2/ml \end{cases} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$A_t^y = 4T8/ml = 2.01 \text{ cm}^2/ml > \frac{A_t^x}{4} = 0.5025 \text{ cm}^2/ml \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

**En appuis :**  $A_a = 3T8 = 1.51 \text{ cm}^2/ml < A_a^{min} = 2.17 \text{ cm}^2/ml$

La condition n'est pas vérifiée, donc on ferraille en appuis avec  $A_{min}$

$$\Rightarrow A_a = 3T10/ml = 2.36 \text{ cm}^2/ml$$

➤ **Vérification au poinçonnement :**

$$Q_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec  $Q_u$  : Charge de calcul à l'ELU.

$h$  : Épaisseur total de la dalle.

$U_c$  : Périmètre du contour au niveau de feuillet moyen.

$$Q_u = q_u = 139.455 \text{ KN} < 0.045 * u_c * h * \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.045 * (2 * 2.2) * 0.25 * \frac{25 * 10^3}{1.5}$$

$q_u = 139.455 \text{ KN} < 825 \text{ KN}$  . Donc, pas de risque de poinçonnement.

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

On à  $u=v=110 \text{ cm} \Rightarrow V_{max} = \frac{Q_u}{3 \cdot u_c} = \frac{139.455}{3 \cdot 4.4} = 10.56 \text{ KN}$

$\Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{10.56 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.059 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.16 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$

**III.7.5.4. Calcul à l'ELS :**

**1) Le moment engendré par le moment de levage :**

$q_{ser} = g = 103.3 \text{ KN}$

$\begin{cases} M_{x1} = q_{ser} * (M_1 + \nu M_2) = 103.3 * (0.085 + 0.2 * 0.067) = 10.16 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = q_{ser} * (M_2 + \nu M_1) = 103.3 * (0.067 + 0.2 * 0.085) = 8.68 \text{ KN.m} \end{cases}$

**2) Le moment dû au poids propre de la dalle:**

$Q_{ser} = G + Q = 6.1 + 1 = 7.1 \text{ KN/m}$

$ELS: \rho = 0.9 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0528 \\ \mu_y = 0.8502 \end{cases}$

➤ **Calcul les moments :**

$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x * q_{st} * l_x^2 = 0.0528 * 7.35 * 1.9^2 = 1.40 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = \mu_y * M_{x2} = 0.8502 * 1.4 = 1.19 \text{ KN.m} \end{cases}$

**3) Superposition des moments :**

Les moments agissants sur la dalle sont :

$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 10.16 + 1.4 = 11.56 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 8.68 + 1.19 = 9.87 \text{ KN.m} \end{cases}$

➤ **Calcul les moments réels :**

$En \text{ travée: } \begin{cases} M_{tx} = 0.85 * M_x = 0.85 * 11.56 = 9.83 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 * M_y = 0.85 * 9.87 = 8.39 \text{ KN.m} \end{cases}$

$En \text{ appuis: } M_a = -0.4 * M_x = -0.4 * 11.56 = -4.62 \text{ KN.}$

➤ **Vérification de la contrainte:**

Tableau III.53 : Vérification des contraintes en travée (sens x-x)	
Calculs	Vérifications
$y = 0.03 \text{ m}$	$\sigma_b = 4.36 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$   $\sigma_s = 326.18 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_s = 384 \text{ MPa}$
$I = 0.67 * 10^{-4} \text{ m}^4$	
$\sigma_b = 4.36 \text{ MPa}$	
$\sigma_s = 326.18 \text{ MPa}$	

Tableau III.54 : Vérification des contraintes en travée (sens y-y)	
Calculs	Vérifications
$y = 0.029 \text{ m}$	$\sigma_b = 4.08 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$   $\sigma_s = 296.34 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa}$
$I = 5.98 * 10^{-5} \text{ m}^4$	
$\sigma_b = 4.08 \text{ MPa}$	
$\sigma_s = 296.34 \text{ MPa}$	

Tableau III.55 : Vérification des contraintes en appuis	
Calculs	Vérifications
$y = 0.032 \text{ m}$	$\sigma_b = 1.93 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$   $\sigma_s = 132.57 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$
$I = 8.035 * 10^{-5} \text{ m}^4$	
$\sigma_b = 1.93 \text{ MPa}$	
$\sigma_s = 132.57 \text{ MPa}$	

➤ **Vérification de la flèche :**

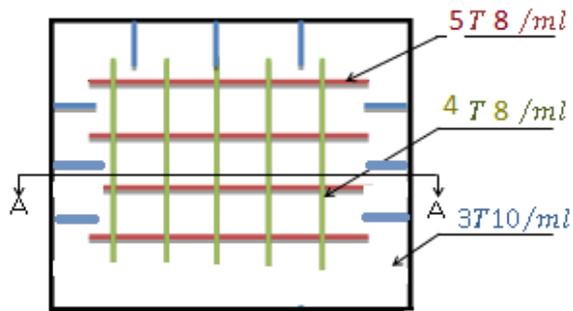
Si les conditions suivantes sont vérifiées, il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{l_x} = \frac{0.25}{1.9} = 0.131 > \frac{3}{80} = 0.0375 \\ \frac{h_t}{l_y} = \frac{0.25}{2} = 0.125 > \frac{3}{80} = 0.0375 \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{l_x} = \frac{0.25}{1.9} = 0.131 > \frac{M_{tx}}{20 * M_x} = 0.0425 \\ \frac{h_t}{l_y} = \frac{0.25}{2} = 0.125 > \frac{M_{ty}}{20 * M_y} = 0.0425 \end{array} \right. \text{Vé rifi ée}$$

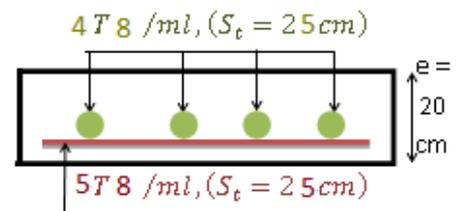
$$\text{Dalle au dessous} \left\{ \begin{array}{l} \frac{A_s}{b*d_x} = \frac{2.01}{100*18} = 0.0011 < \frac{2}{f_e} = 0.005 \\ \frac{A_s}{b*d_y} = \frac{2.01}{100*17} = 0.0012 < \frac{2}{f_e} = 0.005 \end{array} \right. \text{Vé rifi ée}$$

$$\text{Dalle au dessous} \left\{ \begin{array}{l} \frac{A_s}{b*d_x} = \frac{1.57}{100*18} = 0.0008 < \frac{2}{f_e} = 0.005 \\ \frac{A_s}{b*d_y} = \frac{1.57}{100*17} = 0.0009 < \frac{2}{f_e} = 0.005 \end{array} \right. \text{Vé rifi ée}$$

**III.7.5.5. Schéma de ferrailage :**



**Figure III.23:** Schéma de ferrailage de la dalle au-dessus de l'ascenseur.



**Figure III.24:** Coupe A-A détail de

Etude dynamique

# Chapitre IV

**IV.1.Introduction :**

Vu l'activité sismique de nord d'Algérie, les constructions doivent être conçues de manière adéquate pour résister aux secousses sismiques pour éviter la perte des vies humaines et minimiser les dégâts matériels, on respectant les recommandations du règlement parasismique Algérien (RPA99/version2003).

**IV.2.Etude de la structure au séisme :****IV.2.1. Modélisation de la structure par le logiciel Robot millenium :**

ROBOT millénium est un logiciel destiné à modéliser, analyser et dimensionner tout type de structures. Il permet ainsi de vérifier les résultats obtenus.

Les caractéristiques principales du logiciel Robot millenium sont les suivantes :

- Définition de la structure en mode graphique par un éditeur conçu à cet effet.
- Possibilité de présentation des différents types de résultats de calcul (efforts internes, déplacements ... etc.)
- Possibilité de calculer (ou dimensionner) une structure et d'en étudier simultanément une autre (architecture, multithread)
- Possibilité d'effectuer plusieurs types d'analyse des structures (statique et dynamique).
- Possibilité de composer librement les impressions (note de calcul, captures d'écran, composition de l'impression, copie des objets vers d'autres logiciels.)

**➤ Principe de modélisation :**

ROBOT millenium permet de modéliser tout type de structure en 2D ou en 3D composées d'éléments barres, poutres, éléments surfaciques ou volumiques. Il permet d'introduire parfaitement la géométrie, le chargement, les matériaux, les conditions aux frontières voire même les règlements et normes adoptés.

**IV.2.2. Méthodes de calcul :**

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- Par la méthode statique équivalente.
- Par la méthode d'analyse modale spectrale.
- Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

**IV.2.2.1. Méthode statique équivalente :**

Dans cette méthode les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets considérés équivalents à ceux de l'action sismique. Cette méthode est utilisable sous certaines conditions (4.1.2 du RPA 99/2003)

**Calcul de la force sismique totale : Art (4.2.3) [ 2]**

La force sismique  $V$  ; appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V_{st} = A \times D \times Q \times \frac{1}{R} \times W \quad (IV-1)$$

Avec :

✓ **A : coefficient d'accélération de zone**, il dépend de la zone sismique et de groupe d'usage du bâtiment :

- Groupe d'usage : groupe 2
- Zone sismique : zone IIa

⇒ A=0.15.....**Tableau (4,1) [2]**

✓ **R : Coefficient de comportement global de la structure**, il est fonction du système de contreventement, dans notre cas on a un contreventement mixte avec justification de l'interaction ⇒

R=5.....**Tableau (4.3) [2]**

✓ **Q : Facteur de qualité**, Le facteur de qualité  $Q$  est fonction de :

- La redondance et la géométrie des éléments qui constitue la structure.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité du contrôle de la construction.

La valeur de  $Q$  est déterminée par la formule :  $Q = 1 + \sum_1^6 Pq$  **Formule :(4.4) [2]**

$Pq$  : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité  $q$  est satisfait ou non.

<b>Tableau IV .1. Valeurs des pénalités <math>Pq</math></b>				
“ Critère q ”	Observée	$P_q/xx$	Observée	$P_q/yy$
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Non	0.05

2- Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
3- Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4- Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
5- Contrôle de qualité des matériaux	Non	0.05	Non	0.05
6- Contrôles de qualité des d'exécution	Non	0.1	Non	0.1

$$Q_{/xx} = Q_{/yy} = 1 + (0.05+0.05+0.05 +0.05+0.1) = 1.3$$

✓  $W$  : Poids total de la structure.

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{(IV-2) avec } W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}$$

•  $W_{Gi}$  : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

•  $W_{Qi}$  : Charges d'exploitation.

•  $\beta$  : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

**Tableau (4-5) [2]**

$\beta = 0.2$  à usage habitation.

$W_T = 44249.35KN$

✓  $D$  : **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 ( $\eta$ ).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2.5\eta \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3 \text{ s} \end{cases} \quad \text{Formule (4-2) [2]}$$

$T_2$  : Période caractéristique du site d'implantation du bâtiment **Tableau (4.7) [2]**

Le sol en place est de moyenne qualité, plastique et de compacité moyenne D'après le rapport de sol.

Donc du RPA99/version2003 (Tableau3-2) de classification des sites on trouve que ces caractéristiques correspondent à un site de catégorie  $S_3$  donc on aura :

$$\begin{cases} T_1 = 0.15s \\ T_2 = 0.5s \end{cases}$$

Calcul de la période fondamentale de la structure :

Le facteur de correction d'amortissement  $\eta$  est donné par :

$$\eta = \sqrt{7/(2+\zeta)} \geq 0.7 \quad \text{(IV-3)}$$

Où  $\zeta(\%)$  est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

<b>Tableau IV.2 : pourcentage d'amortissement critique</b>			
Remplissage	Portique		Voiles ou murs
	Béton armé	acier	Béton armé / maçonnerie
léger	6	4	10
Dense	7	5	

On prend :  $\zeta = \frac{7+10}{2} = 8.5\%$

**Tableau (4-5) [2]**

Donc  $\eta = \sqrt{7/(2+\zeta)} = 0.816 > 0.7$

$$T_c = C_T h_n^{3/4} \quad \text{(IV-4)}$$

**Formule (4-6) [2]**

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

$$h_n = 39.36m$$

$C_T$  : Coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage

$$C_T = 0.050$$

**Tableau (4-6) [2]**

$$T = 0.050 \times (39.36)^{3/4} = 0.786s$$

On peut également utiliser aussi la formule suivante :

$$T_{x,y} = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{L_{x,y}}} \quad \text{(IV-5)} \quad \text{Formule (4-7) [2]}$$

$L$ : Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$$L_x = 22.44m, \quad L_y = 17.35m$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.748s \\ T_y = 0.85s \end{cases}$$

$$T_x = \min (T_x; T) = 0.748s$$

$$T_y = \min (T_y; T) = 0.786s$$

Remarque : la période de vibration ne doit pas dépasser 130 % de la période calculée par la formule empirique, C'est à dire  $1.3 \times T = 1.3 \times 0.65 = 0.845 s$  **Art (4.2.4)[2]**

$$\Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.748 * 1.3 = 0.972s \\ T_y = 0.786 * 1.3 = 1.022s \end{cases}$$

$$\Rightarrow D = 2.5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \quad \text{Car } 0.5 \leq T \leq 3 s$$

$$\begin{cases} D_x = 2.5 \times 0.816 \times \left( \frac{0.5}{0.748} \right)^{2/3} = 1.56 \\ D_y = 2.5 \times 0.816 \times \left( \frac{0.5}{0.786} \right)^{2/3} = 1.51 \end{cases}$$

La force sismique totale à la base de la structure est :  $V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$

$$V_{stx} = \frac{0.15 \times 1.56 \times 1.3}{5} \times 44249.35 = 2692.13 KN$$

$$V_{sty} = \frac{0.15 \times 1.51 \times 1.3}{5} \times 44249.35 = 2605.84 KN$$

#### IV.2.2.2. Méthode dynamique modale spectrale :

L'analyse dynamique se prête probablement mieux à une interprétation réaliste du comportement d'un bâtiment soumis à des charges sismiques que le calcul statique prescrit par les codes. Elle servira surtout au calcul des structures dont la configuration est complexe ou non courante et pour lesquelles la méthode statique équivalente reste insuffisante ou inacceptable ou autre non-conforme aux conditions exigées par le RPA 99/version 2003 pour un calcul statique équivalent.

Pour les structures symétriques, il faut envisager l'effet des charges sismiques séparément suivant les deux axes de symétrie, pour les cas non symétriques l'étude doit être menée pour les deux axes principaux séparément.

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) \times \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{Art (4. 3.3) [2]}$$

Pour notre étude le spectre de repense est donné par le logiciel (*spectre*).

Les résultats sont illustrés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau IV .3. Résumé des résultats de calcul.**

T	Ux.y								
0.000	0.190	1.000	0.068	2.000	0.043	3.000	0.033	4.000	0.020
0.100	0.130	1.100	0.064	2.100	0.041	3.100	0.031	4.100	0.019
0.200	0.110	1.200	0.060	2.200	0.040	3.200	0.029	4.200	0.019
0.300	0.110	1.300	0.057	2.300	0.039	3.300	0.028	4.300	0.018
0.400	0.110	1.400	0.054	2.400	0.038	3.400	0.026	4.400	0.017
0.500	0.110	1.500	0.052	2.500	0.037	3.500	0.025	4.500	0.017
0.600	0.095	1.600	0.049	2.600	0.036	3.600	0.024	4.600	0.016
0.700	0.086	1.700	0.048	2.700	0.035	3.700	0.023	4.700	0.015
0.800	0.079	1.800	0.046	2.800	0.034	3.800	0.022	4.800	0.015
0.900	0.073	1.900	0.044	2.900	0.033	3.900	0.021	4.900	0.014
								5.000	0.014

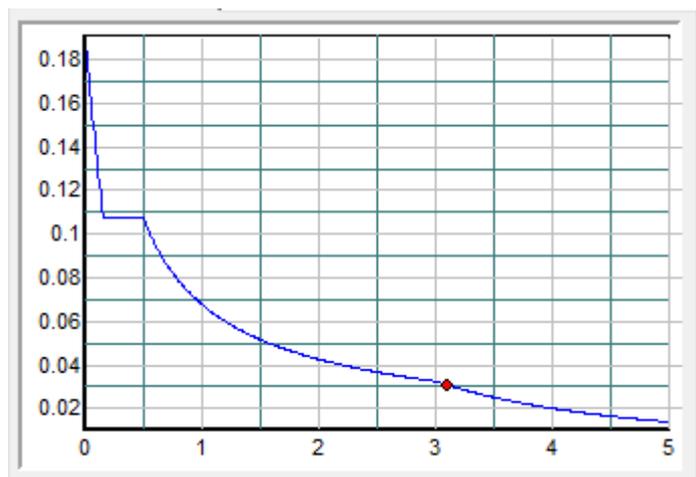


Figure IV.2 : spectre de repense

IV.2.2.3. Caractéristiques géométriques de la structure :

**Tableau IV.4. Résumé des résultats de calcul.**

Niveau	$A_i$ (m <sup>2</sup> )	$X_G$ (m)	$Y_G$ (m)	$I_X$ (m <sup>4</sup> )	$I_Y$ (m <sup>4</sup> )
RDC	138.155	14.44	10.04	2507.9524	4948.252
1 <sup>er</sup> au 6 <sup>er</sup> Etage+9 Etage	184.988	15.54	11.96	3931.3861	6974.4675
7 <sup>er</sup> et 8 <sup>er</sup> Etage	191.063	15.31	12.76	4835.5559	7234.2389
10 <sup>er</sup> Etage	176.265	12.32	9.06	1921.3171	5015.871

Les résultats ci-dessous sont obtenus par le logiciel **Socotec**.

$A_i$  : Surface du plancher au niveau i.

$X_G$  : Abscisse du centre de gravité du niveau.

$Y_G$  : Ordonné du centre de gravité du niveau.

$I_X$  : Inertie du niveau par rapport à l'axe X.

$I_Y$  : Inertie du niveau par rapport à l'axe Y.

IV.2.2.4. Calcul des caractéristiques des nœuds maîtres :

$$m_i = \frac{W_i}{g} \quad (IV-6)$$

$$g = 9.81 \text{ m/s}^2$$

$$I_{mz} = \frac{m_i}{A} \times (I_x + I_y) \quad (IV-7)$$

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

<b>Tableau IV.5. Résumé des résultats de calcul.</b>			
Niveau	$W_i$ (KN)	$m_i$ (t)	$I_{mz}$ (t.m <sup>2</sup> )
<b>RDC</b>	<b>4455.16</b>	<b>454.14</b>	<b>24509.86</b>
<b>Etage 1</b>	<b>4008.61</b>	<b>408.62</b>	<b>24089.94</b>
<b>Etage 2</b>	<b>3526.07</b>	<b>363.10</b>	<b>21406.33</b>
<b>Etage 3</b>	<b>3126.77</b>	<b>318.73</b>	<b>18790.53</b>
<b>Etage 4</b>	<b>2691.63</b>	<b>274.37</b>	<b>16175.31</b>
<b>Etage 5</b>	<b>2256.96</b>	<b>230.06</b>	<b>13563.04</b>
<b>Etage 6</b>	<b>1821.67</b>	<b>185.69</b>	<b>10947.23</b>
<b>Etage 7</b>	<b>1381.32</b>	<b>140.80</b>	<b>8894.60</b>
<b>Etage 8</b>	<b>951.16</b>	<b>96.95</b>	<b>6124.50</b>
<b>Etage 9</b>	<b>526.04</b>	<b>53.62</b>	<b>3161.13</b>
<b>Etage 10</b>	<b>250.54</b>	<b>25.54</b>	<b>1005.16</b>

- La disposition :

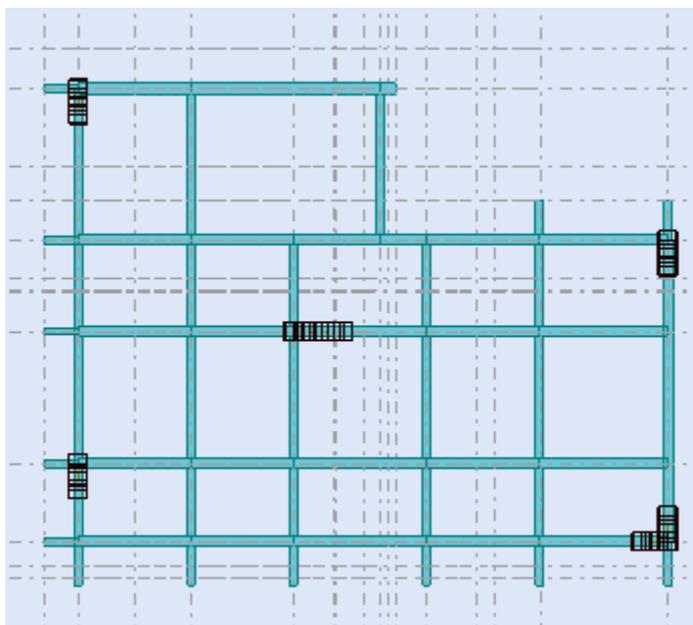


Figure IV. 3 : La disposition des voiles

Périodes de vibration et taux de participation des masses modales de la disposition adopté :

**Tableau IV.6. Résumé des résultats de calcul.**

		INDIVIDUAL (PERCENT)			MODE	CUMULATIVE (PERCENT)			SUM
Mode	Période (sec)	UX [%]	UY [%]	UZ [%]		UX [%]	UY [%]	UZ [%]	
1	0.55	0.68	74.35	0		0.68	74.35	0	
2	0.51	77.88	75.09	0.01		77.2	0.74	0	
3	0.43	78.28	75.1	0.01		0.41	0.01	0	
4	0.22	78.28	85.27	0.02		0	10.17	0.01	
5	0.19	87.06	85.3	0.03		8.77	0.02	0.01	
6	0.17	89.85	85.31	0.03		2.79	0.02	0	
7	0.15	89.86	91.74	0.06		0.01	6.43	0.03	
8	0.14	90.26	91.74	0.07		0.41	0	0	
9	0.13	90.26	91.74	0.07		0	0	0	
10	0.12	92.09	91.75	0.07		1.82	0.01	0	
11	0.12	93.31	91.77	0.07		1.22	0.02	0	

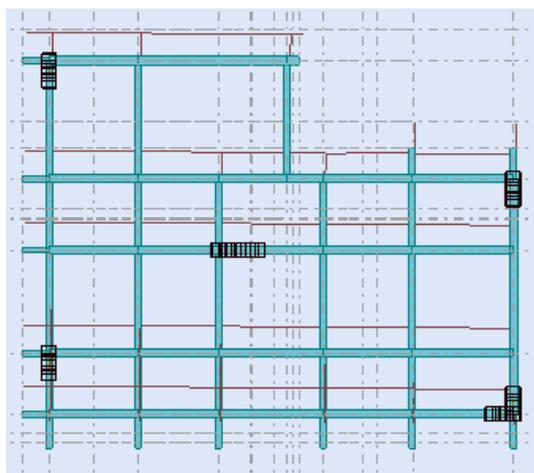


Figure IV.4 : TRANSLATION AUTOUR DE (YY)  
MODE1T=0.55S

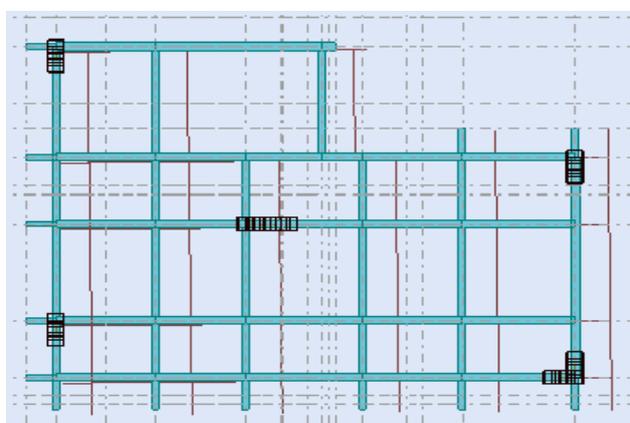


Figure IV.5 : TRANSLATION SELON(XX)  
MODE2T=0.51S

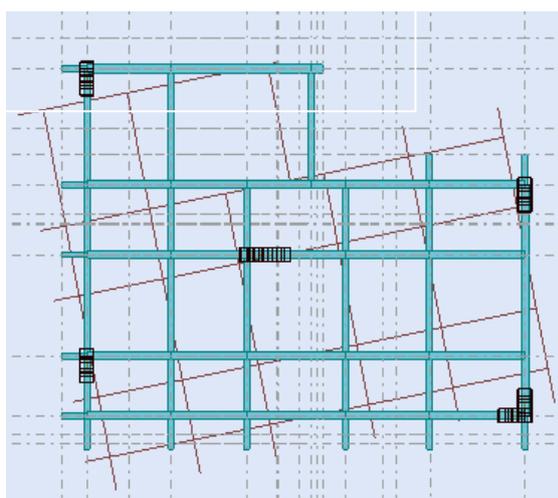


Figure IV.6 : ROTATION SELON(ZZ)  
MODE3T=0.53S

**Analyse des résultats :** après plusieurs essais de disposition des voiles et augmentation des sections des poteaux et poutres déjà pré dimensionner, On voit bien que cette disposition nous évite la torsion.

On remarque que la période fondamentale de vibration est inférieure à celle calculée par les formules empiriques du RPA 99/ version2003 majorée de 30%, et on remarque aussi que les deux modes de vibration sont des modes de translation le premier selon x x, et le deuxième selon yy. et la participation massique au 9<sup>eme</sup> mode dépasse les 90 % exige par le RPA.

**IV.3. Vérification de l'interaction voiles-portiques :**

L'article (3-4-4-a) du RPA99/version2003 exige que pour les constructions à contreventement mixte avec justification de l'interaction, les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales ; les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques (au moins 25% de l'effort tranchant d'étage).

**a) Sous charges verticales :**

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

Niveaux	Charge reprise (KN)		Pourcentage repris (%)	
	Voiles	Portiques	Portiques	voiles
1	-22524.34	-2840.09	88.8028629	11.1971371
2	-20293	-2532.14	88.906355	11.093645
3	-17634.94	-2652.67	86.9246796	13.0753204
4	-15426.35	-2323.73	86.9086224	13.0913776
5	-13218.64	-1995.43	86.8843117	13.1156883
6	-11014.66	-1668.08	86.847637	13.152363
7	-8805.36	-1339.85	86.7932749	13.2067251

8	-6365.23	-1198.39	84.1558672	15.8441328
9	-4181.98	-800.03	83.941622	16.058378
10	-2030.69	-413.78	83.0728133	16.9271867
11	-704.24	-106.56	86.8574248	13.1425752

On constate que l'interaction sous charge verticale est vérifiée

*b) Sous charges horizontales :*

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles}$$

**Tableau IV.8.** Vérification de l'interaction sous charges horizontales

Niveaux	Sens x-x				Sens y-y			
	Portiques (KN)	Voiles (KN)	Portiques (KN)	Voiles (KN)	Portiques (KN)	Voile(KN)	Portiques (KN)	Voiles (KN)
1	2468.1	905.01	73.1699435	26.830056	2392.42	715.63	76.974952	23.0250479
	1		5	4			1	
2	2453.1	855.32	74.1473322	25.852667	2430.38	622.81	79.601335	20.398665
	2		8	7				
3	2119.6	1062.4	66.6112539	33.388746	2165.24	778.38	73.557048	26.4429512
	9	9	2	1			8	
4	1992.3	998	66.6254222	33.374577	2032.51	741.67	73.265253	26.7347468
				8			2	
5	1825.2	914.75	66.6144761	33.385523	1866.85	684.3	73.176802	26.8231974
	1		2	9			6	
6	1622.4	813.69	66.5990731	33.400926	1666.16	613.56	73.086168	26.9138315
	4		2	9			5	
7	1384.5	694.95	66.5804267	33.419573	1430.56	529.38	72.989989	27.0100105
	2		4	3			5	

8	957.16	714.97	57.2419608 5	42.758039 1	1036.45	554.42	65.149886 5	34.8501135
9	696.71	518.68	57.3239865 4	42.676013 5	759.64	412.89	64.786402 1	35.2135979
10	301.67	426.37	41.4359101 1	58.564089 9	572.25	158.16	78.346408 2	21.6535918
11	175.78	202.1	46.5174129 4	53.482587 1	323.66	84.09	79.377069 3	20.6229307

A partir du tableau on déduit que l’interaction sous charges horizontales est vérifiée.

On remarque que le taux des charges verticales reprises par les voiles ne dépasse pas la limite des 20 % exigée par le RPA 99/ version2003

L’examen de la part de l’effort tranchant total repris par les voiles est celui repris par les portiques à chaque niveau dans les deux sens, montre que le taux d’effort tranchant repris par les voiles reste dans tous les niveaux inférieur à 75 % et les portiques reprennent plus de 25 %.

**IV.4. Vérification des résultats vis-à-vis du RPA 99/Version2003 :**

**IV.4.1. Vérification de la résultante des forces sismiques :**

Selon (Art 4.3.6)[2] la résultante des forces sismiques à la base  $V_{sta}$  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  $V_{dyn}$ .

<b>Tableau IV.9.Vérification de l’effort tranchant à la base.</b>			
<b>Résultante des forces sismique</b>	$V_{dyn}$	$V_{sta}$	$V_{dyn}/V_{sta}$
<b>Sens xx</b>	3373.15	2692.13	1.25
<b>Sens yy</b>	3108.09	2605.84	1.19

$\frac{V_{dyn}}{V_{sta}} > 0.8$  Donc les paramètres de la réponse calculés ne seront pas majorés.

**IV.4.2. Vérification de l’effort normal réduit :**

Il est exigé de faire la vérification à l’effort normal réduit pour éviter l’écrasement de la section du béton après modélisation et cela par la formule suivante :

$$N_{rd} = \frac{N}{B \times f_{c28}} \leq 0.3 \quad \text{(IV-8)..... Art ( 7.4.3.1) [2]}$$

Tel que :

$N$  ; L'effort normal maximal.

$B$  ; Section du poteau.

$f_{c28}$  ; Résistance caractéristique à la compression.

<b>Tableau IV.10. Résumé des résultats</b>				
NIVEAU	B (cm)	N (KN)	$N_{rd}$	Remarque
RDC	55 X 55	1763.08	0.23	vérifiée
Etage1	55 X 55	1052.07	0.14	vérifiée
Etage2	50 X 50	888.36	0.14	Vérifiée
Etage3	50 X 50	700.26	0.11	Vérifiée
Etage4	50 X 50	624.04	0.09	Vérifiée
Etage5	50 X 50	500.18	0.08	Vérifiée
Etage6	50 X 50	400.68	0.06	Vérifiée
Etage7	45 X 45	326.22	0.06	Vérifiée
Etage8	45 X 45	216.54	0.04	Vérifiée
Etage9	40 X 40	107.72	0.03	Vérifiée
Etage10	40 X 40	134.53	0.03	Vérifiée
Etage11	35 X 35	51.45	0.016	Vérifiée

**IV.4.3. Calcul des déplacements :**

Le déplacement horizontal à chaque niveau  $K$  de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad \text{(IV-9) ..... Art ( 4.4.3)[2]}$$

$\delta_{ek}$  :Déplacement dû aux forces  $F_i$ (y compris l'effet de torsion).

$R$  : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau  $K$  par rapport au niveau  $K-1$  est égal à :  $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Avec :  $\Delta_k < 1\% \times h_e$  .....Art ( 5.10)[2]

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.11. Vérification des déplacements relatifs.

Niveau	$\delta_{ek}$ (cm)		R	$R^* \delta_{ek}$ (cm)		$\Delta_k$ (cm)		$h_k$ (cm)	1 % $h_k$ (cm)	$\Delta_k / h_k$	
	$\delta_{ekx}$	$\delta_{eky}$		$R^* \delta_{ekx}$	$R^* \delta_{eky}$	$\Delta_{kx}$	$\Delta_{ky}$			$\Delta_{kx} / h_k$ (%)	$\Delta_{ky} / h_k$ (%)
11	0.9	1	5	4.5	5	0.5	1	306	3.06	0.0013	0.0027
10	0.8	0.8	5	4	4	0.5	0	306	3.06	0.0013	0
9	0.7	0.8	5	3.5	4	0.5	0.5	306	3.06	0.0013	0.0013
8	0.6	0.7	5	3	3.5	0	0	306	3.06	0	0
7	0.6	0.7	5	3	3.5	0.5	0.5	306	3.06	0.0013	0.0013
6	0.5	0.6	5	2.5	3	0.5	0.5	306	3.06	0.0013	0.0013
5	0.4	0.5	5	2	2.5	0.5	0.5	306	3.06	0.0013	0.0013
4	0.3	0.4	5	1.5	2	0.5	0.5	306	3.06	0.0013	0.0013
3	0.2	0.3	5	1	1.5	0.5	0.5	306	3.06	0.0013	0.0013
2	0.1	0.2	5	0.5	1	0	0.5	306	3.06	0	0.0013
1	0.1	0.1	5	0.5	0.5	0.5	0.5	306	3.06	0.0013	0.0013

**IV.4.4. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ : Art (5.9) [2]**

L'effet du 2<sup>ème</sup> ordre ou effet (P-Δ) peut être négligé dans le cas des bâtiments, si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux.

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10. \quad (IV-10)$$

Avec :

$P_k$  : poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au dessus du niveau (k).

$V_k$  : effort tranchant d'étage au niveau (k).

$h_k$  : hauteur d'étage (k)

$\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau (k).

Tableau IV.12 . Vérification des effets P- $\Delta$ 

Niveau	$h_k$ (cm)	$P_k$ (KN)	Sens xx			Sens yy		
			$\Delta_k$ (cm)	$V_k$ (KN)	$\theta_k$	$\Delta_k$ (cm)	$V_k$ (KN)	$\theta_k$
11	306	89309.37	0.5	3373.13	0.043	1	3108.05	0.0939
10	306	89309.37	0.5	3308.44	0.044	0	3053.19	0
9	306	87059.04	0.5	3182.18	0.044	0.5	2943.61	0.0483
8	306	87027.78	0	2990.29	0	0	2774.18	0
7	306	86932.7	0.5	2739.96	0.051	0.5	2551.15	0.0556
6	306	87058.04	0.5	2436.12	0.058	0.5	2279.72	0.0623
5	306	88069.45	0.5	2079.47	0.069	0.5	1959.93	0.0734
4	306	86033.44	0.5	1672.13	0.084	0.5	1590.88	0.0883
3	306	85023.03	0.5	1215.38	0.114	0.5	1172.53	0.1184
2	306	55100.59	0	728.04	0	0.5	730.41	0.1232
1	306	50108.38	0.5	377.87	0.2166	0.5	407.75	0.2008

**Commentaire :** On voit bien que la condition  $\theta \leq 0.1$  est satisfaite, d'où les effets du 2<sup>ème</sup> ordre peuvent être négligés.

**IV.5. Conclusion :**

Les voiles présentent, généralement, une grande résistance vis-à-vis des forces horizontales. Leur disposition était un véritable obstacle vu la non symétrie, les décrochements que présente la structure et les contraintes architecturales.

Après plusieurs essais, nous sommes arrivés à une disposition qui nous donne un bon comportement dynamique de la structure et qui satisfait l'interaction (voile-portique). Nous Avons vérifié les déplacements horizontaux ainsi que l'effet du second ordre (effet P- delta).

Etude des  
éléments  
structuraux

Chapitre V

**V.1. Introduction :**

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au-dessus du sol. Elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : Les portiques (Poteaux – poutres) et les voiles. Ces éléments sont réalisés en béton armé, leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme, cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tous genres de sollicitations.

**V.2. Étude des poteaux :**

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure. Leurs ferraillements se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel robot 2013.V15 dans l'ordre suivant : **(RPA99/2003)**.

- ✓  $1.35 G + 1.5 Q \dots\dots\dots(1)$
- ✓  $G + Q \dots\dots\dots(2)$
- ✓  $G + Q + E \dots\dots\dots(3)$
- ✓  $G + Q - E \dots\dots\dots(4)$
- ✓  $0.8 G + E \dots\dots\dots(5)$
- ✓  $0.8 G - E \dots\dots\dots(6)$

Les armatures sont déterminées suivant les sollicitations suivantes :

1. Effort normal maximal et le moment correspondant :  $(N_{\max} \rightarrow M_{corr})$
2. Effort normal minimal et le moment correspondant :  $(N_{\min} \rightarrow M_{corr})$
3. Moment maximum et effort normal correspondant :  $(M_{\max} \rightarrow N_{corr})$

**V.2.1. Recommandations du RPA99/2003:****A. Les armatures longitudinales : (Article 7.4.2.1)**

- ✓ Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- ✓ Leur pourcentage minimal sera de :  $0.8 \% \times b_1 \times h_1$  en zone II
- ✓ Leur pourcentage maximal sera de :
  - 4 % en zone courante.
  - 6 % en zone de recouvrement.
- ✓ Le diamètre minimum est de 12mm.
- ✓ La longueur minimale des recouvrements est de  $40\phi$  en zone IIa.

- ✓ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25cm en zone (II<sub>a</sub>).
- ✓ Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

La zone nodale est constituée par le nœud poutres-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure (V.1).

$$h' = \text{Max} \left( \frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm} \right)$$

$$l' = 2 \times h$$

$h_e$  : La hauteur d'étage.

$b_1, h_1$  : Dimensions de la section transversale du poteau.

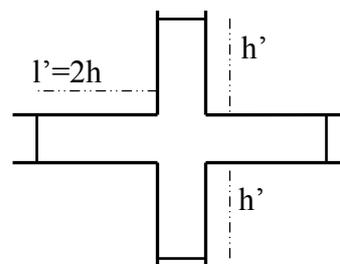


Figure. V.1 : Zone nodale.

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du RPA99/V2003 sont apportées dans le tableau suivant :

Tableau V.1: Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.				
Niveaux	Section du poteau (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> RPA (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> RPA (cm <sup>2</sup> )	
			Zone courante	Zone de recouvrement
1	55*55	24.2	121	181.5
2	55*55	24.2	121	181.5
3	50*50	20	100	150
4	50*50	20	100	150
5	50*50	20	100	150
6	50*50	20	100	150
7	50*50	20	100	150
8	45*45	16.2	81	121.5
9	45*45	16.2	81	121.5
10	40*40	12.8	64	96
11	40*40	12.8	64	96
12	35*35	9.8	49	73.5

**B. Armatures transversales : (Article 7.4.2.2).**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :  $\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$

- ✓  $V_u$  : L'effort tranchant de calcul.
- ✓  $h_1$  : Hauteur totale de la section brute.
- ✓  $f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.
- ✓  $\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant, il est pris égal à 2,5 si l'élançement géométrique " $\lambda_g$ " dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.
- ✓  $t$  : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminé dans la formule précédente; par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit :
  - **Dans la zone nodale** :  $t \leq \text{Min}(10\phi_l, 15 \text{ cm})$ . En zone IIa.
  - **Dans la zone courante** :  $t' \leq 15\phi_l$ . En zone IIa.

Où :  $\phi\phi_l$  est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

➤ **La quantité d'armatures transversales minimales :**

$\frac{A_t}{t \cdot b_1}$  En % est donnée comme suit :  $\phi$

$$A_t^{\min} = 0.3\% (t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$A_t^{\min} = 0.8\% (t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \leq 3$$

si :  $3 < \lambda_g < 5$  Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

$\lambda_g$  : est l'elancement géométrique du poteau

$\lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$ ; Avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction

de déformation considérée, et  $l_f$  : longueur de flambement du poteau.

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de  $10\phi_l$  minimum .
- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants ( $\phi$  cheminées  $> 12 \text{ cm}$ ) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

V.2.2. Les sollicitations dans les poteaux :

**Tableau V.2 : Les sollicitations dans les poteaux.**

Niveaux	comb	M <sub>max</sub> , N <sub>corr</sub>		Comb	N <sub>max</sub> , M <sub>corr</sub>		comb	N <sub>min</sub> , M <sub>corr</sub>	
		M(KN.m)	N (KN)		N (KN)	M(KN.m)		N(KN)	M(KN.m)
RDC ET 1	10	218,45	174,96	9	1736,08	3,48	11	175.88	189 ,58
2 à6	10	194 ,48	165.84	9	1461.06	3.09	11	3.67	22.26
7et8	10	91.36	94.14	8	634,88	68.46	11	79.51	82.49
9et10	9	63.38	59.92	8	335.05	37.65	10	70.3	57.18
11	9	24.16	33.11	8	122.10	0.77	11	18.69	12.03

V.2.3. Ferrailage :

A. Armatures longitudinales

Les résultats des ferrailages adoptés pour les poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.3 : Ferrailage dans les poteaux**

Niveaux	Section du poteau (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> RPA (cm <sup>2</sup> )	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> ) (Socotec)	Nombre de barres	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )
RDC et1	55*55	24.2	8.8	8T20	25.13
2 au 6	50*50	20	8	4T20 + 4T16	20.61
7 et 8	45*45	16.2	7.2	4T20 + 4T14	18.73
9 et 10	40*40	12.8	6.4	4T16 + 4T14	14.2
11	35*35	9.8	4.8	4T14 + 4T12	10.68

B. Armatures transversales

Les armatures transversales sont déterminées grâce aux formules du RPA, Les résultats de calcul sont donnés sur le tableau suivant :

**Tableau V.4 : Armatures transversales dans les poteaux**

Niveaux	B (cm <sup>2</sup> )	$\phi_t^{min}$ (cm)	$l_f$ (cm)	$\lambda_g$	$V_u$ (KN)	$\rho_a$	$S_t$ ( zone nodale)( cm)	$S_t$ (zone Courante)( cm)	$A_t^{calcul}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_t^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_t^{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC ET 1	55*55	2	214.2	3.9	174.96	2.5	12	18	3.57	4.95	1HA12+5HA 10=5.07
2à6	50*50	1.6	214.2	4.2 9	165.84	2.5	12	18	3.73	4.5	6HA10=4.71
7+8	45*45	1.2	214.2	4.7 7	132.71	2.5	12	18	3.31	4.05	6HA10=4.71
9+10	40*40	1.4	214.2	5.3 6	59.24	3.75	12	18	2.49	3.6	6HA10=4.71
11	35*35	1.2	214.2	6.1 3	33.11	3.75	12	18	1.59	3.15	1HA10+5HA 8=3.30

Conformément au RPA99/2003 et au BAEL 91, le diamètre des armatures transversales

doit vérifier la condition suivante :  $\phi_t \geq \frac{\phi_t^{max}}{3}$

Ce qui est vérifié pour notre cas, puisque nous avons  $\phi_t \geq \frac{20}{3} = 6.66mm$  .

#### V.2.4. Vérifications

##### A. Vérification au flambement (effort normal ultime) :

Selon le BAEL91 (Article 4. 4. 1), les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état ultime de stabilité de forme (flambement).

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau (puisque la section des poteaux et l'effort normal varient d'un étage à un autre) .

- **Exemple de calcul**

$h = 3.06m$  et  $N_{max} = 1736.08KN$ .

$$N_U = \alpha \left[ \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

Tel que :

$\alpha$  : Coefficient fonction de l'élanement  $\lambda$

$B_r$  : Section réduite du béton.

$A_s$  : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \dots\dots\dots Si \lambda < 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 & \dots\dots\dots Si \lambda > 50 \end{cases} \quad \lambda = \frac{l_f}{i}$$

$l_f$  : Longueur de flambement ( $0.7 * l_0 = 1.204$  m),  $l_0$  : hauteur libre d'étage = (h - h<sub>poutre</sub>)

$i$  : Rayon de giration

$$i = \left(\frac{I}{A}\right)^{\frac{1}{2}} = \left(\frac{b \times h^2}{12bh}\right)^{\frac{1}{2}} = \left(\frac{h^2}{12}\right)^{\frac{1}{2}} = \left(\frac{0.55^2}{12}\right)^{\frac{1}{2}}, \lambda = \frac{2.142}{0.1588} = 13.48$$

$$\Rightarrow i = 0.1588m$$

$$\Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2\left(\frac{13.48}{35}\right)^2} = 0.826. B_r = (a - 2)(b - 2) = (55 - 2)(55 - 2) = 2809cm^2$$

$$N_U = 0.826 \times \left[ \frac{0.2809 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 25.13 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1.15} \right]$$

$$\Rightarrow N_U = 5018.72KN$$

$$N_{max} = 1736.08KN < N_U \rightarrow Pas de risque de flambement.$$

Les résultats des calculs effectués sont représentés dans le tableau suivant :

<b>Tableau V.5</b> : Justification de l'effort normal ultime et l'effort normal maximum										
Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	L <sub>0</sub> (m)	l <sub>f</sub> (m)	I (m)	λ	α	As (cm <sup>2</sup> )	B <sub>r</sub> (cm <sup>2</sup> )	N <sub>max</sub> (KN)	N <sub>u</sub> (KN)
RDC et 1	55x55	3.06	2.142	0.1588	13.48	0.826	25.13	2809	1736.08	5018.12
2à6	50x50	3.06	2.142	0.1443	14.84	0.820	20.61	2304	1461.06	8452.12
7 et 8	45×45	3.06	2.142	0.1299	16.49	0.814	18.73	1849	634.88	6800.42
9 et 10	40×40	3.06	2.142	0.1154	18.55	0.804	14.2	1444	335.05	5239.62
11	35×35	3.06	2.142	0.1010	21.20	0.791	10.68	1089	122.28	3887.37

Commentaire : On voit bien que N<sub>max</sub> < N<sub>u</sub> pour tous les niveaux, donc il n'y pas de risque de flambement.

**B. Vérification des contraintes de compression :**

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression du béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à

$$\text{chaque niveau.} \begin{cases} \sigma_{b1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}}{I_{gg}} v \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_{b2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_{ser}}{I_{gg}} v \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_{sc} = 15 \left[ \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}}{I_{gg}} (v - d') \right] \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa, FPN} \\ \sigma_s = 15 \left[ \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}}{I_{gg}} (v - d') \right] \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa, FPN} \end{cases}$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A'_s \times (v - d')^2 + 15 \times A_s \times (d - v)^2$$

$$A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A_s \times (d - v)^2$$

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

$$v' = h - v \text{ Et } d = 0.9 \times h$$

$$B = b \times h + 15 \times A_s$$

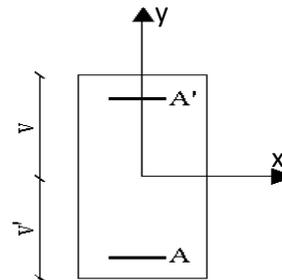


Figure V.2 : Section d'un poteau

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	d (cm)	As (cm <sup>2</sup> )	v (cm)	v' (cm)	I <sub>gg</sub> (m <sup>4</sup> )	N <sub>ser</sub> (KN)	M <sub>ser</sub> (KN.m)	σ <sub>1</sub> (MPa)	σ <sub>2</sub> (MPa)	σ <sub>sc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)
RDC et 1	55*55	49.5	25.13	29.93	25.06	0.0092	993.22	18.69	3.88	2.78	44.84	43.37
2 à 6	50*50	45	20.61	27.20	22.8	0.0063	778.29	15	3.76	2.57	41.95	40.38
7 et 8	45*45	40.5	18.73	24.52	20.47	0.0041	275.98	5.8	1.70	1.08	18.02	17.11
9 et 10	40*40	36	14.2	21.88	18.12	0.0026	143.88	6.11	1.41	0.48	9.80	8.48
11	35*35	31.5	10.68	19.12	15.88	0.0015	18.13	24.16	3.17	2.36	19.67	27.35

On voit bien que  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$  dans les poteaux pour tous les niveaux, donc la contrainte de compression dans le béton est vérifiée.

**C. Vérification aux sollicitations tangentielles :**

Selon le RPA 99/2003 (Article 7.4.3.2), la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton  $\tau_{bu}$  sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \quad \text{Tel que : } \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \text{ avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b*d}$  : La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique.

Les résultats de calculs effectués sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.7 : Vérification des sollicitations tangentes								
Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	l <sub>f</sub> (cm)	λ <sub>g</sub>	ρ <sub>d</sub>	d (cm)	V <sub>u</sub> (KN)	τ <sub>bu</sub> (MPa)	τ̄ <sub>bu</sub> (MPa)
RDC et1	55*55	214.2	3.89	0.04	49.5	174.96	0.64	1
2 à 6	50*50	214.2	4.284	0.04	45	165.84	0.74	1
7 et 8	45*45	214.2	4.76	0.04	40.5	132.71	0.73	1
9 et 10	40*40	214.2	5.355	0.075	36	59.24	0.41	1.875
11	35*35	214.2	6.12	0.075	31.5	33.11	0.3	1.875

Du tableau ci-dessus, on déduit que la condition exigée par le RPA99/2003 sur les sollicitations tangentielles est vérifiée pour tous les étages.

### V.2.5. Dispositions constructives

- **Longueur des crochets**

$$L = 10 \times \phi_t = 10 \times 1 = 10 \text{ cm}$$

- **Longueur de recouvrement**

$$L_r \geq 40 \times \phi :$$

$$\phi = 20 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 2 = 80 \text{ cm.}$$

On adopte :  $L_r = 100 \text{ cm.}$

$$\phi = 16 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1.6$$

On adopte :  $L_r = 70 \text{ cm.}$

$$\phi = 14 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1.4$$

On adopte :  $L_r = 60 \text{ cm.}$

▪ **Détermination de la zone nodale**

La détermination de la zone nodale est nécessaire, car c'est à ce niveau qu'on disposera les armatures transversales de façon à avoir des espacements réduits. Ceci se fait car cet endroit est très exposé au risque du cisaillement.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites, si possible, à l'extérieur de ces zones nodales sensibles (selon le RPA).

La longueur à prendre en compte pour chaque barre est donnée dans la figure suivante.

Avec :

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; h_1; b_1; 60cm\right), l' = 2 \times h$$

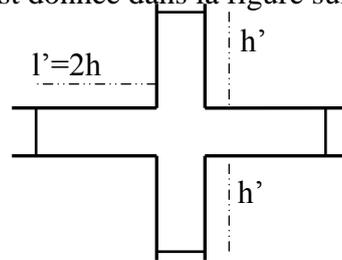
$h_e$  : Hauteur de chaque niveau.

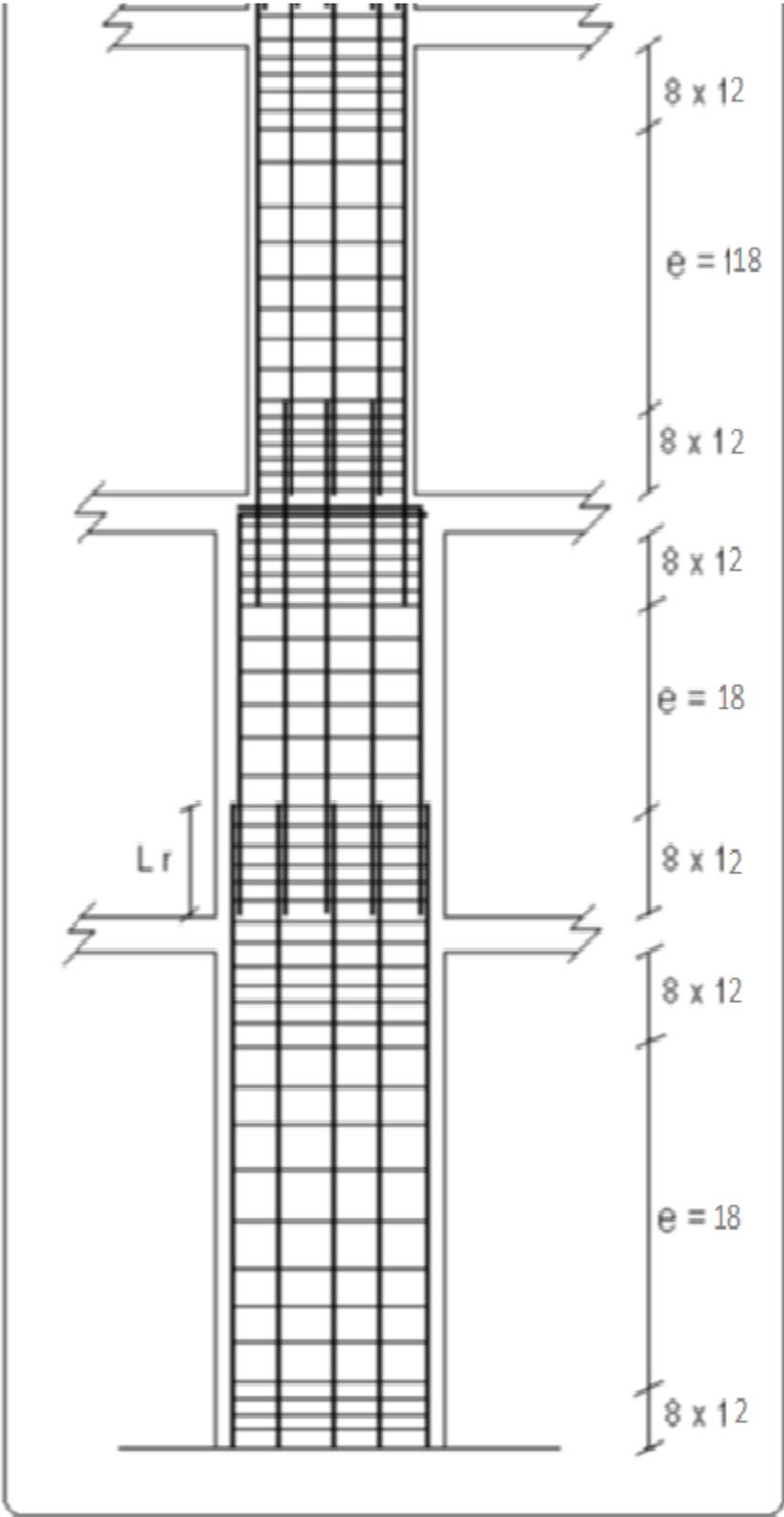
$h$  : Hauteur de la poutre principale (45 cm).

Dans notre cas on a même et même  $h$  :

$$\text{Niveau : } \begin{cases} h' = 60 \text{ cm} \\ l' = 90 \text{ cm} \end{cases}$$

Nous montrons sur les figures suivantes les différents schémas de ferrailage adoptés pour les différents poteaux.





FigureV3 : schéma de ferrailage d'un poteau.

V.2.6. Schémas de ferrailage des poteaux :

Tableau V.8 : Schémas de ferrailage des poteaux	
RDC et Etage 1	Etage 2 à 6
e=3 cm	e=3 cm
Etages 7 et 8	Etages 9 et 10
e=3 cm	e=3 cm
Etages 11	
e=3 cm	

### V.3. Etude des poutres :

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Après détermination des sollicitations ( $M, T$ ), on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le *RPA99/2003* et celles données par le *BAEL91*.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel SAP2000, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le *RPA99/2003* suivantes :

- ✓  $1.35 \times G + 1.5 \times Q$
- ✓  $G + Q$
- ✓  $G + Q + E$  *RPA99/2003 (article 5.2)*
- ✓  $G + Q - E$
- ✓  $0.8 \times G + E$
- ✓  $0.8 \times G - E$
- ✓

#### V.3.1. Recommandation du RPA99/2003 :

##### A. Coffrage :

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ b_{\max} \leq 1.5 h + b_1 \end{array} \right. \quad \text{et} \quad \frac{h}{b} \leq 4 \quad \text{RPA99/2003 (article 7.5.1)}$$

##### B. Ferrailage :

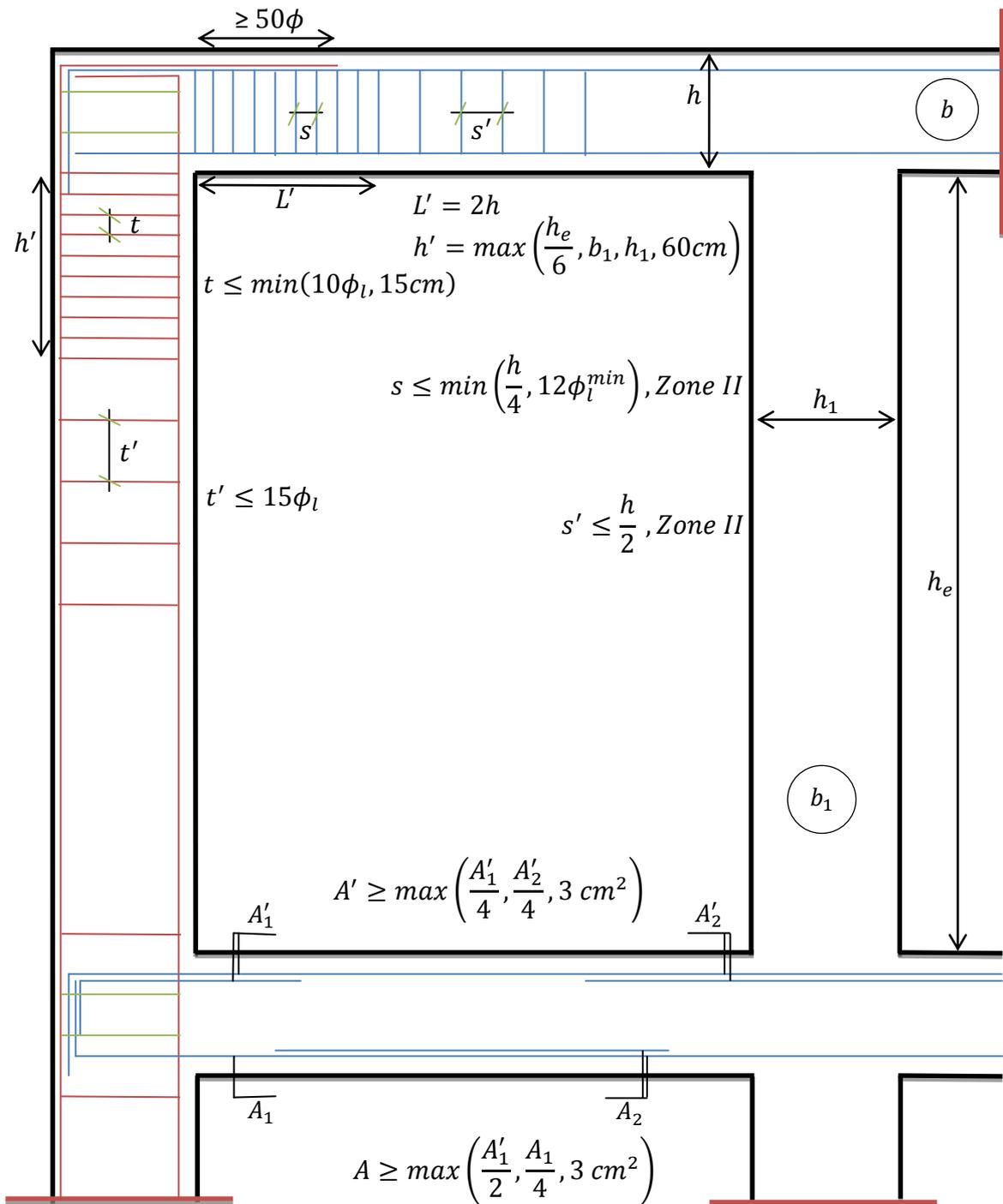
###### ❖ Les armatures longitudinales RPA 99/2003 (article 7.4.2.1):

- ✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section de la poutre.  $A_l^{\min} = 0.5\% b * h$ .
- ✓ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
  - 4% de la section de la poutre en zone courante.
  - 6% de la section de la poutre en zone de recouvrement.

- ✓ Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- ✓ La longueur minimale des recouvrements est de :  
 $40\phi$  En zone II<sub>a</sub>.  
avec :  $\phi_{\max}$  : est le diamètre maximale utilisé.
- ✓ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué conformément à la **Figure V.10**, avec des crochets à 90°. Cette même figure comporte les autres dispositions constructives et quantités minimales d'armatures.
- ✓ Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).
- ✓ Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées, néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un 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.

❖ **Les armatures transversales RPA 99/2003 (article 7.5.2.2):**

- ✓ La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :  $A_t = 0.003 \times S \times b$
- ✓ L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
  - $S \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right)$ , Zone nodale (Zone II).
  - $S \leq \frac{h}{2}$ , Zone courante (Zone II).
- ✓ La valeur du diamètre  $\phi_l$  des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
- ✓ Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.



Détail d'un cours d'armatures transversales de la zone nodale



2 U superposés (avec alternation dans l'orientation)

**Figure V.4** : Dispositions constructives des portiques

**V.3.2.Ferraillage des poutres :**

**V. 3.2 .1. Sollicitation de calculs :**

Les sollicitations de calcul les plus défavorables sont représentées dans le tableau ci dessous :

**Tableau V.9:** Les sollicitations les plus défavorables dans les poutres principales et secondaires.

Planchers	Poutre principale			Poutre secondaire		
	M <sub>travée</sub> (KN.m)	M <sub>appuis</sub> (KN.m)	V (KN)	M <sub>travé</sub> (KN.m)	M <sub>appuis</sub> (KN.m)	V(KN)
étage courant	48.93	97.86	88.96	24.44	34.27	26.49
Grenier	24.37	48.58	64.30	24.44	37.27	19.52

**V.3.2.2.Les armatures longitudinales :**

Le ferraillage longitudinal calculé est celui obtenu par le logiciel SAP 2000. Nous avons retenu le ferraillage le plus défavorable pour chaque type de poutres de chaque niveau.

Les résultats de ferraillage sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.10 :** Les armatures longitudinales dans les poutres.

Planchers	Type de poutres	Section (cm <sup>2</sup> )	Localisation	A (cm <sup>2</sup> )	Amin (cm <sup>2</sup> )	A adoptée (cm <sup>2</sup> )
RDC et étage courant	Principale	45*40	Appui	7.5	9	3 HA 20 = 9.82
			Travée	3.6		3 HA 20 = 9.82
	Secondaire	40*30	Appui	2.5	6	3HA16 = 6.03
			Travée	1.7		3HA16 = 6.03
Grenier	Principale	40*30	Appui	4.2	6	3HA16 = 6.03
			Travée	2		3HA16= 6.03
	Secondaire	40*30	Appui	3.1	6	3HA16 = 6.03
			Travée	2		3HA16 = 6.03

❖ **Longueur de recouvrement :**

- $L_r \geq 40 \Phi_l$  **RPA/2003 Art (7.5.2.1).**
- $\Phi_l = 20\text{mm} \rightarrow L_r \geq 40 \times 2 = 80\text{cm}$ , on adopte:  $L_r = 80\text{cm}$ .

- $\Phi_l = 16\text{mm} \rightarrow L_r \geq 40 \times 1.6 = 64\text{cm}$ , on adopte:  $L_r = 65\text{cm}$ .

❖ **Pourcentage total maximum des aciers longitudinaux:**

✓ **En zone courante :**

$$2\text{HA}14 + 1\text{HA}16 = 6.63 \text{ cm}^2 < 4\% (b \times h) = 72\text{cm}^2 \dots \text{ V\u00e9rifi\u00e9e.}$$

✓ **En zone de recouvrement :**

$$(2\text{HA}14 + 1\text{HA}16) + (2\text{HA}14 + 1\text{HA}16) = 6.63 + 6.63 = 13.26 \text{ cm}^2 < 6\% (b \times h) = 108 \text{ cm}^2$$

.... V\u00e9rifi\u00e9e

❖ **Pourcentage total minimal des aciers longitudinaux:**

✓ **POUTRE (45\*40) :**

$$0.5\% (b \times h) = 9 \text{ cm}^2 < 9.82 \text{ cm}^2 \quad \text{V\u00e9rifi\u00e9e.}$$

✓ **POUTRE (40\*30) :**

$$0.5\% (b \times h) = 6 \text{ cm}^2 < 6.03 \text{ cm}^2 \quad \text{V\u00e9rifi\u00e9e}$$

**V.3.2.3. Les armatures transversales :**

$$\phi \leq \min\left(\phi_l; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \quad \text{BAEL91 (article H.III.3).}$$

✓ **Poutres principales :**

$$\phi \leq \min\left(2; \frac{45}{35}; \frac{40}{10}\right) \leq 1.29 \Rightarrow \phi = 8\text{mm}$$

Donc on prend  $\phi_l = 8\text{mm} \Rightarrow A_t = 4\text{T}8 = 2.01\text{cm}^2$  (un cadre et un \u00e9trier).

✓ **Poutres secondaires :**

$$\phi \leq \min\left(1.6; \frac{40}{35}; \frac{30}{10}\right) \leq 1.14 \Rightarrow \phi = 8\text{mm}.$$

Donc on prend  $\phi_l = 8\text{mm} \Rightarrow A_t = 4\text{T}8 = 2.01\text{cm}^2$  (un cadre et un \u00e9trier).

Tableau V.11 : Les armatures transversales dans les poutres.						
Planchers	Type de poutres	$\Phi$	$h/35$	$b/10$	$\phi$ (mm)	A adopt\u00e9e (cm <sup>2</sup> )
RDC et \u00e9tage courant	Principale	2	1.29	4	8	4 HA 8 = 2.01
	Secondaire	1.6	1.14	3	8	4 HA 8 = 2.01

Grenier	Principale	1.6	1.14	3	8	4 HA 8 = 2.01
	Secondaire	1.6	1.14	3	8	4 HA 8 = 2.01

❖ **Calcul des espacements des armatures transversales :**

✓ **POUTRE (45\*40)**

$$S_{t1} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} \Rightarrow S_{t1} \leq 50cm$$

$$S_{t2} \leq \min(0.9 d, 40cm) = 40 cm$$

**BAEL91 (Article H.III.3)**

$$S_{t3} \leq \frac{0.9 \times f_e \times A_t}{b_0 \times \gamma_s \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow S_{t3} \leq 28.58cm .$$

✓ **POUTRE (40\*30)**

$$S_{t1} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} \Rightarrow S_{t1} \leq 67cm$$

$$S_{t2} \leq \min(0.9 d, 40cm) = 36 cm$$

**BAEL91 (Article H.III.3)**

$$S_{t3} \leq \frac{0.9 \times f_e \times A_t}{b_0 \times \gamma_s \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow S_{t3} \leq 28.58cm .$$

**Selon le RPA 99/2003 (article 7.5.2.2):**

❖ **POUTRE (45\*40)**

- $S_t \leq \frac{h}{2} = 22.5cm$ , On adopte un espacement de 15cm en zone courante.

- $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_l^{min}\right) = 11.25 cm$ . On adopte  $S_t=10cm$  en zone nodale.

On adopte un espacement de 10cm en zone nodale sur une longueur de  $l' = 2 \times h = 90cm$ .

$$A_t^{min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 40 = 1.8cm^2$$

$$A_t = 2.01cm^2 > A_t^{min} = 1.8cm^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

❖ **POUTRE (40\*30)**

- $S_t \leq \frac{h}{2} = 20cm$ , On adopte un espacement de 15cm en zone courante.

- $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_l^{min}\right) = 10 cm$ . On adopte  $S_t=10cm$  en zone nodale.

On adopte un espacement de 10cm en zone nodale sur une longueur de  $l' = 2 \times h = 80cm$ .

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2.01 \text{ cm}^2 > A_t^{\min} = 1.35 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

**V.3.3. Vérifications à l'ELU :**

**V.3.3.1. Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.95 \text{ cm}^2, \text{ Pour les poutres principales.}$$

$$A_{\min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.3 \text{ cm}^2, \text{ Pour les poutres secondaires.}$$

Donc la condition de non fragilité est vérifiée.

**V.3.3.2. Vérification des contraintes tangentielles :**

La vérification à faire vis-à-vis de la contrainte tangentielle maximale est celle relative à la  $\gamma_s$  fissuration peu nuisible:  $\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min(0.2 \times f_{c28} / \gamma_s; 5 \text{ MPa}) = 4.38 \text{ MPa}$ , **BAEL91 (Article H.III)**.

**Tableau V.12 : Vérification des contraintes tangentielles.**

Plancher	Poutres	$V_u$ (KN)	$\tau_u$ (MPa)	Observation
RDC et étage courant	Principales	88.96	0.549	Vérifiée
	Secondaires	26.49	0.245	Vérifiée
<b>Grenier</b>	Principales	64.30	0.595	Vérifiée
	Secondaires	19.52	0.018	Vérifiée

Commentaire : Pas de risque de cisaillement et cela pour tout type de poutre.

**V.2.3.3. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :**

✓ en appui de rives :  $A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$

✓ en appui intermédiaires :  $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d})$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.13 : Vérification au cisaillement.**

Plancher	Poutres	$A_L$ (cm <sup>2</sup> )	$V_u$ (KN)	$M_a$ (KN.m)	$A_1^{rive}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_1^{int}$ (cm <sup>2</sup> )	Observation
RDC et étage courant	Principale	9.82	88.96	97.86	2.56	- 4.12	Vérifiée
	Secondaires	6.03	26.49	34.27	0.76	- 1.28	Vérifiée
Grenier	Principale	6.03	64.30	48.58	1.8	-2.54	Vérifiée
	Secondaires	6.03	19.52	37.27	0.56	-1.09	Vérifiée

Commentaire : Pas de risque de cisaillement et cela pour tout type de poutre.

**V.2.4. Vérifications à l'ELS :**

**V.2.4.1. Etat limite de compression du béton :**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_b$$

- ⊕  $\bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$  (contrainte admissible du béton).
- ⊕  $M_{ser}$  : moment max à l'ELS.
- ⊕  $y$  : position de l'axe neutre.
- ⊕  $I$  : moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport à l'axe neutre.

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

$$\frac{b}{2}y^2 + 15 Ay - 15 Ad = 0, \text{ on aura } y.$$

**Tableau V.14 : Vérification de la contrainte limite de béton.**

Plancher	Poutres	Localisation	$M_{ser}$ (KN.m)	$I$ (cm <sup>4</sup> )	$Y$ (cm)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
RDC et étage courant	Poutres principales	Appuis	70.73	0.0014	0.14	7.07	15
		Travées	35.37	0.0014	0.14	3.54	15
	Poutres secondaires	Appuis	16.51	0.0007	0.12	2.86	15
		Travées	12.02	0.0007	0.12	2.08	15

Grenier	Poutres principales	Appuis	34.56	0.0007	0.12	5.98	15
		Travées	17.28	0.0007	0.12	2.99	15
	Poutres secondaires	Appuis	16.51	0.0007	0.12	2.85	15
		Travées	8.9	0.0007	0.12	1.54	15

**V.3.4.2. Vérification de la flèche :**

Nous allons évaluer la flèche selon les règles du **BAEL 91(Article B.6.5)** et du **CBA 93**.

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

$$\checkmark \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad (1)$$

$$\checkmark \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \quad (2)$$

$$\checkmark \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad (3)$$

Faisons ces vérifications pour la poutre la plus défavorable.

$$\frac{h}{l} = \frac{45}{606} = 0.074 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**✓ Poutres principales :**

Faisons ces vérifications pour la poutre la plus défavorable.

$$\frac{h}{l} = \frac{45}{606} = 0.074 > \frac{M_t}{10M_0} = 0.05 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{bd} = 0.00606 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

**✓ Poutres secondaires :**

Faisons ces vérifications pour la poutre la plus grande.

$$\frac{h}{l} = \frac{40}{580} = 0.070 > \frac{M_t}{10M_0} = 0.05 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{bd} = 0.00558 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Commentaire : Les trois conditions de flèches étant satisfaites, le calcul des flèches s'avère inutile.

**V.3.5. Vérification des zones nodales :**

Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux, le *RPA99addenda2003* (Art.7.6.2) exige que :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times |M_w| + |M_e|$$

Cependant cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux (bâtiments supérieurs à R+2).

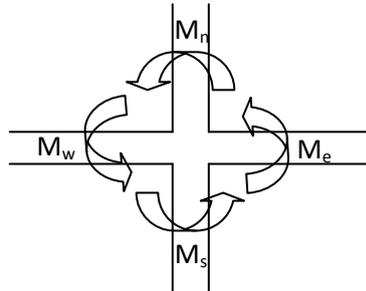


Figure V.5 : La zone nodale

**A. Détermination du moment résistant dans les poteaux**

Le moment résistant ( $M_R$ ) d'une section de béton dépend essentiellement :

- ✓ Des dimensions de la section du béton.
- ✓ De la quantité d'armatures dans la section du béton.
- ✓ De la contrainte limite élastique des aciers

$$M_R = Z \times A_s \times \sigma_s$$

- $Z = 0.85 \times h$  (h : La hauteur totale de la section du béton).
- $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.15 : Moments résistant dans les poteaux				
Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	Z (m)	As (cm <sup>2</sup> )	M <sub>R</sub> (KN.m)
RDC et 1	55*55	0.4675	25.13	408.83
2 à 6	50*50	0.425	20.61	304.82
7 et 8	45*45	0.3825	18.73	249.39
9 et 10	40*40	0.34	14.2	168.01
11	35*35	0.2975	10.68	110.57

**B. Détermination du moment résistant dans les poutres :**

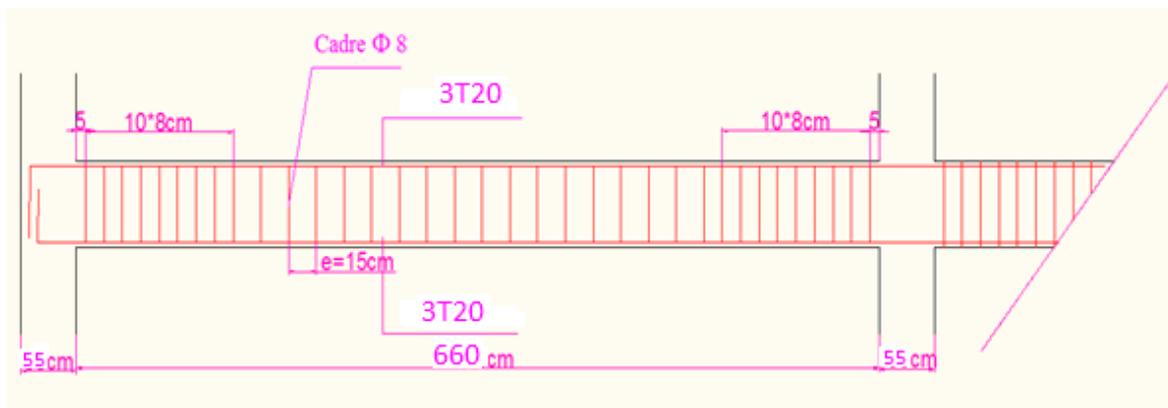
Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.16 : Vérification des zones nodales				
Niveau	Sens	$M_w$ (KN.m)	$M_e$ (KN.m)	$1.25 \times (M_w + M_e)$ (KN.m)
RDC et 1	Sens y-y	138.40	138.40	346
	Sens x-x	56.65	56.65	141.62
2 à 6	Sens y-y	138.40	138.40	346
	Sens x-x	56.65	56.65	141.62
7 et 8	Sens y-y	138.40	138.40	346
	Sens x-x	56.65	56.65	141.62
9 et 10	Sens y-y	138.40	138.40	346
	Sens x-x	56.65	56.65	141.62
11	Sens y-y	56.65	56.65	141.62
	Sens x-x	56.65	56.65	141.62

On voit bien que les moments résistants dans les poteaux sont supérieurs aux moments résistant dans les poutres dans les deux sens donc la formation des rotules plastiques se fera dans les poutres et non pas dans les poteaux.

**V.3.6. Dispositions constrictives des armatures dans les poutres :**

Exemple de ferrailage d'une poutre principale de plancher service :



**Figure V .6 :** schémas du ferrailage d'une poutre principale

V.3.7. Schémas de ferrailage des poutres :

Tableau V.17 : Ferrailages des différentes poutres		
Plancher	Poutre principale	Poutre secondaire
Etage courant		
Grenier		

V.4. Etude des voiles :

Le RPA 99/ 2003, exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone II<sub>a</sub> (moyenne sismicité).

Les voiles de contreventement peuvent être définis comme étant des éléments verticaux qui sont destinés à reprendre, outre les charges verticales (au plus 20%), les efforts horizontaux (au plus 75%) grâce à leurs rigidités importantes dans leurs plan. Ils présentent deux plans l'un de faible inertie et l'autre de forte inertie ce qui impose une disposition dans les deux sens (x et y).

Un voile travaille comme une console encastree à sa base, on distingue deux types de voiles qui ont des comportements différents :

- ✓ Voiles élancés :  $\frac{h}{l} > 1.5$
- ✓ Voiles courts :  $\frac{h}{l} < 1.5$

Un voile est sollicité en flexion composée avec un effort tranchant, d'où on peut citer les principaux modes de rupture suivants :

- Rupture par flexion.

- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

#### V.4.1. Recommandation du RPA :

##### A. Armatures verticales :

Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion. Elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Elles doivent respecter les prescriptions suivantes :

- ✓ L'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue, tel que :  $A_{min} = 0.20\% (L_t * e)$ 
  - $L_t$  : Longueur de la zone tendue.
  - $e$  : épaisseur du voile.
- ✓ Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturés avec des cadres horizontaux dont l'espacement  $s_t < e$  ( $e$  : épaisseur de voile).
- ✓ A chaque extrémités du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile.
- ✓ Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

##### B. Armatures horizontales :

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants, Elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à 135° ayant une longueur de  $10\phi_l$ .

##### C. Armatures transversales :

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement. Elles sont en nombre de quatre épingles par  $1m^2$  au moins.

##### D. Armatures de coutures :

Le long des joints de reprises de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{V}{f_e}; \text{ avec : } V = 1.4 \times V_u$$

##### E. Règles communes (armatures verticales et horizontales) :

- ✓ Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) :
  - $A_{min} = 0.15\%$  de la section du voile, dans la section globale du voile.
  - $A_{min} = 0.10\%$  de la section du voile, dans la zone courante

$$\phi_l \leq \frac{1}{10} \times e \text{ (Exception faite pour les zones d'about).}$$

- ✓ L'espace :  $S_t = \min(1.5 e, 30 \text{ cm})$ .
- ✓ Les deux nappes d'armatures horizontales doivent être reliées avec au moins quatre épingles par  $m^2$ . Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- ✓ Longueurs de recouvrement :
  - $40\phi$  : Pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts est possible.
  - $20\phi$  : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

**V.4.2. ferrailage :**

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous (M et N) pour une section ( $e \times L$ ) selon la sollicitation la plus défavorable de ce qui suit :

- ✓  $N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$
- ✓  $N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$
- ✓  $M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$

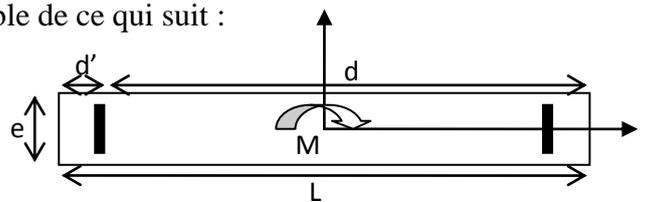


Figure V.7 : Schéma d'un voile plein

❖ **Armatures horizontales :**

$$\frac{A_t}{e \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 \times f_{t28} \times K}{0.8 \times f_c \times (\cos \alpha + \sin \alpha)} \left\{ \begin{array}{l} \text{flexion composé} \\ \text{un effort } N = \text{compression} \end{array} \right. \Rightarrow k = 1 + \frac{3\sigma_{cm}}{f_{c28}}$$

$$\sigma_{cm} = \frac{N_{\text{compression}}}{b \times h}; \text{ contrainte moyenne de compression.}$$

$$S_t \leq \min(1.5 \times e, 30\text{cm})$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{e \times d} < 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

❖ **La longueur de recouvrement :**

$$L_r \left\{ \begin{array}{l} 40\phi, \text{ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.} \\ 20\phi, \text{ pour les barres situées dans les zones comprimées.} \end{array} \right.$$

❖ **Règles communes :**

$$A_{\min} \left\{ \begin{array}{l} 0.15\% (L * e), \text{ globalement dans la section du voile.} \\ 0.10\% (L_c * e), \text{ en zone comprimé.} \\ 0.20\% (L_t * e), \text{ en zone tendue.} \end{array} \right.$$

✓ **Diamètres des barres :**

$$\phi < \frac{1}{10} e$$

✓ **Espacement des barres horizontales et verticales :**

$$S_t \leq 1.5 \times e$$

$$S_t \leq 30 \text{ cm}$$

**a) Calcul de ferrailage à l'aide de ROBOT (ferrailage automatique) :**

Après avoir sélectionné le voile V1, on lance le ferrailage théorique à l'aide de la fenêtre :

Analyse : Dimensionnement d'éléments BA :

- Dimensionnement panneaux BA.

-ferrailage théorique.

Après avoir sélectionné les combinaisons pour le calcul, on lance le calcul, puis les résultats sont affichés sous forme de cartographie, ayant des valeurs moyennes et maximales. Pour visualiser les différentes sections d'armatures longitudinales et transversales, il suffit de sélectionner la section à visualiser.

Les résultats de ferrillages sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous avec :

**1) Voile V1 :**

Niveau	Section (cm)	Armatures horizontales (cm <sup>2</sup> / m)				Armatures verticales (cm <sup>2</sup> / m)			
		A <sup>min</sup>	A <sub>x</sub> <sup>+</sup>	A <sub>x</sub> <sup>-</sup>	A <sub>ad</sub>	A <sup>min</sup>	A <sub>y</sub> <sup>+</sup>	A <sub>y</sub> <sup>-</sup>	A <sub>ad</sub>
RDC 1 2	15*100	2.25	4.07	4.07	4HA12=4.52	2.25	14.51	14.51	5HA20=15.71
3 4 5	15*100	2.25	3.78	3.78	5HA10=3.93	2.25	13.48	13.48	9HA14=13.85
6 7 8	15*100	2.25	2.6	2.6	4HA10=3.14	2.25	9.2	9.2	7HA14=10.78
9	15*100	2.25	1.91	1.91	5HA10=3.93	2.25	6.31	6.31	5HA8=2.51

2) Voile V2 :

Tableau V.19 : ferrailages du voile V1									
Niveau	Section (cm)	Armatures horizontales (cm <sup>2</sup> / m)				Armatures verticales (cm <sup>2</sup> / m)			
		A <sup>min</sup>	A <sub>x</sub> <sup>+</sup>	A <sub>x</sub> <sup>-</sup>	A <sub>ad</sub>	A <sup>min</sup>	A <sub>y</sub> <sup>+</sup>	A <sub>y</sub> <sup>-</sup>	A <sub>ad</sub>
RDC 1 2	15*100	2.25	4.33	4.33	5HA12=5.65	2.25	14.05	14.05	5HA20=15.71
3 4 5	15*100	2.25	4.05	4.05	5HA12	2.25	13.22	13.22	9HA14=13.85
6 7 8	15*100	2.25	2.69	2.69	5HA10=3.93	2.25	8.95	8.95	7HA14=10.78
9	15*100	2.25	1.83	1.83	5HA10=3.93	2.25	6.57	6.57	5HA8=2.51

3) Voile V3 :

Tableau V.20 : ferrailages du voile V1									
Niveau	Section (cm)	Armatures horizontales (cm <sup>2</sup> / m)				Armatures verticales (cm <sup>2</sup> / m)			
		A <sup>min</sup>	A <sub>x</sub> <sup>+</sup>	A <sub>x</sub> <sup>-</sup>	A <sub>ad</sub>	A <sup>min</sup>	A <sub>y</sub> <sup>+</sup>	A <sub>y</sub> <sup>-</sup>	A <sub>ad</sub>
RDC 1 2	15*100	2.25	0.91	0.86	5HA10=3.93	2.25	0.68	0.68	5HA8=2.51
3 4 5	15*100	2.25	0.85	0.81	5HA10=3.93	2.25	0.68	0.68	5HA8=2.51
6 7 8	15*100	2.25	0.66	0.63	5HA10=3.93	2.25	0.68	0.68	5HA8=2.51
9	15*100	2.25	0.61	0.61	5HA10=3.93	2.25	0.68	0.68	5HA8=2.51

4) Voile V4 :

Tableau V.21 : ferrailages du voile V1									
Niveau	Section (cm)	Armatures horizontales (cm <sup>2</sup> / m)				Armatures verticales (cm <sup>2</sup> / m)			
		A <sup>min</sup>	A <sub>x</sub> <sup>+</sup>	A <sub>x</sub> <sup>-</sup>	A <sub>ad</sub>	A <sup>min</sup>	A <sub>y</sub> <sup>+</sup>	A <sub>y</sub> <sup>-</sup>	A <sub>ad</sub>
RDC 1 2	15*100	2.25	3.73	3.73	5HA10=3.93	2.25	12.2	12.2	8HA14=12.32
3 4 5	15*100	2.25	3.52	3.52	5HA10=3.93	2.25	11.47	11.47	8HA14=12.32
6 7 8	15*100	2.25	2.53	2.53	5HA10=3.93	2.25	8.43	8.43	6HA14=9.24
9	15*100	2.25	1.35	1.35	5HA10=3.93	2.25	4.54	4.54	6HA10=4.71

5) Voile V5 :

**Tableau V.22 : ferrailages du voile V1**

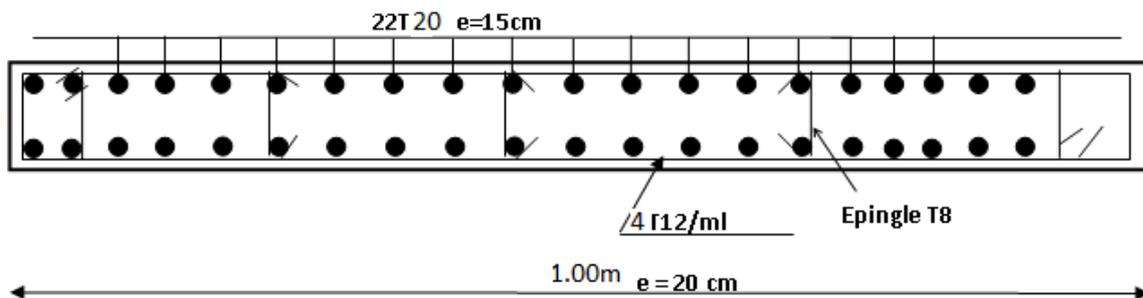
Niveau	Section (cm)	Armatures horizontales (cm <sup>2</sup> / m)				Armatures verticales (cm <sup>2</sup> / m)			
		A <sup>min</sup>	A <sub>x</sub> <sup>+</sup>	A <sub>x</sub> <sup>-</sup>	A <sub>ad</sub>	A <sup>min</sup>	A <sub>y</sub> <sup>+</sup>	A <sub>y</sub> <sup>-</sup>	A <sub>ad</sub>
RDC et 1 et 2	15*100	2.25	3.51	3.51	5HA10=3.93	2.25	12.54	12.54	7HA16=14.07
3 4 5	15*100	2.25	3.28	3.28	5HA10=3.93	2.25	11.74	11.74	6HA16=12.06
6 7 8	15*100	2.25	2.37	2.37	5HA8=2.51	2.25	8.5	8.5	6HA14=9.24
9	15*100	2.25	1.38	1.38	5HA8=2.51	2.25	4.91	4.91	5HA12=5.65

6) Voile V6 :

**Tableau V.23 : ferrailages du voile V1**

Niveau	Section (cm)	Armatures horizontales (cm <sup>2</sup> / m)				Armatures verticales (cm <sup>2</sup> / m)			
		A <sup>min</sup>	A <sub>x</sub> <sup>+</sup>	A <sub>x</sub> <sup>-</sup>	A <sub>ad</sub>	A <sup>min</sup>	A <sub>y</sub> <sup>+</sup>	A <sub>y</sub> <sup>-</sup>	A <sub>ad</sub>
RDC 1 2	15*190	2.25	9.09	9.09	9HA12=10.18	2.25	15.49	15.49	5HA20=15.71
3 4 5	15*190	2.25	8.51	8.51	8HA12=9.05	2.25	14.57	14.57	5HA20=15.71
6 7 8	15*190	2.25	6.09	6.09	6HA12=6.79	2.25	10.75	10.75	6HA16=12.06
9 10 11	15*190	2.25	3.45	3.45	6HA10=4.71	2.25	6.13	6.13	6HA12=6.79

V.4.3. Exemples de schémas de ferrailage :



FigureV.8 : Schéma de ferrailage du voile V1 Au RDC

**V.5. Conclusion :**

Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc, être correctement dimensionnés et bien armés. Dans la détermination des ferraillements des différents éléments principaux, il a été tenu compte des ferraillements obtenus par le logiciel de calcul (SAP 2000 V.15) et l'application (SOCOTEC) ainsi que le ferraillement minimum édicté par le RPA 99/ 2003.

Il est noté que le ferraillement minimum du RPA est souvent plus important que celui obtenu par les deux codes de calcul utilisés. Les ferraillements adoptés respectent les recommandations du RPA et le BAEL.

Etude des fondations

# Chapitre VI

**VI.1.Introduction :**

Les éléments de fondation ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteaux, murs, voiles...). Cette transmission peut être directe (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) ou être assuré par l'intermédiaire d'autres organes (par exemple, cas des semelles sur pieux).

La détermination des ouvrages de fondation se fait en fonction des conditions de résistance et de tassement liées aux caractères physiques ou mécaniques des sols.

Les questions abordées dans ce chapitre concernent la détermination des dimensions et le ferrailage des éléments de fondations en tant qu'éléments en béton armé.

Dans le cas le plus général, un élément de la structure peut transmettre à sa fondation (supposée horizontale) :

- Un effort normal.
- Une force horizontale, résultant par exemple de l'action d'un séisme.
- Un couple qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

**VI.2.Choix du type de fondation :**

Le choix de type des fondations dépend essentiellement des facteurs suivants :

- ✓ La capacité portante du sol d'assise.
- ✓ La distance entre axes des poteaux.
- ✓ Les charges transmises au sol.
- ✓ La profondeur du bon sol.

D'après le rapport du sol, il est recommandé d'ancrer la fondation de type superficielle (filante ou radier) à au moins 1.30 m de profondeur après terrassements des remblais et de prendre une contrainte admissible  $\sigma_{sol} = 2bars$ .

Les fondations sont calculées par les combinaisons d'actions suivantes:

- ✓  $G + Q \pm E$
- ✓  $0.8G \pm E$       **RPA99/V2003 (Art.10.1.4.1)**

D'une manière générale les fondations doivent répondre à la relation suivante :

$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} , \text{ avec : } N : \text{ Poids total de l'ouvrage en fonctionnement.}$$

S : Surface d'appui sur le sol.

$\bar{\sigma}_{sol}$  : La capacité portante du sol.

Pour connaître le type de fondations qui convient à notre structure, on procède à la vérification des semelles isolées puis des semelles filantes. Si ces deux types de semelles ne conviennent pas ; on passe au radier général.

**VI.2.1.Vérification des semelles isolées :**

Les poteaux de notre structure sont carrés à la base ( $a \times a$ ) d'où les semelles sont carrées ( $A \times A$ ).

La vérification à faire :  $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

N.B :Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

$N_{sup}$  : Effort normal agissant sur la semelle calculée selon la combinaison ELU ; obtenu par le ROBOT2013 V15.

$N_{inf}$  : Le poids estimé de la semelle.

$$N_{inf} = 25 \times 0.45 \times 1.5 \times 1.5 = 25.31 \text{ KN}$$

$$N = N_{sup} + N_{inf} = 1736.08 + 25.31 = 1761.38 \text{ KN.}$$

$S$  : La surface d'appui de la semelle.

$\bar{\sigma}_{sol}$  : Contrainte admissible du sol.

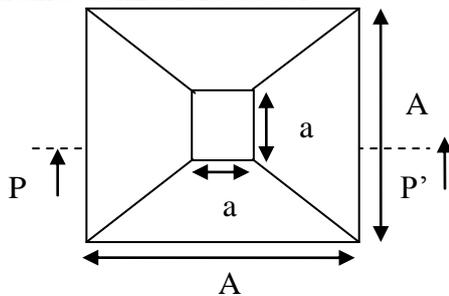


Figure VI.1 :Vue en plan de la semelle.

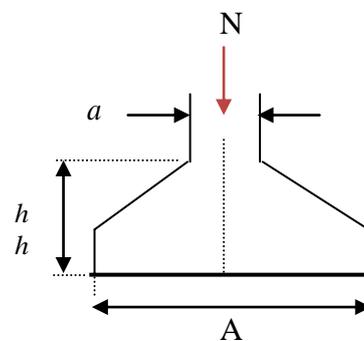


Figure VI.2 : Coupe P-P'.

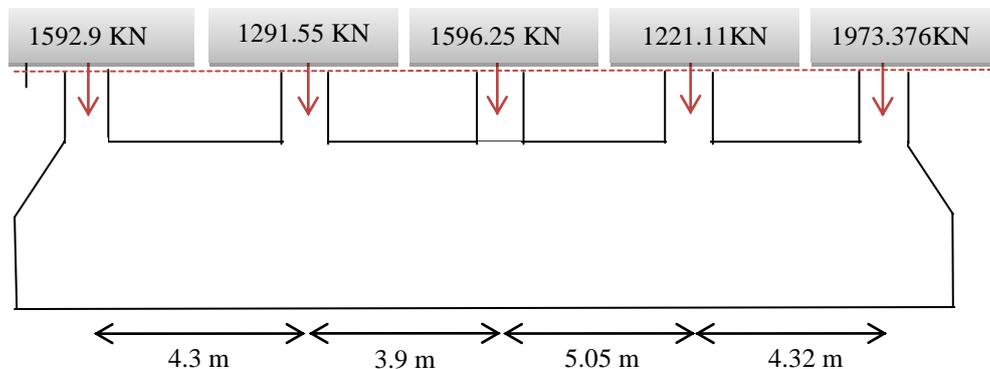
Choisissant deux poteaux de section (55\*55) dans la structure où la distance entre eux est de 1.95 m dans le sens (y-y)

$$A \geq \sqrt{\frac{a \cdot N}{a \cdot \sigma_{sol}}}, \text{ avec } \sigma_{sol} = 2 \text{ bars} \Rightarrow A \geq \sqrt{\frac{0.55 \cdot 1736.08}{0.55 \cdot 200}} = 2.95 \text{ m}$$

On remarque que les semelles isolées sous poteaux sont très rapprochées dans le sens (x-x) la distance entre eux est de 2.95 m, et le chevauchement entre elles dans le sens (y-y).donc ce choix ne convient pas. Ce qui nous a conduits à vérifier les semelles filantes.

**VI.2.2. Vérification des semelles filantes :**

Choisissant une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique de 6 poteaux.



**Figure VI .3 :Semelle filante**

Avec :

$N_i$  : l'effort normal provenant du poteau « i ».

$N_1 = 1592.9 \text{ KN}$ ,  $N_2 = 1291.55 \text{ KN}$ ,  $N_3 = 1596.25 \text{ KN}$ ,  $N_4 = 1221.11 \text{ KN}$

$N_5 = 1973.39 \text{ KN}$ .

$$N = \sum N_i = 7675.2 \text{ KN}$$

$$\frac{N}{B * L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} * L} \Rightarrow B \geq \frac{7675.2}{200 * 17.35} = 2.22 \text{ m}$$

Vu la distance existante entre les axes de deux portiques parallèles, on constate qu'il y a un chevauchement entre les deux semelles.

Donc on doit passer à un radier général.

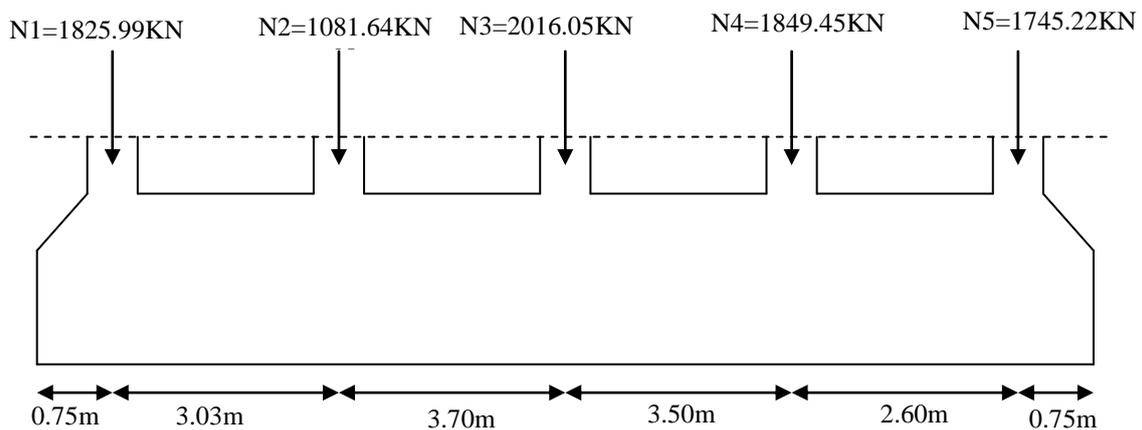
**VI.2.3. Radier général :**

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, il est choisit selon ces trois principales caractéristiques :

- un mauvais sol.
- les charges transmises au sol sont importantes.
- les poteaux rapprochés (petite trames).

Les choix d'emploi d'un radier général est une solution, afin d'éviter au maximum les désordres dus aux tassements différentiels et assurer une bonne répartition des charges transmises par la superstructure sur le sol d'assise.

On opte pour un radier nervuré, car il offre une grande rigidité, et une facilité d'exécution



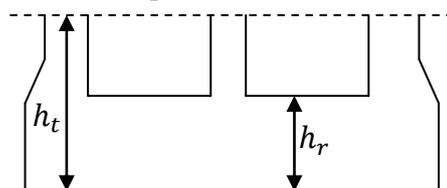
➤ **Prédimensionnement :**

**A. La condition de coffrage :**

✓ **Nervure:**  $h_t \geq \frac{l_{max}}{10} = \frac{606}{10} = 60.6cm \Rightarrow h_t = 65cm \dots\dots(a)$

✓ **Dalle:**  $h_r \geq \frac{l_{max}}{20} = \frac{606}{20} = 30.3cm \Rightarrow h_r = 35cm.$

- $L_{max} = 6.06$  m: La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.
- $h_t$  : hauteur de la nervure.
- $h_r$  : hauteur du radier.



**Figure VI.4:**Dimensions du radier.

**B. La condition de rigidité :**

$$\frac{\pi}{2} \times L_e \geq L_{max}$$

- $L_e$  : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

- E : Module d'élasticité du béton,  $E = 3.2 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$ .
- I : Inertie de la section du radier.
- K : Coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen  $K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$
- b : La largeur de l'élément considéré (radier) de 1ml.

On a :  $I = \frac{bh^3}{12} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48L_{\max}^4 K}{\pi^4 E}} \Rightarrow h \geq 0.94\text{m} \dots \dots \dots (b)$

A partir des deux conditions (a) et (b) on prend :

- ✓ La hauteur de la nervure  $h_t = 95\text{cm}$ .
- ✓ La hauteur du radier  $h_r = 35 \text{ cm}$ .

**C. Calcul du Poids :**

- $N_{ser}$  : l'effort de service de la superstructure.  $N_{ser} = 44249.35 \text{ KN}$

$$\frac{N_{ser}}{S_{radier}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{radier} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} = 221.25\text{m}^2$$

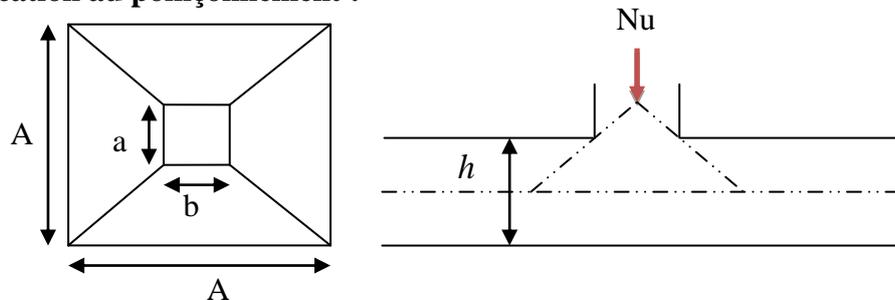
La surface du bâtiment  $S_{bat} = 343.3\text{m}^2$

Donc on prend  $S_{radier} = 343.3\text{m}^2$

$S_{radier} = S_{bat} \rightarrow$  On n'a pas besoin de débord

**VI.2.3.1. Les Vérifications nécessaires :**

**✚ Vérification au poinçonnement :**



**Figure VI.5:** Présentation de zone d'impact de la charge compactée

Il faut vérifier que :  $N_U \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$  **BAEL91 (Art A.5.2 ,42)**

- $N_U$  : L'effort normal sur le poteau.
- $U_c$  : Le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

$$U_c = 2 \times (A + B)$$

$$\begin{cases} A = a + h \\ B = b + h \end{cases} ; \text{ On } a=b \Rightarrow A=B=0.55+0.95=1.5\text{m}$$

On trouve  $U_c = 6 \text{ m}$

$$N_u = 1736.08 < 0.045 \times 6 \times 0.95 \times \frac{25}{1.5} = 4275 \text{ KN (La condition est vérifiée).}$$

⇒ Pas risque au poinçonnement.

**✚ Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{CBA 93 (A.5.1.2.1.1).}$$

On considère une bande de  $b = 1 \text{ m}$ , de longueur  $d = 0.9 * h_t = 0.855 \text{ m}$ .

$$V_U = \frac{N_U * L_{\max}}{2 * S} = \frac{44249.35 * 6.06}{2 * 343.3} = 390.55 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{390.55 * 10^{-3}}{1 * 0.63} = 0.62 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

⇒ Pas risque de rupture par cisaillement.

**✚ Vérification des contraintes dans le sol :DTR BC 2.33.1 (Art : 3.541 (a)).**

Cette vérification de la contrainte du sol consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

Il faut vérifier que :  $\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \leq \sigma_{sol}$  Avec  $\sigma_{(\max,\min)} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \times (X_G, Y_G)$

N: L'effort normal dû aux charges verticales.

$M_y, M_x$  : Moments sismiques à la base tiré du logiciel sap2000, avec la combinaison G+Q+E.

A partir du programme **SOCOTEC** (calcul des formes) on trouve :

$$\begin{cases} X_G = 14.44 \text{ m} ; I_{xx} = 2507.9524 \text{ m}^4 \\ Y_G = 10.04 \text{ m} ; I_{yy} = 4948.252 \text{ m}^4 \\ S = 343.3 \text{ m}^2 \end{cases}$$

$$N = 44249.35 + 25 * 0.35 * 343.3 = 47253.225 \text{ KN}$$

√ **Dans le sens x-x :**  $N = 47253.225 \text{ KN} ; M_Y = 176766.07 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_Y}{I_Y} * Y_G = \frac{47253.225 * 10^{-3}}{343.3} + \frac{176766.07 * 10^{-3} * 10.04}{4948.252} = 0.5 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{Sol} = 1.5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_Y}{I_Y} * Y_G = 0.22 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{Sol} = 1.5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 * \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 0.43 \leq \bar{\sigma}_{Sol} \Rightarrow \sigma_{moy} = 0.43 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{Sol} = 1.5 \text{ MPa}$$

⇒ La contrainte est vérifiée dans le sens xx.

√ **Dans le sens y-y :**  $N = 47253.225 \text{ KN} ; M_X = 174475.65 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_x} * X_G = \frac{47253.225 * 10^{-3}}{343.3} + \frac{174475.65 * 10^{-3} * 14.44}{2507.9524} = 1.14 \text{MPa} \langle \bar{\sigma}_{Sol} = 1.5 \text{MPa} \rangle$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_x} * X_G = 0.866 \text{MPa} \langle \bar{\sigma}_{Sol} = 1.5 \text{MPa} \rangle$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 * \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 1.08 \text{MPa} \langle \bar{\sigma}_{Sol} \Rightarrow \sigma_{moy} = 1.08 \text{MPa} \langle \bar{\sigma}_{Sol} = 1.5 \text{MPa} \rangle$$

⇒ la contrainte est vérifiée dans le sens yy.

#### ✚ Vérification de la stabilité au renversement :

Selon (Article 10.1.5) du RPA99/2003, on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistent au renversement:

$$\text{On doit vérifier que : } e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

√ Dans le sens x-x :

$$e = \frac{174475.65}{47253.225} = 3.69 \text{m} \langle \frac{23.05}{4} = 5.76 \text{m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \rangle$$

√ Dans le sens y-y :

$$e = \frac{176766.07}{47253.225} = 3.74 \text{m} \langle \frac{17.35}{4} = 4.34 \text{m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \rangle$$

⇒ Pas risque au renversement dans les deux sens.

#### ✚ Vérification de la poussé hydrostatique :

On fait cette vérification pour éviter le renversement de la structure sous l'effet de la poussée hydrostatique de la nappe d'eau, pour cela il faut s'assurer que :

$$N \geq F_s * H * S_{rad} * \gamma_w$$

Avec :

$$N = 25364.43 \text{KN}$$

$$H = 4.00 \text{m, (la hauteur de la partie encrée du bâtiment).}$$

$$F_s = 1.5 \text{ (coefficient de sécurité).}$$

$$S_{rad} = 343.3 \text{m}^2 \text{ (surface du radier).}$$

$$\gamma_w = 10 \text{KN/m}^3 \text{ (poids volumique de l'eau).}$$

$$\text{On trouve : } N = 38571.84 \text{KN} \geq 1.5 * 4 * 343.3 * 10 = 20598 \text{KN.}$$

La condition est vérifiée.

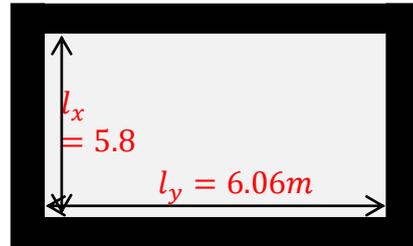
⇒ Le bâtiment est stable vis-à-vis l'arrivée de l'eau.

➤ **Ferrailage du radier :**

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversée et sollicitée à la flexion simple causée par la réaction du sol, il faut considérer le poids propre du radier comme une charge favorable. On calculera le panneau le plus sollicité et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

Soit :  $G_0$  le poids propre du radier.

$$G_0 = \rho \times e = 25 \times 0.35 = 8.75 \text{ KN/m}^2.$$



**Figure VI.6 :** Panneau de dalle

➤ **Calcul des sollicitations :**

- $q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} + 1.35G_0 \Rightarrow q_u = \frac{47253.225}{343.3} + 1.35 * 8.75 = 150 \text{ KN/m}^2$

- $q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} + G_0 \Rightarrow q_s = \frac{25364.43}{343.3} + 8.75 = 83 \text{ KN/m}^2$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,96 > 0,4 \Rightarrow \text{Alors, la dalle travaille dans les deux sens}$$

🚦 **L'ELU :**

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

$$\mu_x, \mu_y ? \begin{cases} \rho = 0.96 \\ \nu = 0 \end{cases} \Rightarrow \text{d'après l'annexe 1} \begin{cases} \mu_x = 0.0401 \\ \mu_y = 0.9092 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_0^x = 0.0401 * 150 * 5.8^2 = 202.34 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 183.96 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ En travée :  $\begin{cases} M_t^x = 0.85 M_0^x = 171.99 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 M_0^y = 156.366 \text{ KN.m} \end{cases}$

➤ En appui :  $M_a^x = M_a^y = 0.4 M_0^x = -80.94 \text{ KN.m}$

Le ferrailage se fera pour une section :  $b \times h_r = (1 \times 0.35) \text{m}^2$ .

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

<b>Tableau VI.1 : Résumé des résultats du ferrailage du radier.</b>					
		$M \text{ (KN.m)}$	$A_{calculée} \text{ (cm}^2/\text{ml)}$	$A_{choisie} \text{ (cm}^2/\text{ml)}$	$S_t \text{ (cm)}$
En travée	Sens x-x	171.99	16.75	6HA20=18.85	15
	Sens y-y	156.366	14.98	5HA20=15.71	20
En appuis		-80.94	7.75	6HA14=9.24	15

**Nota :**  
On prend le même

ferrailage pour tous les panneaux.

✚ **Vérification de condition de non fragilité**

✓ En travée :  $\left\{ \begin{array}{l} e \geq 12cm \\ \rho = 0,96 \end{array} \right\} \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$

▪ Sens xx:  $A_{min} = \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho) b * h_r = 2.86 \text{ cm}^2 / ml$

$A_t^x = 18.85 \text{ cm}^2 / ml > A_{min} = 2.86 \text{ cm}^2 / ml$

▪ Sens yy:  $A_{min} = \rho_0 * b * h_r = 2.8 \text{ cm}^2 / ml$

$A_t^y = 15.71 \text{ cm}^2 / ml > A_{min} = 2.8 \text{ cm}^2 / ml$

Vérifiée

Vérifiée

✓ En appuis :

$A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 3.80 \text{ cm}^2 / ml$

$\Rightarrow A_a = 9.24 \text{ cm}^2 / ml > A_{min} = 3.80 \text{ cm}^2 / ml$

Vérifiée

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

$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa}$

$$\left. \begin{array}{l} V_u^x = \frac{q_u * l_x}{2} * \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = 236.53 \text{ KN} \\ V_u^y = \frac{q_u * l_y}{2} * \frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4} = 207.37 \text{ KN} \end{array} \right\} \Rightarrow V_{max} = 236.53 \text{ KN}$$

$\tau_u = \frac{236.53 * 10^{-3}}{1 * 0.315} \Rightarrow \tau_u = 0.75 \text{ MPa} < 1.17 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{c'est vérifiée}$

⇒ Pas risque de cisaillement suivant les deux sens.

✓ **L'ELS :**

$\left\{ \begin{array}{l} M_0^x = \mu_x q_s l_x^2 \\ M_0^y = \mu_y M_0^x \end{array} \right.$

$\mu_x, \mu_y ? \left\{ \begin{array}{l} \rho = 0.96 \\ v = 0.2 \end{array} \right. \Rightarrow \text{d'après l'annexe 1} \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0474 \\ \mu_y = 0.9385 \end{array} \right.$

$\left\{ \begin{array}{l} M_0^x = 0.0474 * 83 * 5.8^2 = 132.35 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 124.21 \text{ KN.m} \end{array} \right.$

➤ En travée :  $\left\{ \begin{array}{l} M_t^x = 0.85 M_0^x = 112.5 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 M_0^y = 105.58 \text{ KN.m} \end{array} \right.$

➤ En appui :  $M_a^x = M_a^y = -0.4 M_0^x = -52.94 \text{ KN.m}$

✚ **Vérification des contraintes :**

$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = \frac{15 M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \end{array} \right.$

✓  $\bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$  (contrainte admissible du béton).

✓  $\bar{\sigma}_s$ : (contrainte admissible de l'acier)

✓ F.P.N:  $\bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$

✓  $M_{ser}$  : moment max à l'ELS.

✓  $y$  : position de l'axe neutre.

✓  $I$  : moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport à l'axe neutre.

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

$$\frac{b}{2}y^2 + 15 A y - 15 A d = 0, \text{ on aura "y".}$$

**Tableau VI.2 : Vérification des contraintes de radier.**

Sens	Moments (KN.m)	$A_{adoptée}$ ( $cm^2/ml$ )	$y$ (cm)	$I(cm^4)$	$\sigma_b$ (MPa)	Observation	$\sigma_s$ (Mpa)	Observation
x-x	$M_t^x$ = 112.5	18.85	10.81	120976	10.06	Vé rif ié	288.53	vé rif ié e
y-y	$M_t^y$ = 105.58	15.71	10.05	108386	9.79		313.36	
Appuis	$M_a$ = -52.94	9.24	8.06	76147	5.60		244.44	

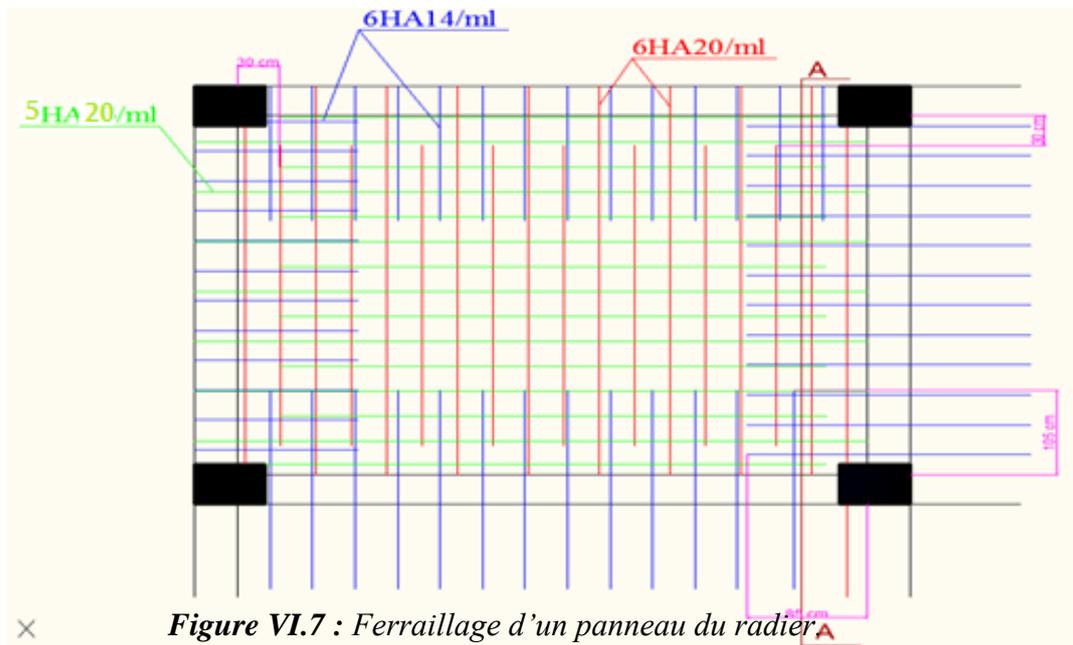
Toutes les contraintes sont vérifiées.

**✚ Espacement des armatures :**

✓ Sens x-x:  $S_t \leq \min[3h_r, 33 \text{ cm}] = 33 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$

✓ Sens y-y:  $S_t \leq \min[4h_r, 45 \text{ cm}] = 45 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$

**VI.2.4. Schéma de ferrailage de radier :**



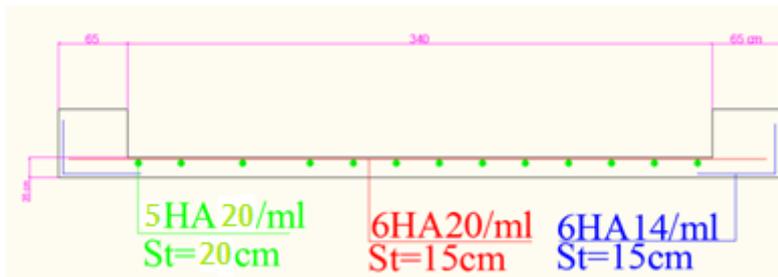


Figure.VI.8 :Coupe A-A (radier)

**VI.3. Etude des nervures :**

Les nervures sont des poutres de section en T, noyées dans le radier. Elles sont calculées à la flexion simple.

➤ **Dimensionnement de la nervure :**

$$h_i = 0.95m, h_r = 0.35m, b_0 = 0.65m, d = 0.9m$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{606}{10}; \frac{580}{2}\right)$$

$$b_1 \leq \min(60.6; 290)$$

Soit :  $b_1 = 40cm$

Donc  $b = b_1 \times 2 + b_0 = 145cm$

Le rapport  $\rho = \frac{l_x}{l_y} > 0.4$  pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges

transmises par chaque panneau se subdivisent en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires pour le calcul du ferrailage, on prenant le cas le plus défavorable.

Pour simplifier les calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

- ✓  $P_m$  : charge uniforme qui produit le même moment maximum que la charge réelle.
- ✓  $P_v$  : charge uniforme qui produit le même effort tranchant maximal que la charge réelle.

Charge trapézoïdale

$$P_m = \frac{q}{2} \left[ \left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) L_{xd} \right]$$

$$P_v = \frac{q}{2} \left[ \left(1 - \frac{\rho_g}{2}\right) L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2}\right) L_{xd} \right]$$

Charge triangulaire

$$P'_m = P'_v = \frac{q}{2} \cdot \frac{\sum L_{xi}^2}{\sum L_{xi}}$$

Remarque : si la nervure est soumise à un chargement triangulaire à deux coté

Avec :

$$\checkmark \rho_g = \frac{L_{xg}}{L_y}, \rho_d = \frac{L_{xd}}{L_y}$$

➤ **Calcul des sollicitations :**

Pour le calcul des sollicitations, on utilise la méthode de « Caquot » :

❖ **Moments aux appuis :**

$$M_a = \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l'_g + l'_d)}$$

Avec : Les longueurs fictives :  $l' = \begin{cases} l, & \text{pour une travée de rive} \\ 0.8l, & \text{pour une travée intermédiaire} \end{cases}$

Pour l'appui de rive, on a :  $M_a = -0.15 \times M_0$ , avec :  $M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$

❖ **Moments en travée :**

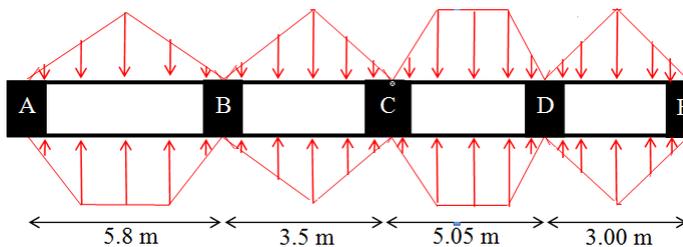
$M_g$  et  $M_d$  : Moments sur appuis de gauche et droite respectivement.

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \left(\frac{x}{l}\right)$$

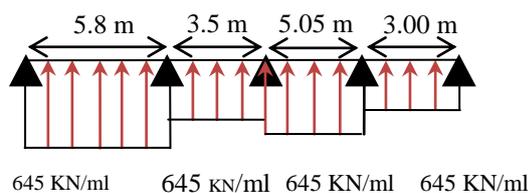
$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (l - x)$$

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

**Sens Y-Y :**



❖ **Schéma équivalent :**



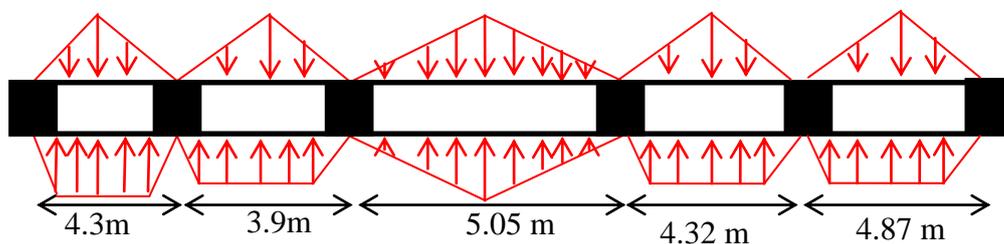
On a :  $q_u = 150 \text{ KN/m}^2$

**Tableau VI.3 : Sollicitations de la nervure principale (sens Y-Y)**

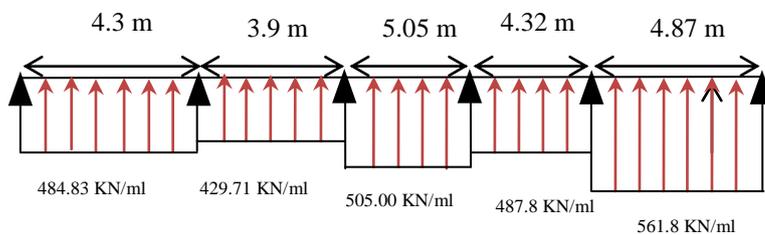
Travée	L (m)	l' (m)	P <sub>m</sub> (KN/m)	M <sub>a</sub> (KN.m)		X (m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
				M <sub>g</sub>	M <sub>d</sub>		
A-B	5.8	5.8	645	-650.93	-1826.68	2.58	863.46
B-C	3.5	2.8	350	-1826.68	-760.5	2.62	1771.33

C-D	5.05	4.04	554.03	-760.5	-745.86	2.53	1825.46
D-E	3.00	3.00	300	-745.86	-50.63	2.27	1035.12
<b>Tableau VI.4 : Sollicitations maximales(sens Y-Y)</b>							
Localisation	Travée			Appuis			
Moment (KN.m)	1825.46			-1826.68			
Effort tranchant (KN)	1275.125						

**Sens X-X :**



❖ Schéma équivalent



On a :  $q_u = 150 \text{ KN/m}^2$

<b>Tableau VI.5 : Sollicitations de la nervure principale (sens X-X)</b>							
Travée	L (m)	l' (m)	P <sub>m</sub> (KN/m)	M <sub>a</sub> (KN.m)		X (m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
				M <sub>g</sub>	M <sub>d</sub>		
A-B	4.3	4.3	484.83	-168.08	-818.1	1.84	820.90
B-C	3.9	3.12	429.7	-818.1	-761.6	1.98	1206.31
C-D	5.05	4.04	505	-761.06	-835.86	2.49	1734.74
D- <sub>c</sub>	4.32	3.45	485.8	-835.86	-1200	1.98	1404.42
E-F	4.87	4.87	561.94	-1200	-249.9	0.35	1067.8

**Tableau VI.6 : Sollicitations maximales(sens X-X)**

Localisation	Travée	Appuis
Moment (KN.m)	1734.74	-1200
Effort tranchant (KN)	1870.5	

**VI.3.1. Ferrailage :**

**Tableau VI.7 : Tableau De ferrailage des nervures**

Localisation		M (KN.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	Choix (cm <sup>2</sup> / ml)
Sens X-X	Travée	1734.74	58.64	4.06	12T25 = 58.9
	Appui	-1200	46.72	15.75	6T32 = 48.25
Sens Y-Y	Travée	1825.46	61.85	4.06	8T25 + 8T20 = 64.4
	Appui	-1826.68	61.89	15.75	8T25 + 8T20 = 64.4

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = 1.34 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min[0.13f_{c28}, 4\text{MPa}] = 3.25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

❖ **Vérification des contraintes :**

On a :  $q_s = 83 \text{ KN/m}^2$ .

$$\begin{cases} \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa, F. P. N} \end{cases}$$

**Tableau VI.8 : Vérification des contraintes dans les nervures**

Localisation		Moment (KN.m)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	Observation
Sens X-X	Travée	1308.40	10.48	355.88	Vérifiée
	Appui	-138.38	1.16	43.75	Vérifiée
Sens Y-Y	Travée	1073.29	8.43	271.44	Vérifiée
	Appui	-1011.62	7.94	255.84	Vérifiée

❖ **Les armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min \left[ \frac{h_t}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_l^{max} \right] = 25\text{mm}, \text{ Alors, } \phi_t = 10 \text{ mm.}$$

❖ **Espacements des aciers transversaux :**

Pour les armatures transversales, on a :

$$A_t = 3\text{Cadres } \phi_{10} = 6 \phi_{10} = 4.71 \text{ cm}^2.$$

$$S_{t1} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_{t1} \leq 72.46 \text{ cm}$$

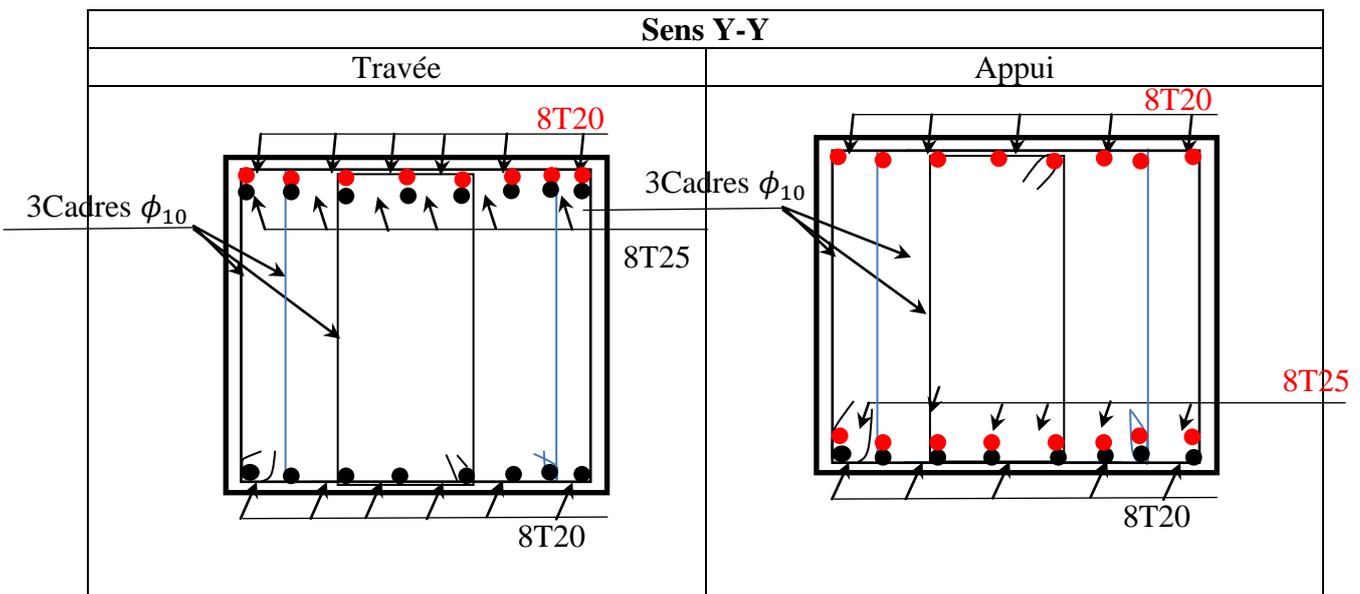
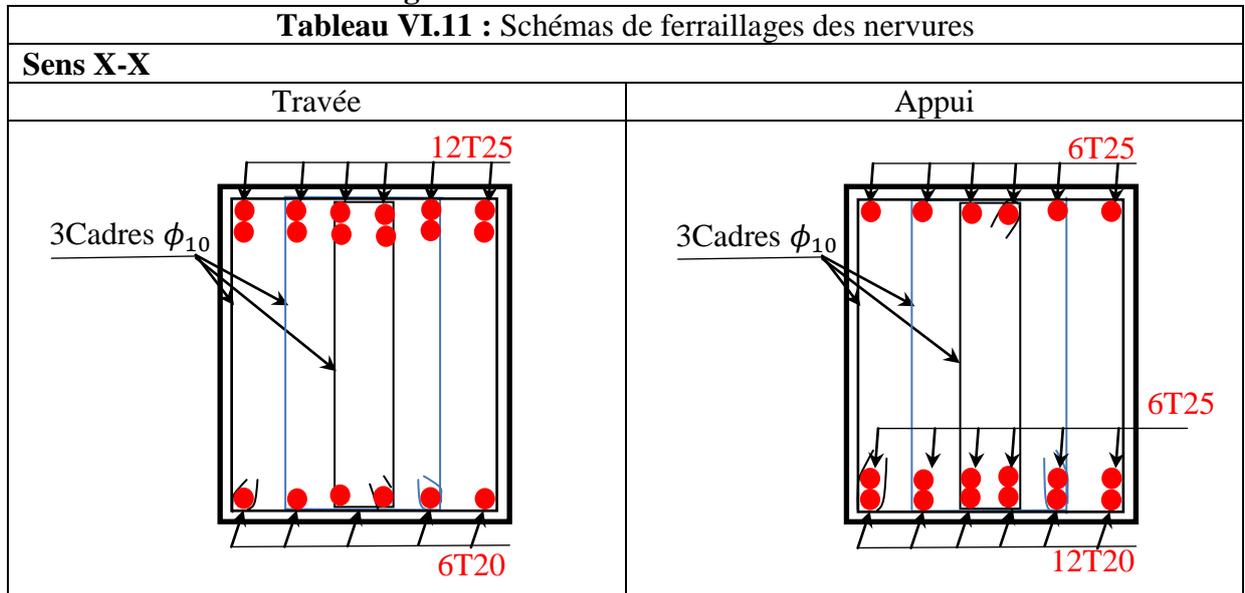
$$S_{t2} \leq \min(0.9 d, 40 \text{ cm}) \\ = 40 \text{ cm}$$

$$S_{t3} \leq \frac{0.9 \times f_e \times A_t}{b_0 \times \gamma_s \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})}$$

$$S_{t3} = 31.95 \text{ cm}$$

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

**VI.3.2. Schémas de ferrailages :**



#### VI.4 Voiles périphériques :

Les ossatures au-dessous de niveau de base, doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de terrain naturel (Entre sol et sous-sol). Le voile périphérique est un panneau vertical en béton armé entourant une partie ou la totalité de l'immeuble, destiné à soutenir l'action des poussées des terres.

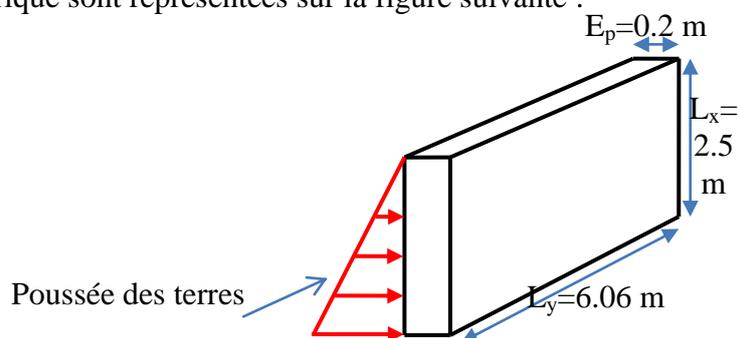
Il doit remplir les exigences suivantes :

- ✓ Les armatures sont constituées de deux nappes.
- ✓ Le pourcentage minimum des armatures est de 0.1 % dans les deux sens (horizontal et vertical).
- ✓ Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire (diminuer) sa rigidité d'une manière importante.
- ✓ Épaisseur minimale  $E_p \geq 15$  cm .

##### ➤ Dimensions de voile périphérique :

Les dimensions du voile périphérique sont représentées sur la figure suivante :

On prend,  $E_p = 20$  cm



**Figure VI.10 :** Dimensions de voile périphérique.

##### ➤ Caractéristiques du sol :

- ✓ Poids spécifique :  $\gamma = 20 \text{ KN/m}^3$ .
- ✓ Angle de frottement :  $\varphi = 28^\circ$
- ✓ Cohésion :  $C = 0.45$

##### ➤ Méthode de calcul :

Le voile périphérique est considéré comme un ensemble de panneaux dalles, encastés en chaque côté. Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur.

##### ➤ Sollicitations :

##### A. Poussée des terres :

$$P_1 = \gamma \times h \times tg^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 \times C \times tg \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$P_1 = 20 \times 2.5 \times \text{tg}^2\left(\frac{180}{4} - \frac{28}{2}\right) - 2 \times 0.45 \text{tg}\left(\frac{180}{4} - \frac{28}{2}\right) = 17.56 \text{ KN/m}^2.$$

**B. Charge due à la surcharge :**

Au vu du plan de masse annexé au plan de notre structure, il existe un terrain qui peut être exploitable dans le futur. Pour tenir compte d'éventuelles charges que ça peut engendrer ; on prévoit le calcul de notre voile périphérique en tenant compte d'une surcharges  $Q=10\text{KN/m}^2$ .

$$P_2 = Q \times \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 10 \times \text{tg}^2\left(\frac{180}{4} - \frac{28}{2}\right) = 3.61 \text{ KN/m}^2.$$

➤ **Ferraillage de voile périphérique :**

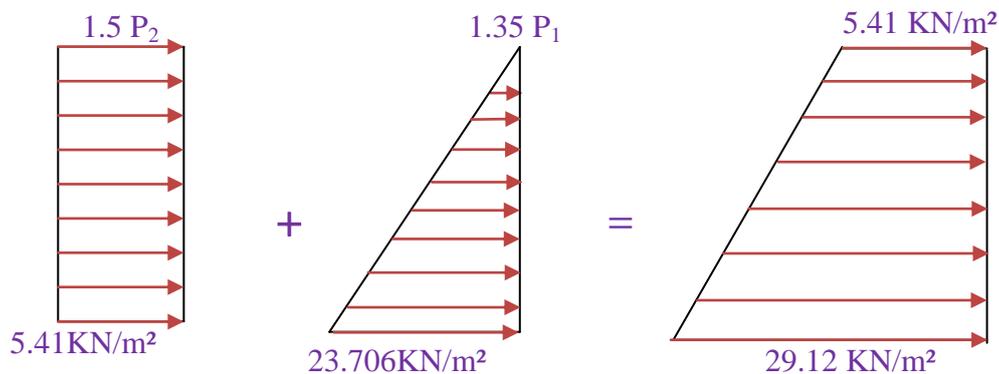


Figure VI.11: Diagrammes des contraintes.

❖ **Calcul à l'ELU :**

$$P_u = 1.35 \times P_1 + 1.5 \times P_2 = 29.121 \text{ KN/m}^2.$$

Le chargé d'une contrainte moyenne tel que :

$$\begin{cases} L_x = 2.5 \text{ m} \\ L_y = 6.06 \text{ m} \\ E_p = 20 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_{min}(h = 0\text{m}) = 1.5 * P_2 = 5.41 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{max}(h = 2.5 \text{ m}) = 1.35 * P_1 + 1.5 * P_2 = 29.12 \text{ KN/m}^2 \\ q_u = \sigma_{moy} = \frac{3 * \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 23.19 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.42 \Rightarrow \text{Le panneau travaille dans les deux sens.}$$

voile périphérique se calcule comme un panneau de dalle sur quatre appuis, uniformément

**ELU** : ( $\nu = 0$ )

$$\rho = 0.42 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.1075 \\ \mu_y = 0.25 \end{cases} \quad (\text{Annexe I})$$

Tableau VI.9 : Sollicitation et ferraillage du voile périphérique			
Sens	Désignation	$q_u = 23.19 \text{ KN/m}^2$	
		Travées	Appuis

X-X	M <sub>0</sub> (KN.m)	15.58	15.58
	M (KN.m)	13.243	- 6.232
	A <sub>calculée</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	2.11	0.99
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	2.17	2.17
	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	4HA10 = 3.14	4HA10 = 3.14
Y-Y	M <sub>0</sub> (KN.m)	3.895	3.895
	M (KN.m)	3.31	-6.232
	A <sub>calculée</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	0.53	0.99
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	2.17	2.17
	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	4HA10 = 3.14	4HA10 = 3.14

✓ **Vérification au cisaillement:**

On doit vérifier :

$$V_u = \frac{q_u * L_x}{2} * \frac{1}{1 + \left(\frac{\rho}{2}\right)} = 23.96 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = 0.133 < \bar{\tau}_u = \min(0.13f_{c28}, 4MPa) = 3.25 \text{ MPa}$$

Commentaire : Pas risque de cisaillement par effort tranchant.

❖ **Vérifications à l'ELS**

$$\begin{cases} L_x = 2.5 \text{ m} \\ L_y = 6.06 \text{ m} \\ E_p = 20 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_{min}(h = 0\text{m}) = P_2 = 3.61 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{max}(h = 2.12 \text{ m}) = P_1 + P_2 = 21.17 \text{ KN/m}^2 \\ q_u = \sigma_{moy} = \frac{3 * \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 16.78 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

▪ **ELS** : (ν = 0.2)

$$\rho = 0.42 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.1098 \\ \mu_y = 0.3000 \end{cases} \quad (\text{Annexe I})$$

❖ **Vérification des contraintes :**

$$\begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = \frac{15 M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}, \text{FPN} \end{cases}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Localisation		M <sub>ser</sub> (KN.m)	A (cm <sup>2</sup> )	Y (m)	I (m <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	Observati on
Sens	En travée	11.21	3.14	0.0071	5.54*10 <sup>-5</sup>	14.1	322.8	Vérifiée
x-x	En appuis	5.808	3.14	0.0071	5.54*10 <sup>-5</sup>	7.476	170.22	Vérifiée
Sens	En travée	3.7	3.14	0.0071	5.54*10 <sup>-5</sup>	4.76	108.59	Vérifiée

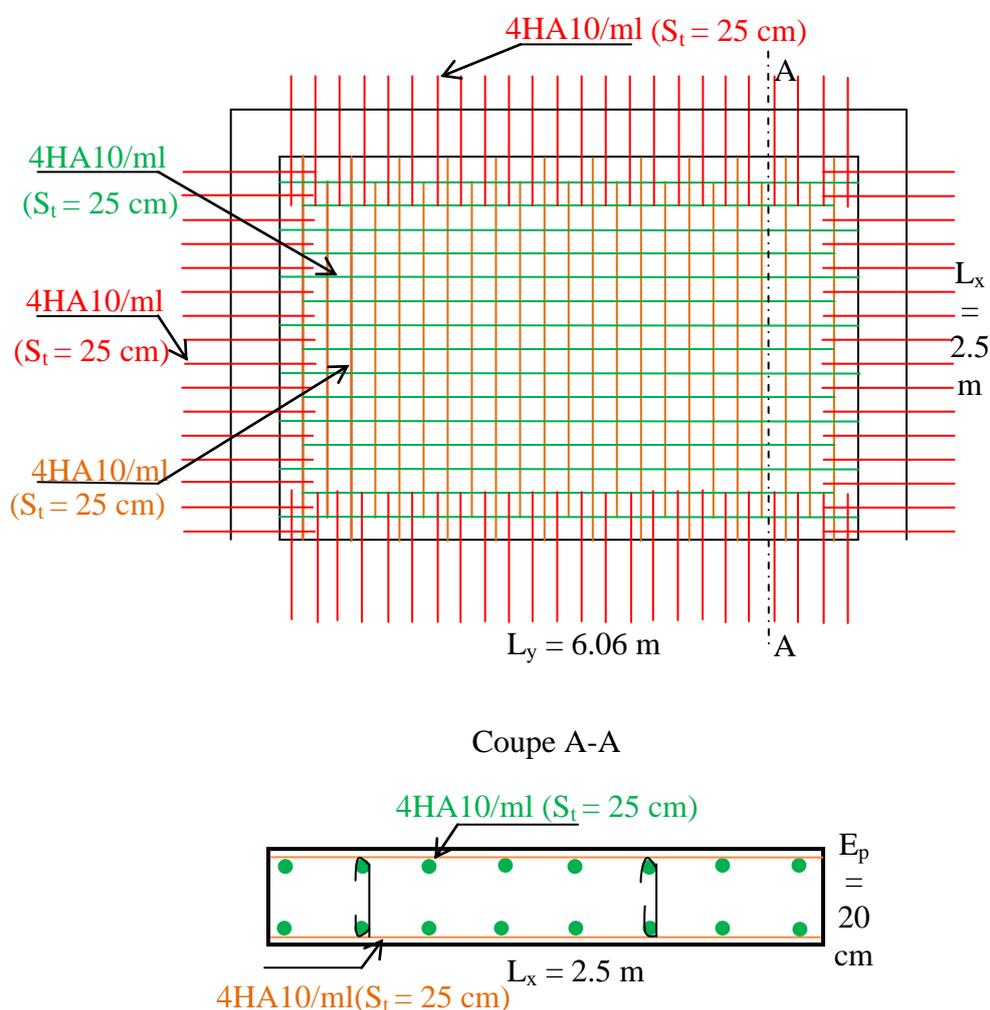
y-y	En appuis	5.808	3.14	0.0071	$5.54 \cdot 10^{-5}$	7.476	170.22	Vérifiée
-----	-----------	-------	------	--------	----------------------	-------	--------	----------

❖ **Espacement des armatures**

Conformément au RPA 99/2003, l'espacement doit vérifier la condition suivante:

- ✓ Sens X-X:  $S_t \leq \min(3E_p, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$ . Alors,  $S_t = 25 \text{ cm}$ .
- ✓ Sens Y-Y:  $S_t \leq \min(4E_p, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$ . Alors,  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

**VI.4.1. Schémas de ferrailages du voile :**



**Figure VI.12:** Schéma du ferrailage du voile périphérique

**VI.5 : Conclusion:**

Pour connaître le type de fondation qui convient à notre structure, nous avons procédé à un calcul avec semelles isolées. Ces dernières ne convenaient pas à cause du chevauchement qu'elles engendraient. Le même calcul a été mené avec des semelles filantes. Ces dernières ne convenaient pas non plus pour les mêmes raisons.

Nous sommes ensuite passé à un calcul avec fondation sur radier général. Ce dernier a été calculé comme un plancher renversé. Le ferrailage adopté a été vérifié et s'est avéré satisfaisant.

Au niveau de l'infrastructure, un voile périphérique est prévu pour supporter l'action des poussés des terres. Le voile est calculé et ferrillé comme un plancher encastré au niveau du radier.

# Conclusion Générale

### Conclusion générale :

A partir de ce modeste travail, on a pris connaissance que l'étude d'un projet de construction passe par plusieurs étapes, et on a fait appel à plusieurs logiciels de calcul et de modélisation tel que le Robot professionnel, Expert Robot, l'application SOCOTEC, Excel ...et on a approfondit d'avantage nos connaissances sur les documents techniques et leurs applications dans le domaine du bâtiment. Cela pour bien enrichir l'ensemble de connaissances acquises le long de notre cursus.

En effet, on a déduit à partir de cette étude quelques points globaux :

- Vu des contraintes architecturales, il est souhaitable que l'ingénieur civil travaille en collaboration avec l'architecte dès le début du projet pour assurer les objectifs communs (sécurité, économie, environnement...)
- Lors de la modélisation il faut englober tous les éléments de la structure pour obtenir un comportement approximatif à celui réel.
- La disposition des voiles est complexe lorsque la structure est irrégulière.
- Le séisme en tant que chargement dynamique reste l'une des plus importantes et dangereuses actions à considérer dans le cadre de la conception et du calcul des structures.
- Le nombre des voiles n'implique pas essentiellement le bon comportement de la structure.
- Grâce à la grande rigidité des voiles vis-à-vis des forces horizontales, ils permettent de réduire considérablement les endommagements sismiques des éléments non structuraux.
- Le choix du type de fondation s'est avéré important tout en respectant les mesures de prévention imposées pour la stabilité de la structure.
- Il est important de souligner la nécessité de garantir une meilleure qualité des matériaux.
- Chaque démarche de conception parasismique dans la construction doit être mise en place, elle doit se baser sur trois points :
  - Respect de réglementation parasismique
  - Conception architecturale parasismique.
  - Mise en œuvre soignée de la construction.

## Conclusion générale

---

Toutefois, ce travail n'est pas une fin en soi, mais un cas concret vers l'accumulation d'expériences, l'acquisition de l'intuition et le développement de la réflexion inventive.

# BIBLIOGRAPHIE

- Règle parasismique Algérien. (RPA99/version 2003).
- Règles Béton Armé aux Etats Limites (BAEL91).
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93).
- Document Techniques Réglementaire DTR, charge et surcharge d'exploitation.
- Document Techniques Réglementaire DTR, calcul des fondations.

## **Autres documents consultés :**

- Cahier de cours de cursus.
- Manuel Robot professionnel /2013.
- Les mémoires de fin d'études.

## **Logiciels utilisés**

- Robot professionnel 2013.
- Autocad 2009.
- Socotec.
- Microsoft office Excel.

## Annexe 1

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$	
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

## Annexe 2

### Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique  $P = 1$  s'exerçant sur une surface réduite  $u \times v$  au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension

$$Lx \times Ly$$

Avec  $Lx < Ly$ .

$$\rho = 0.9$$

u/lx v/ly		0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
<b>Valeur de M<sub>1</sub></b>	<b>0.0</b>	/	0.254	0.187	0.154	0.131	0.115	0.102	0.090	0.081	0.073	0.067
	<b>0.1</b>	0.302	0.235	0.183	0.152	0.130	0.114	0.101	0.089	0.080	0.073	0.067
	<b>0.2</b>	0.260	0.214	0.175	0.148	0.128	0.112	0.099	0.088	0.079	0.072	0.066
	<b>0.3</b>	0.227	0.196	0.164	0.142	0.124	0.109	0.097	0.086	0.078	0.070	0.065
	<b>0.4</b>	0.202	0.178	0.153	0.134	0.118	0.105	0.093	0.083	0.075	0.068	0.063
	<b>0.5</b>	0.181	0.160	0.141	0.126	0.113	0.100	0.089	0.080	0.073	0.066	0.060
	<b>0.6</b>	0.161	0.146	0.130	0.118	0.106	0.095	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057
	<b>0.7</b>	0.144	0.133	0.121	0.110	0.098	0.088	0.079	0.072	0.065	0.058	0.054
	<b>0.8</b>	0.132	0.123	0.113	0.102	0.092	0.083	0.074	0.067	0.061	0.055	0.049
	<b>0.9</b>	0.122	0.114	0.103	0.093	0.084	0.076	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046
	<b>1.0</b>	0.112	0.102	0.093	0.084	0.075	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	0.042
<b>Valeur de M<sub>2</sub></b>	<b>0.0</b>	/	0.310	0.200	0.167	0.149	0.134	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081
	<b>0.1</b>	0.253	0.208	0.173	0.151	0.136	0.123	0.110	0.099	0.089	0.081	0.074
	<b>0.2</b>	0.202	0.175	0.152	0.137	0.123	0.110	0.100	0.089	0.082	0.074	0.067
	<b>0.3</b>	0.167	0.150	0.135	0.123	0.110	0.099	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061
	<b>0.4</b>	0.143	0.132	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	0.056
	<b>0.5</b>	0.128	0.118	0.108	0.097	0.088	0.080	0.073	0.067	0.062	0.056	0.051
	<b>0.6</b>	0.114	0.106	0.096	0.087	0.079	0.073	0.067	0.062	0.056	0.052	0.047
	<b>0.7</b>	0.102	0.094	0.086	0.078	0.073	0.067	0.062	0.057	0.052	0.047	0.043
	<b>0.8</b>	0.09	0.083	0.077	0.072	0.066	0.062	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038
	<b>0.9</b>	0.081	0.076	0.071	0.066	0.061	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	0.035
	<b>1.0</b>	0.073	0.069	0.065	0.060	0.055	0.050	0.047	0.043	0.038	0.035	0.032

### Annexe 3

#### Tableau des Armatures (en Cm<sup>2</sup>)

<b>Ø</b>	<b>5</b>	<b>6</b>	<b>8</b>	<b>10</b>	<b>12</b>	<b>14</b>	<b>16</b>	<b>20</b>	<b>25</b>	<b>32</b>	<b>40</b>
<b>1</b>	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
<b>2</b>	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
<b>3</b>	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
<b>4</b>	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
<b>5</b>	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
<b>6</b>	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
<b>7</b>	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
<b>8</b>	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
<b>9</b>	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
<b>10</b>	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
<b>11</b>	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
<b>12</b>	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
<b>13</b>	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
<b>14</b>	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
<b>15</b>	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
<b>16</b>	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
<b>17</b>	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
<b>18</b>	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
<b>19</b>	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
<b>20</b>	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33