

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

# Mémoire de fin d'étude

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

## *Thème*

**Etude d'un bâtiment (R+7+Entre-sol+sous-sol) à  
usage d'habitation et commercial contreventé par un  
système mixte (voile-portique)**

**Encadré par :**

**M<sup>r</sup>. Lillouch Samir**

**Présenté par:**

**Boussaid Tinhinane  
Dehamla Lydia**

**Juré par :**

**M<sup>r</sup>. Benyessad  
M<sup>me</sup>. Azirou**

**Promotion 2021-2022**

# 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 Lilouch Samir : notre promoteur, pour avoir accepté de nous  
guider sur le bon chemin du travail.*

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

*A M<sup>eme</sup> L.ATROUNE : pour son bon accompagnement durant  
notre formation.*

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

*Lydia & Tinhinane*

# *Dédicaces*

*Je dédie ce modeste travail*

*A mes très chers parents qui ont tant donné pour me voir  
réussir.*

*A ma très chère sœur Thiziri*

*A mes très chers frère Massinissa , Mazigh .*

*A ma nièce Alicia .*

*A mes très chers amis Dado , Lydia.*

*A ma binôme et amie Lydia .*

*T.Boussaid*

# *Dédicaces*

*Je dédie ce modeste travail*

*A mes très chers parents qui ont tant donné pour me voir  
réussir.*

*A mes très chers frère Rabah , Mouhamed .*

*A la mémoire de ma très chère grand-mère .*

*A ma très chère grand-mère .*

*A mes très chères tantes et oncles .*

*A mes très chers cousines Manel, Lynda , Hafida Marwa ,  
Ilina.*

*A mes très chers amis Nassima ,Bassam  
Mourad ,adel .*

*A ma binôme et amie Tinhinane,.*

*L. Dehamla*

# Table des matières

## Chapitre I : Généralités

<b>I.1. Introduction</b> .....	1
<b>I.2. Description architecturale</b> .....	1
<b>I.3. Caractéristiques de la structure</b> .....	1
3.1. Caractéristiques géométriques.....	1
3.2. Système de contreventement .....	1
3.3. Eléments de l'ouvrage .....	2
<b>I.4. Données de site</b> .....	2
<b>I.5. Etats limites de calculs</b> .....	3
<b>I.6. Caractéristiques du béton</b> .....	3
6.1. Résistance caractéristique à la compression .....	3
6.2. Acier .....	4
<b>I.7. Action et sollicitations de calcul</b> .....	5
7.1. les actions .....	5
7.2. Les sollicitations .....	6
<b>I.8. Règlements et normes utilisés</b> .....	7

## Chapitre II : pré dimensionnement des éléments

<b>II.1. Introduction</b> .....	8
<b>II.2. disposition des poutrelles</b> .....	8
<b>II.3 :Les planchers</b> .....	9
3.1. Plancher à corps creux.....	9
3.2. pré dimensionnement des Poutrelles .....	10
3.3 : Dalles pleines .....	10
3.4 : Les escaliers .....	13
3.5 : Acrotère .....	16
<b>II.4 . Pré dimensionnement des éléments principaux</b> .....	16
4. 1 : Les poutres .....	16
4.2 : Les voiles .....	17
4. 3 . Les poteaux .....	18
<b>II.5. Evaluation des charges permanente</b> .....	18
<b>II.6. Evaluation des surcharges d'exploitations (Q)</b> .....	20
<b>II.7.La descente de charges</b> .....	20
7.1. Calcul du poids propre des éléments revenants au poteau (H4) .....	21

7.2. Calcul du poids propre des éléments revenants au poteau (E2) .....	21
<b>II.8. Vérification pour le poteau (H4)</b> .....	27
<b>II.9. Conclusion</b> .....	30
<b>Chapitre III : Etude des éléments secondaires</b>	
<b>III.1. Introduction</b> .....	32
<b>III.2. Etude du plancher</b> .....	32
2.1. Plancher à corps creux .....	32
2.2. Etude des planchers dalles pleines .....	56
<b>III.3. Etude de l'acrotère</b> .....	69
<b>III.4. Etude des escaliers</b> .....	74
4.1. Escaliers Type 1 .....	74
4.2. Etude de la consol .....	78
4.3. Escaliers Type 2 .....	80
<b>III.5. Etude de la poutre palière</b> .....	83
<b>III.6. Etude de la poutre de chaînages</b> .....	86
<b>III.7. Conclusion</b>	
<b>Chapitre IV : Etude dynamique</b>	
<b>IV.1 Introduction</b> .....	90
<b>IV.2 Méthodes de calcul</b> .....	90
<b>IV.3. Méthode choisit</b> .....	90
<b>IV.4. Calcul de la force sismique totale (effort tranchant à la base)</b> .....	90
<b>IV.5 Méthode dynamique modale spectrale</b> .....	93
5.1 Principe .....	93
5. 2. Disposition des voiles .....	94
5.3. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par robot2018.....	95
5.4 Vérification de la résultante des forces sismiques .....	96
5.5 vérification des résultats selon R.P.A 99/ Version 2003 .....	97
<b>VI.6. Conclusion</b> .....	101
<b>Chapitre V : Etude des éléments principaux</b>	
<b>V.1 Introduction</b> .....	102
<b>V.2 Etude des poteaux</b> .....	102
2.1 Recommandations du RPA99.V2003 .....	102
2.2 Sollicitations dans les poteaux .....	104
2.3 Ferrailage des poteaux .....	105
2.4 Vérifications .....	106
2.5 Dispositions constructives .....	109

2.6 Schéma de ferrailage des poteaux .....	111
<b>V.3 Etude des poutres</b> .....	112
3.1 Recommandation du RPA99 .....	112
3.2 Les sections minimales et maximales préconisée par le RPA99V2003 .....	113
3.3 Sollicitations de calcul .....	113
3.4 Ferrailage des poutres .....	113
3.5 Vérification des zones nodales .....	118
<b>V.4 Etude des voiles</b> .....	121
4.1 Recommandation du RPA 99/Version2003(art 7.7.4.1) .....	121
4.2 Ferrailage des voiles .....	123
4.3 Calcul des sollicitations .....	124
4.4 Exemples de schéma de ferrailage d'un voile $V_x$ .....	129
<b>V. 5 Conclusion</b> .....	129
 <b>Chapitre VI : Etude des Fondations</b>	
<b>VI.1. Introduction</b> .....	130
<b>VI.2. Etude des fondations</b> .....	130
2.1. Les déférent type de fondation .....	130
2.2. Choix du type des fondations .....	130
2.3. Capacité portante du sol d'assise .....	130
2.4. Vérification vis-à-vis les fondations superficielles .....	131
2.4.1. semelles isolées .....	131
2.4.2. Vérification des semelles filantes.....	132
2.4.3. Radier général nervuré .....	131
<b>VI.3 Voiles périphériques</b> .....	143
3.1 : Schéma statique d'un voile périphérique .....	147
<b>VI.4 Conclusion</b> .....	148

# Table des figures

## Chapitre II

<b>Figure II.1</b> : Schéma de la disposition des poutrelles pour le RDC.....	8
<b>Figure II.2</b> : Schéma de la disposition des poutrelles pour les étages .....	9
<b>Figure II.3</b> : Plancher à corps creux .....	10
<b>Figure II.4</b> : Dalle sur 2 appuis .....	11
<b>Figure II.5</b> :Dalle sur 2 appuis .....	11
<b>Figure II.6</b> : Dalle sur 3 appuis .....	12
<b>Figure II.7</b> : Dalle sur 3 appui.....	12
<b>Figure II.8</b> : Dalle sur 3 appuis .....	12
<b>Figure II.9</b> : Dalle sur 4 appuis .....	13
<b>Figure II. 10</b> : Schéma d'un escalier .....	13
<b>Figure II. 11</b> : Vue en plan d'un escalier .....	14
<b>Figure II. 12</b> : schémas statique de la 1 <sup>er</sup> volée.....	14
<b>Figure II. 13</b> : Vue en plan d'un escalier une seule volée.....	15
<b>Figure II. 14</b> : Coupe transversale de l'acrotère .....	16
<b>Figure II. 15</b> : Surface revenant au poteau H4.....	21
<b>Figure II. 16</b> : Surface revenant au poteau E2 .....	24

## Chapitre III

<b>Figure III.1</b> : Schéma d'une Poutrelle. ....	32
<b>Figure III.2</b> : Moments sur une poutre à plus de trois travées.....	33
<b>Figure III.3</b> :Moments sur une poutre à deux travées .....	33
<b>Figure III.4</b> : Effort tranchant sur une poutre à 2 travées .....	34
<b>Figure III.5</b> : Effort tranchant d'une poutre à plus de 2 travées .....	34
<b>Figure III.6</b> : Schéma statique de la poutrelle .....	36
<b>Figure. III.7</b> : Coupe transversale d'une poutrelle.....	45
<b>Figure III.8</b> : Schéma de ferrailage de la dalle de compression .....	51
<b>Figure III.9</b> :Schéma de ferrailage de la dalle pleins sur deux appuis D1.....	54
<b>Figure III.10</b> : Schéma de ferrailage de la dalle sur trois appuis (séchoir) .....	59
<b>Figure III.11</b> : Schéma de ferrailage de la dalle sur 4 appuis.....	68
<b>Figure III.12</b> :Vue en plan d'un acrotère .....	65
<b>Figure III.13</b> : Schéma des sollicitations de l'acrotère.....	65
<b>Figure III.14</b> . Schéma statique de l'acrotère.....	67
<b>Figure III.15</b> : Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	70



<b>Figure III.16 :</b> Schéma d'une volée 1 d'étage Type 1 .....	70
<b>Figure III.17 :</b> Schéma de ferrailage d'une volée 1 d'étage Type 1 .....	74
<b>Figure III.18 :</b> schéma statique du consol .....	78
<b>Figure III.19 :</b> Schéma de ferrailage de palier de repos.....	76
<b>Figure III.20 :</b> Schéma de l'escalier d'une seul volée Type 2 .....	76
<b>Figure III.21 :</b> Schéma de ferrailage de l'escalier d'une seul volée Type 2 .....	79
<b>Figure III.22 :</b> Ferrailage de la Poutre palière . .....	82
<b>Figure III.23 :</b> Ferrailage de la Poutre de chainage. ....	84

## Chapitre IV

<b>Figure IV.1 :</b> Schéma de spectre de reponse.....	94
<b>Figure IV.2 :</b> Schéma de dispositions des voiles. ....	95
<b>Figure IV.3 :</b> 1 <sup>ere</sup> mode de déformation (translation suivant x-x) .....	95
<b>Figure IV.4 :</b> 2 <sup>ème</sup> mode de déformation (translation suivant y-y).....	95
<b>Figure IV.5 :</b> 3 <sup>ème</sup> mode de déformation (torsion au tour de z-z) .....	96

## Chapitre V

<b>Figure V.1 :</b> schéma de la convention des signes efforts et des moments .....	103
<b>Figure V.2 :</b> Zone nodale.....	103
<b>Figure V.3 :</b> Section réduite du béton .....	107
<b>Figure V.4 :</b> Section d'un poteau .....	108
<b>Figure V.5 :</b> Ferrailage des sections des poteaux .....	110
<b>Figure V.6 :</b> Les moments dans la zone nodale .....	118
<b>Figure V.7 :</b> Exemple de dispositions constructives de la poutre principale. ....	120
<b>Figure V.8 :</b> Schéma de ferrailage des poutres principales de l'étage. ....	120
<b>Figure V.9 :</b> Schéma de ferrailage d'une poutre secondaire de l'étage. ....	121
<b>Figure V.10 :</b> Disposition des armatures verticales .....	122
<b>Figure V.11 :</b> Schéma d'un voile pleine.....	123
<b>Figure V.12 :</b> Schéma de ferrailage du voile $V_x = 3$ m.....	129

## Chapitre VI :

<b>Figure VI.1</b> Vue d'une semelle isolée.....	131
<b>Figure VI.2</b> Semelle filante dans le sens yy .....	132
<b>Figure VI.3</b> Dimension du radier. ....	133
<b>Figure VI.4</b> Zone de contact poteau- radier .....	134
<b>Figure VI.5:</b> Dalle sur quatre appuis.....	135

<b>Figure VI.6</b> Schéma de ferrailage de radier. ....	138
<b>Figure. VI. 7:</b> Sollicitations sur les nervures dans le sens x-x. ....	139
<b>Figure. VI. 8:</b> Sollicitations sur les nervures dans le sens y-y. ....	140
<b>Figure. VI. 9:</b> Section à ferrailer. ....	140
<b>Figure. VI. 10:</b> Schéma de ferrailage des nervures selon les deux sens. ....	143
<b>Figure VI.11 :</b> Schéma du mur périphérique.....	143
<b>Figure. VI.12:</b> Diagramme des contraintes. ....	144
<b>Figure.VI.13:</b> schéma de ferrailage de voile périphérique.....	147

# Liste des Tableaux

## Chapitre I

<b>Tableau II. 1 :</b> Etats limites de calculs	3
<b>Tableau II. 2 :</b> Résistance caractéristique à la compression	4
<b>Tableau II. 3 :</b> Caractéristiques mécaniques des aciers utilisés	5
<b>Tableau II. 4 :</b> Résistance caractéristique de l'acier	5
<b>Tableau II. 5 :</b> les combinaisons d'action	7

## Chapitre II

<b>Tableau II. 1 :</b> résultats de l'escalier de 2eme volée type 1	15
<b>Tableau II. 2 :</b> résultats de l'escalier type 2	15
<b>Tableau II. 3 :</b> Vérifications les recommandations du RPA 99(version2003)	17
<b>Tableau II. 4 :</b> Evaluation des charges dans le plancher terrasse inaccessible.	18
<b>Tableau II. 5 :</b> Evaluation des charges du plancher à corps creux.	18
<b>Tableau II. 6 :</b> Evaluation des charges des murs extérieurs.	19
<b>Tableau II. 7:</b> Evaluation des charges de dalle plein étage courant.	19
<b>Tableau II. 8 :</b> Evaluation des charges de palier.	20
<b>Tableau II. 9:</b> Evaluation des charges de volée étage courant	20
<b>Tableau II. 10:</b> Evaluation des surcharges d'exploitations (Q)	21
<b>Tableau II. 11:</b> Descent des charges sur le poteau H4	23
<b>Tableau II. 12 :</b> Descent des charges sur le poteau E2	23
<b>Tableau II.13 :</b> Vérification des poteaux à la compression simple	24
<b>Tableau II.14 :</b> Vérification au flambement des poteaux	24
<b>Tableau II.15 :</b> Résultats de vérification à l'exigence de RPA pour le poteau (A).	30

## Chapitre III

<b>Tableau III.1:</b> Les différents types de poutrelles.	34
<b>Tableau III.2:</b> Les différents méthode adopté pour calcul des poutrelles.	35
<b>Tableau III.3 :</b> Chargements sur les poutrelles.	36
<b>Tableau III.4 :</b> Sollicitations de la poutrelle (T1)	38
<b>Tableau III.5 :</b> Sollicitations de la poutrelle (T2)	39
<b>Tableau III.6 :</b> Sollicitations de la poutrelle (T3)	39
<b>Tableau III.7 :</b> Sollicitations de la poutrelle (T4)	40
<b>Tableau III.8 :</b> Ferrailage des différents étages	48
<b>Tableau III.9 :</b> Vérification au cisaillement	49

<b>Tableau III.10</b> :Vérification des états limites de compression du béton : .....	49
<b>Tableau III.11</b> : Vérification des états limites de déformation : .....	49
<b>Tableau III.12</b> : Evaluation de la flèche : .....	50
<b>Tableau III.13</b> : Les schémas de ferrailage des poutrelles : .....	51
<b>Tableau III.14</b> : données des différents types de dalle pleins : .....	52
<b>Tableau III.15</b> : Ferrailage de la dalle sur deux appuis D1: .....	53
<b>Tableau III.16</b> : Sollicitations maximales des dalles sur deux appuis D2 et D3 : .....	55
<b>Tableau III.17</b> : calcul du ferrailage à l'ELU des dalles sur deux appuis D2 et D3 : .....	55
<b>Tableau III.18</b> : vérification de l'effort tranchant : .....	55
<b>Tableau III.19</b> : vérification des contraintes : .....	55
<b>Tableau III.20</b> : vérification des conditions de la flèche de sens x-x de D2 et D3.....	56
<b>Tableau III.21</b> : vérification des conditions de la flèche de sens y-y de D2 et D3 .....	57
<b>Tableau III.22</b> : vérification de la flèche D3 : .....	58
<b>Tableau III.23</b> : sollicitations maximales de D4 et D5 : .....	59
<b>Tableau III.24</b> : calcul du ferrailage à l'ELU de D4et D5 : .....	59
<b>Tableau III.25</b> : vérification de l'effort tranchant : .....	60
<b>Tableau III.26</b> : vérification des contraintes à l'ELS : .....	60
<b>Tableau III.27</b> : vérification des conditions de la flèche de D4et D5 : .....	61
<b>Tableau III.28</b> : vérification des conditions de la flèche de D4 et D5 : .....	61
<b>Tableau III.29</b> :Vérification de la flèche de D4 et D5 : .....	61
<b>Tableau III.30</b> : Ferrailages de la dalle sur 04 appuis : .....	62
<b>Tableau III.31</b> : vérification de la flèche de dalle sur 04 appuis : .....	64
<b>Tableau III.32</b> : Combinaisons d'actions de l'acrotère : .....	66
<b>Tableau III.33</b> : Résultats des ferrailages des volées des l'étages courants : .....	72
<b>Tableau III.34</b> : Vérifications de l'état limite de compression du béton : .....	73
<b>Tableau III.35</b> : Résultats de ferrailage du consol : .....	75
<b>Tableau III.36</b> : Vérification de la flèche du consol : .....	76
<b>Tableau III.37</b> : Calcul les sollicitations de l'escalier d'une seul volée Type 2 : .....	77
<b>Tableau III.38</b> : Résultats de ferrailage d'escalier d'une seul volée Type 2 : .....	77
<b>Tableau III.39</b> : ferrailage de la poutre palière : .....	80
<b>Tableau III.40</b> : Vérifications de l'état limite de la poutre palièr. ....	81
<b>Tableau III.41</b> : Ferrailage longitudinales de la poutre de chainage. ....	83
<b>Tableau III.42</b> :Vérifications des états limites de la poutre chainage .....	83
<b>Tableau III.43</b> : Vérification de la flèche pour la poutre chainage : .....	84

## Chapitre IV

<b>Tableau IV.1</b> : Valeurs des pénalités $P_q$ .....	92
<b>Tableau IV.2</b> : Vérification de l'effort tranchant à la base .....	96
<b>Tableau IV.3</b> : Période de vibration et taux de participation massique. ....	97
<b>Tableau IV.4</b> : Vérification de l'interaction sous charges verticales.....	98
<b>Tableau IV.5</b> :Vérification de l'interaction sous charges horizontales.....	98
<b>Tableau IV.6</b> :Vérification des déplacements.....	99
<b>Tableau IV.7</b> : Vérification à L'effet $P-\Delta$ . ....	100
<b>Tableau IV.8</b> : Vérification de l'effort normal réduit .....	101

## Chapitre V

<b>Tableau V.1</b> : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.....	103
<b>Tableau.V.2</b> : Les sollicitations dans les poteaux. ....	105
<b>Tableau V.3</b> : Armatures longitudinale dans les poteaux .....	105
<b>Tableau V.4</b> :Armatures transversales adoptées pour les poteaux.....	106
<b>Tableau V.5</b> : Justification de l'effort normal ultime et l'effort normal maximum.....	108
<b>Tableau V.6</b> :Vérification des contraintes dans le béton des poteaux .....	109
<b>Tableau V.7</b> :Vérification des sollicitations tangentes dans les poteaux .....	110
<b>Tableau V.8</b> : Ferrailage des sections des poteaux : .....	112
<b>Tableau V.9</b> :Armatures longitudinales min et max dans les poutres selon RPA99/2003 ...	114
<b>Tableau V.10</b> : Les sollicitations les plus défavorables. ....	114
<b>Tableau.11</b> : Armatures longitudinales dans les poutres. ....	114
<b>Tableau V.12</b> : Vérification de l'effort tranchant. ....	116
<b>Tableau V.13</b> : Vérification au cisaillement. ....	117
<b>Tableau V.14</b> : Vérification de l'état limite de compression du béton. ....	118
<b>Tableau V.15</b> : Moment résistant dans les poteaux .....	119
<b>Tableau V.16</b> : Moments résistants dans les poutres .....	120
<b>Tableau V.17</b> :Vérification de la zone nodale : .....	120
<b>Tableau V.18</b> : Sollicitations maximales dans le voile $V_x=1,1m$ . ....	125
<b>Tableau V.19</b> : Sollicitations maximales dans le voile $V_x=1,2m$ .....	125
<b>Tableau V.20</b> : Sollicitations maximales dans le voile $V_x=2,5m$ .....	125
<b>Tableau V.21</b> : Sollicitations maximales dans le voile $V_x=3m$ .....	126
<b>Tableau V.22</b> : Sollicitations maximales dans le voile $V_y=2,5m$ .....	126
<b>Tableau V.23</b> : Sollicitations maximales dans le voile $V_y=2,6m$ .....	126
<b>Tableau V.24</b> : Sollicitations maximales dans le voile $V_y=3,1m$ .....	127
<b>Tableau V.25</b> : Ferrailage du voile $V_x=2,5m$ .....	127
<b>Tableau V.26</b> : Ferrailage du voile $V_x=3m$ .....	128

<b>Tableau V.27</b> : Ferrailage du voile $V_y=2,6m$ .....	128
<b>Tableau V.28</b> : Ferrailage du voile $V_y=3,1m$ .....	129

## Chapitre IV

<b>Tableau VI.1</b> Ferrailage du radier .....	137
<b>Tableau VI.2</b> Vérifications des contraintes du béton et l'acier. ....	137
<b>Tableau VI.3</b> les nouvelles sections d'acier adopté à l'ELS.....	137
<b>Tableau VI.4</b> Sollicitations de la nervure dans le sens x-x. ....	139
<b>Tableau VI.5</b> Sollicitations de la nervure dans le sens y-y. ....	140
<b>Tableau VI.6</b> Résumé des résultats du ferrailage des nervures .....	141
<b>Tableau VI.7</b> Résumé des résultats (vérification des contraintes).....	142
<b>Tableau VI.8</b> Ferrailage du voile périphérique.....	145
<b>Tableau VI.9</b> Vérifications des contraintes dans le voile périphérique. ....	146
<b>Tableau VI.10</b> Nouvelles sections de Vérifications des contraintes :.....	147

# Symboles Et Notations

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

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

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

**a** : Epaisseur.

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

**B** : Aire d'une section de béton.

**Br** : Section réduite.

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

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

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

**D** : Diamètre, dalle

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

**ELS** : Etat limite de service.

**ELU**: Etat limite ultime.

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

**$E_i$**  : Module d'élasticité instantanée.

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

**$E_a, E_c$**  : Sont les modules de déformation.

**$e_v$**  : épaisseur du voile.

**F** : Force ou action générale.

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

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

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

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

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

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

**$\Delta f_t$**  : la flèche totale.

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

**F** : Coefficient de sécurité = 1.5

**G** : Action permanente.

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

**ht** : hauteur totale du plancher.

**$h_0$**  : épaisseur de la dalle de compression.

**$h_e$**  : hauteur libre d'étage.

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

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

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

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

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

**$Q$**  : Charge variable.

**$Q$**  : Facteur de qualité.

**$q_u$**  : charge ultime.

**$q_s$**  : charge de service.

**$L$**  : Longueur ou portée.

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

**$L_x$**  = distance entre nus de poutrelles.

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

**$l'$**  : longueur fictive.

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

**$M$**  : Moment en général.

**$M_a$**  : Moment sur appui.

**$M_u$**  : Moment de calcul ultime.

**$M_{ser}$**  : Moment de calcul de service.

**$M_t$**  : Moment en travée.

**$M_0$**  : 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.

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

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

$Y$  : Ordonnée de la fibre neutre.

$Z$  : Coordonnée, bras de levier

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

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

$d$  : Hauteur utile.

$e$  : Excentricité, épaisseur.

$f$  : Flèche.

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

$f_e$  : Limite d'élasticité.

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

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

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

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

$\sigma_b$  : Contrainte de compression du béton.

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

$\nu$  : Coefficient de poisson

$\sigma$  : Contrainte normale.

$\sigma_j$  : Contrainte correspondant à j.

$\sigma_g$  : Contrainte correspondant à g.

$\sigma_q$  : Contrainte correspondant à q.

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

$\gamma_b$ : coefficient de sécurité.

$\gamma_s$ : coefficient de sécurité.

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

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

$q$ : chargement KN/ml..

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

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

$\eta$ : Facteur d'amortissement.

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

$\mu_l$ : Moment réduit limite.

$\mu_u$ : Moment ultime réduit.

$\lambda_i$ : Coefficient instantané.

$\lambda_v$ : Coefficient différé.

# INTRODUCTION GÉNÉRALE

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant les différents facteurs tels que l'économie, l'esthétique, la résistance et surtout la sécurité du public, en respectant les différents codes de calcul et de conception des structures du génie civil, notamment CBA93, BAEL91, RPA99 version 2003 et les différents DTR.

Le phénomène sismique est toujours le souci de l'ingénieur en génie civil car il est difficile d'apprécier le risque sismique tant la prévision est incertaine et leur apparition aléatoire. Pour cela on ne doit pas se contenter d'appliquer uniquement les règlements, mais on doit impérativement comprendre les facteurs déterminants le comportement dynamique de la structure afin de mieux prévoir sa réponse sismique.

Le projet qui nous a été confié consiste à étudier un bâtiment multifonctionnel (R+7+ENTRE-SOL) qui regroupe commerces au niveau du ENTRE-SOL et le RDC, et logements d'habitations aux autres niveaux. Il est contreventé par un système mixte (voiles portiques), qu'il est situé en zone IIa et qu'il dépasse les 14 mètres de hauteur.

Notre étude consiste à répondre aux principales problématiques suivantes :

- Quelles sont les dimensions des différents éléments secondaires ?
- Quelles sont les dimensions des différents éléments de la structure ?
- Quelle est la disposition meilleure des voiles pour avoir un bon comportement ?
- Quelles sont les différentes contraintes auxquelles l'ingénieur est confronté ?
- Quelle est le type de fondation qui convient à notre structure ?

Pour répondre à ces questions, on a jugé utile de scinder notre travail en six chapitres, dont les trois premiers porteront la présentation du projet, en plus des calculs statiques, dans le chapitre quatre nous allons nous intéresser à la recherche d'un bon comportement dynamique par diverses dispositions des voiles de contreventement. Une fois la bonne disposition est retenue, la structure est soumise au spectre de calcul du Règlement Parasismique Algérien (RPA99/version2003). Sa réponse va être calculée en utilisant le logiciel ROBOT Analyse structural 2018. Le calcul du ferrailage des éléments principaux sera exposé au chapitre cinq. En dernier lieu, le calcul de l'infrastructure qui fera l'objet du sixième chapitre.

# **Chapitre I**

**Généralités**

**I.1. Introduction :**

Pour qu'une étude en génie civil soit bien faite, la reconnaissance des caractéristiques géométriques de la structure et des caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans sa réalisation est indispensable, c'est ce qui fait l'objet de ce premier chapitre.

**I.2. Description architecturale :**

Le projet qui nous a été confié dans le cadre de notre projet fin d'étude est l'étude d'un bâtiment (R+7 + un entre-sol) à usage multiple constitué de :

- Un entre-sol .
- le rez de chaussée comporte des locaux commerciaux.
- Les étages seront à usage d'habitation avec trois appartements pour chaque étage.

**I.3. Caractéristiques de la structure :****3.1. Caractéristiques géométriques :**

L'ouvrage sera implanté à Bejaia (Tichy ), qu'est une zone de moyenne sismicité (zone IIa) d'après les Règles Parasismiques Algériennes « RPA99 /version 2003 ».

Les données géométriques relatives à cet ouvrage sont les suivantes :

- Hauteur du entre-sol :.....3,4m.
- Hauteur du rez de chaussée :.....3,06m.
- Hauteur d'étage :.....3,06m.
- Hauteur totale de la construction :..... 27,88 m.
- Hauteur de l'acrotère :.....0,60m.
- La circulation verticale entre les étages est assurés par des escaliers en béton armé et un ascenseur

**3.2. Système de contreventement :**

Selon le *RPA99 /2003* pour toute structure dépassant une hauteur de 14m en zone IIa, il est indispensable d'introduire des voiles de contreventement, c'est pour cette raison que nous optons pour un système de contreventement mixte (portiques – voiles) avec justification d'interaction portique-voile qui doit vérifier les conditions suivantes :

- ❖ Les voiles de contreventement ne doivent pas reprendre plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- ❖ Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi qu'aux sollicitations résultant de leur interaction à tous les niveaux.
- ❖ Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

### 3.3. Eléments de l'ouvrage


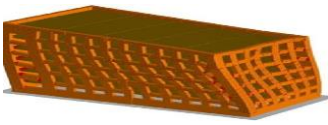


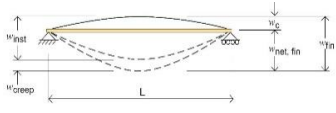
- ❖ **Les planchers :** Ce sont des aires, généralement planes, destinés à séparer les différents niveaux d'un bâtiment, qui assure la transmission des charges verticales aux éléments structuraux, il existe deux types :
  - ✓ **Les plancher en corps creux :** sont des planchers constitués du corps creux, avec une dalle de compression armé par treillis soudé, rendant l'ensemble monolithique.
  - ✓ **Les plancher en dalle plein :** Ce sont des éléments horizontaux, généralement de forme rectangulaire en béton armé, leur épaisseur dépendant des conditions d'utilisation.
- ❖ **Poutres :** sont des éléments horizontaux en béton armé rectangulaires ou carrés destinés à reprendre les efforts, leur prédimensionnement sont déterminées selon des conditions bien définies. On distingue : les poutres principales, les poutres secondaires.
- ❖ **Poteaux :** Sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations à la base de la structure.
- ❖ **Voiles :** Sont des éléments de contreventement vertical mince et continu, généralement en béton armé, servant de couverture ou d'enveloppe ayant une dimension plus petite que les autres qui est l'épaisseur.
- ❖ **L'acrotère :** C'est un élément en béton armé, contournant le bâtiment, encastré à sa base au plancher de la terrasse inaccessible.
- ❖ **Les escaliers :** sont des éléments secondaires réalisés en béton armé coulés sur place, permettant le passage d'un niveau à un autre.
- ❖ **Local d'ascenseur :** l'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et accès aux différents niveaux du bâtiment, il est composé essentiellement de la cabine et de sa machinerie.


**I.4. Données de site :**

- ❖ Le bâtiment est implanté à la wilaya de Bejaia, une zone classée par le RPA 99/version 2003 comme zone de moyenne sismicité (zone IIa).
- ❖ L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2
- ❖ Le site est classé en catégorie (S3).
- ❖ Contrainte admissible du sol **Qadm=1,8 bars.**
- ❖ L'ancrage minimal des fondation :**D=1.7m**

**I.5. Etats limites de calculs :**

**Tableau I.1 :Etats limites de calculs**

Etat limite	Type	Image
<b>Etat limite ultime</b>	Etat limite de l'équilibre statique	
	Etat limite de résistance de l'un des matériaux	
	Etat limite de flambement	
<b>Etat limite de service</b>	Etat limite d'ouverture des fissures	
	Etat limite de déformation flèche maximale	

	Etat limite de compressions du béton	
--	--------------------------------------	--

I.6. Caractéristiques du béton :

6.1. Résistance caractéristique à la compression :

Tableau I.2 : Résistance caractéristique à la compression

Matériaux	Type de sollicitations		Dans notre cas
Béton	<b>Compression</b> (Art 2-1-11 BAEL 91)	$f_{cj} = \frac{j \cdot f_{c28}}{(4,76 + 0,83j)} \text{ MPa} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$ $f_{cj} = \frac{j \cdot f_{c28}}{(1,4 + 0,95j)} \text{ MPa} \quad \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa}$	25 MPa
	<b>Traction</b> (Art A-2 12 BAEL91)	$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} \text{ MPa} \quad \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa}$ $f_{tj} = 0,275f_{cj} \text{ MPa} \quad \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa}$	2.1 MPa
	<b>Cisaillement</b> (Art 5.1,211 BAEL91)	F.P.N : $\tau_{adm} = \min\left(0,20 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5MPa\right)$ F.N ou F.T.N : $\tau_{adm} = \min\left(0,15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4MPa\right)$	3.33 MPa  2.5 MPa
	<b>Module d'élasticité</b>	$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ Pour les déformations instantanée}$ CBA93(Art. A.2.1.2.1) $E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ Pour les déformations différée}$ CBA93(Art. A.2.1.2. 2)	32164.20 MPa  10818.86 MPa
	<b>Contrainte limite</b> (Art 4 -3 .41 BAEL91)	$f_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \quad \gamma_b = 1,50 \Rightarrow f_{bc} = 14,20 \text{ MPa}$ $\gamma_b = 1,15 \Rightarrow f_{bc} = 18,48 \text{ MPa}$	14.20 MPa
	<b>Contrainte de service</b> (Art A - 4 .5 .2 BAEL91)	$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} \text{ MPa}$	$\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$

6.2. Acier :



**6.2.1.: Caractéristiques mécaniques des aciers utilisés :**

**Tableau I.3:** Caractéristiques mécaniques des aciers utilisés

Types D'aciers	Symboles	Limites D'élasticité Fe [Mpa]	Résistan-Ces à la Rupture	Allongements Relatifs à la Rupture (‰)	Coefficients De fissuration	Coef De Scellement (Ψ)
Rond lisse Fe 235	RL	235	410-490	22‰	1	1
Haute Adhérence Fe 400	HA	400	480	14‰	1.6	1.5
Treillis soudés (T S) TLE 520(Φ<6)	TS	520	550	8‰	1.3	1

**6.2.2. Résistance caractéristique de l'acier :**

**Tableau I.4:** Résistance caractéristique de l'acier

Contrainte limite		Dans notre cas
<b>ELU</b>	$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$ tel que $\gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{Cas général} \\ 1 & \text{Cas accidentel} \end{cases}$	384 MPa 400 MPa
<b>ELS</b>	<b>Cas 1 :</b> fissuration peu préjudiciable (FPP-intérieur) : $\sigma_s = f_e$ [MPa]	/
	<b>Cas2 :</b> fissuration préjudiciable (FP-extérieur) : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (2/3 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{c28}})$ [MPa] $f_{ij}$ : résistance à la traction du béton à l'âge de j jours.	201.63 MPa
	<b>Cas 3 :</b> fissuration très préjudiciable (FP-milieu agressifs): $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (0,5 f_e , 90 \sqrt{\eta \cdot f_{i28}})$ en [MPa]	164.97 MPa

**I.7. Action et sollicitations de calcul**

**7.1. les actions :**

C'est l'ensemble des forces et couples dus aux charges appliquées directement à une construction (charges permanentes, d'exploitation, climatique, etc), ou résultant de déformations imposées (retrait, fluage, variation de température déplacement d'appuis, etc). Nous donnons dans ce qui suit les principaux types d'actions intervenant dans le calcul. 0

a) **Les actions permanentes (G) : Leur intensités sont constantes, elles comprennent :**

- Le poids propre de la structure.
- Le poids des cloisons, revêtements, superstructures fixes.
- Le poids des poussées des terres ou les pressions des liquides.
- Les déformations imposées à la structure.

b) **Les actions variables (Q) :** Les actions variables ont une intensité qui varie fréquemment d'une façon importante dans le temps ; elles comprennent :

- Les charges d'exploitations.
- Les charges climatiques (neige et vent).
- charge appliquées en cours d'exécution.
- Les effets thermiques.

c) **Les actions accidentelles (FA) :** Ce sont celles provenant de phénomènes de courte durée qui se produisent rarement, on peut citer :

- Les chocs.
- Les séismes.
- Les explosions
- Les feux.

### **7.2. Les sollicitations :**

Les sollicitations sont les efforts tranchants, normaux, les moments de flexion et moments de torsion développés dans une section par une combinaison d'actions donnée.

$G_{max}$  : L'ensemble des actions permanentes dont l'effet est défavorable à la justification de la résistance de l'élément.

$G_{min}$  : L'ensemble des actions permanentes dont l'effet est favorable à la justification de la résistance de l'élément.

$Q_1$  : Action variable dite de base.

$Q_i$  : Action variable dite d'accompagnement.

**Tableau I.5:** les combinaisons d'action

Les combinaisons d'action <b>CBA93 (article : A.3.3.2)</b>
--

<b>Elu</b>	Situation durable (A.3.3,21 BAEL91)	$1.35G_{max}+G_{min}+\gamma Q_1+\sum 1.3\psi_{0i}Q_i$ $\gamma Q_1 = 1.5$ dans le cas général, $\gamma Q_1 = 1.35$ pour les bâtiments agricoles à faible densité $\psi_{0i} = 0.77$ pour les bâtiments courants.
	Situation accidentel (A.3.3,22 BAEL91)	$G_{max}+G_{min}+\sum \psi_1 Q_1+FA+\sum \psi_{2i}Q_i$ $FA$ : Valeur nominale de l'action accidentelle, $\psi_1$ : Valeur fréquente d'une action variable, $\psi_{2i}Q_i$ : Valeur quasi permanente d'une autre action variable.
<b>Els</b>	(A.3.3,3 BAEL91)	$G_{max}+G_{min}+Q_1+\sum \psi_{0i}Q_i$

**c) Combinaisons de calcul : (RPA99 version 2003)**

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

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

**Situations- accidentelles**  $\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E. \\ G + Q \pm 1.2E. \text{ (pour les portiques auto-stables )} \\ 0.8 \times G \pm E. \end{array} \right.$

- Avec :
- G : charge permanente.
  - Q : charge d'exploitation.
  - E : l'action du séisme.

**I.8. Règlements et normes utilisés :**

Les règlements utilisés sont :

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

# Chapitre II

**Pré dimensionnement des éléments**

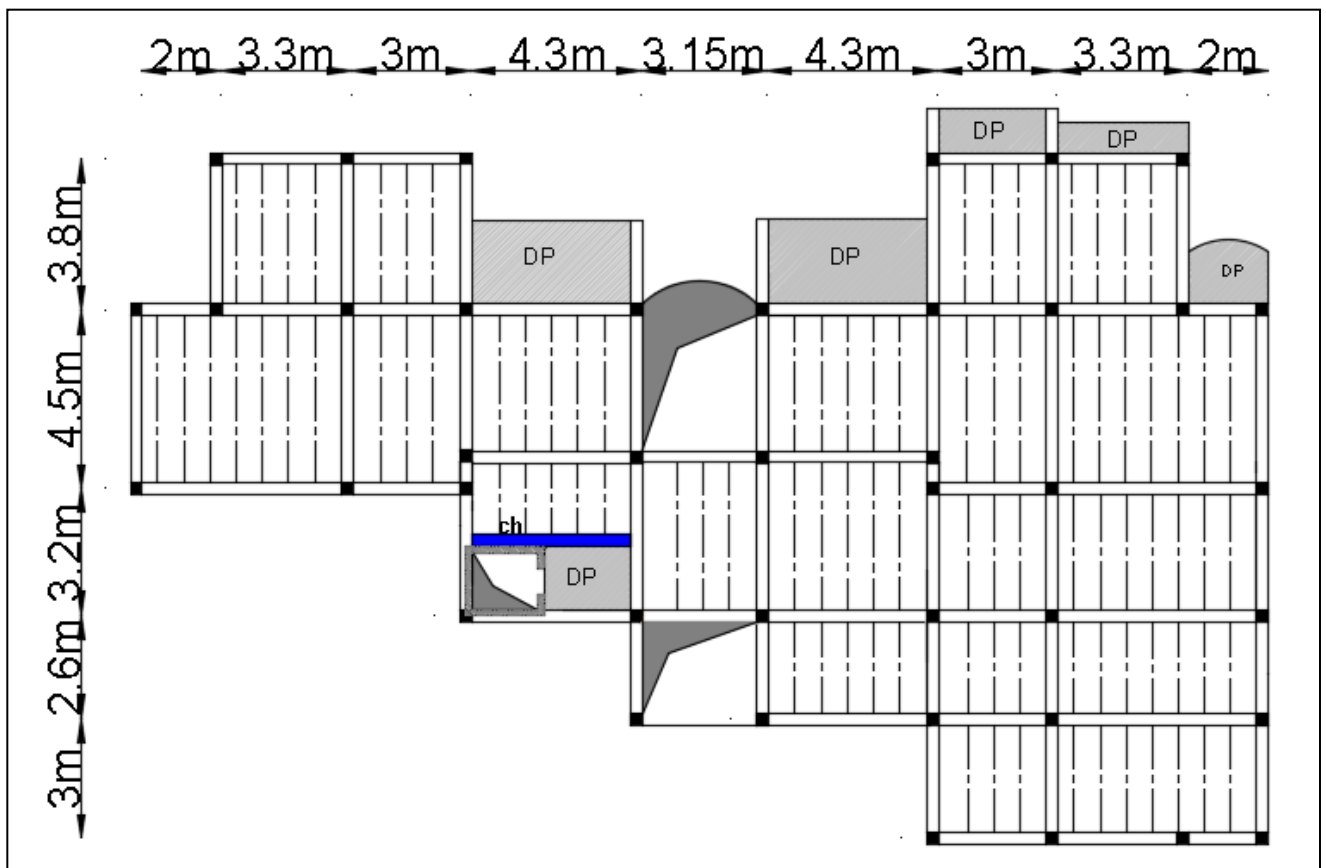
**II.1. Introduction :**

Pour assuré une bonne transmission des différents charges et sollicitations au sol, les éléments de la structure doivent avoir des sections suffisantes. Cette opération se fait conformément aux règles édictées par les règlements en vigueur (RPA99 (version 2003), BAEL 91, CBA 93,...). C'est ce qui fait l'objet de ce deuxième chapitre.

**II.2. disposition des poutrelles :**

Le choix de la disposition des poutrelles se fait en satisfaisant l'un des deux critères :

- le critère de la plus petite porté.
- le critère de continuité



**Figure II.1 :** Schéma de la disposition des poutrelles pour le RDC

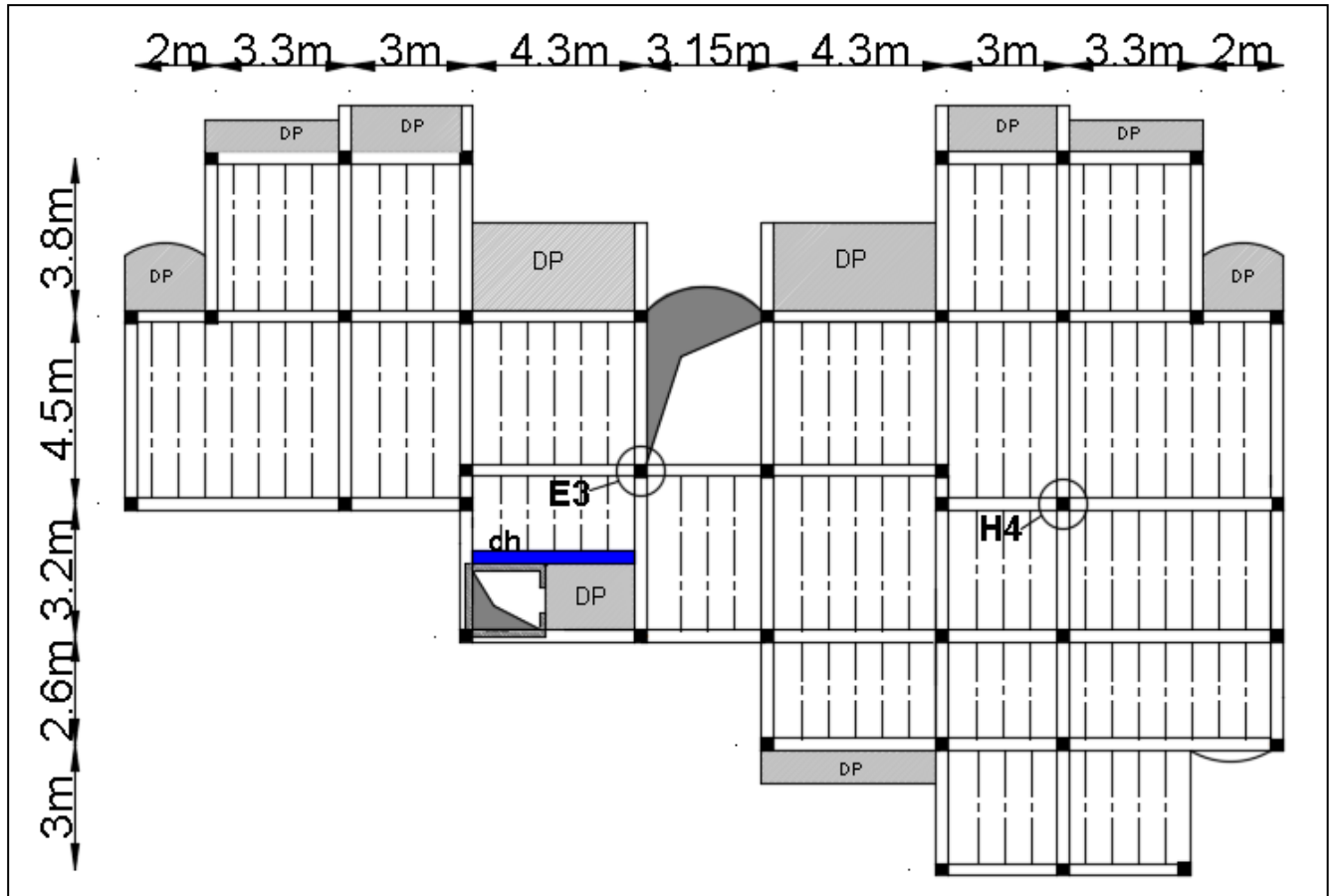


Figure II.2 : Schéma de la disposition des poutrelles pour les étages

### II.3 : Les planchers :

#### 3.1. Plancher à corps creux :

Le plancher en corps creux est composé d'hourdis, de poutrelles et d'une dalle de compression. Le pré dimensionnement des planchers à corps creux se fait par satisfaction de la condition de flèche donnée par le CBA93 (art : 6.8.4.2.4).

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

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

$h_t$  : hauteur totale du plancher

$$L_{\max} = 450 - 30 = 420 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{420}{22,5} = 18,66 \text{ cm} \quad \text{soit } h_t = 20 \text{ cm}$$

Donc on adoptera des planchers à corps creux avec une hauteur de  $(16+4)=20\text{cm}$ .

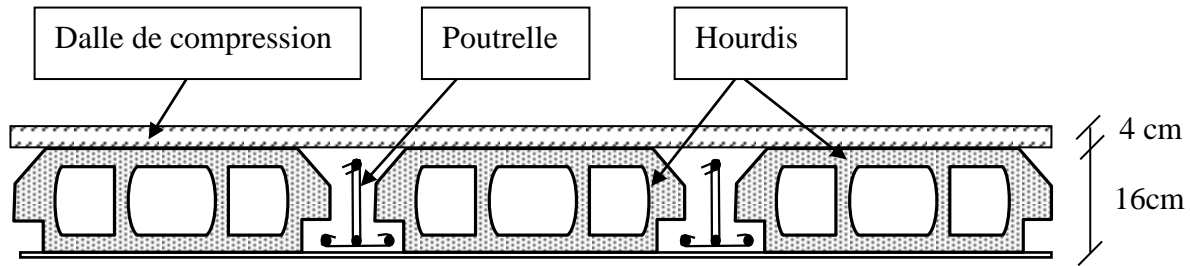


Figure II.3: Plancher à corps creux

**3.2. pré dimensionnement des Poutrelles :**

Le pré dimensionnement se fait selon les règles mises en œuvre par le CBA93 (A.4.1.3)

La largeur de la table de compression à prendre est définie par :

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

$l_x$  : Distance entre nus de poutrelles.

$$l_x = l_0 - b_0 \quad ; \quad l_x = 65 - 10 = 55\text{cm}$$

$l_y$  : Longueur minimale entre nus d'appuis travée dans le sens de la disposition des poutrelles ;

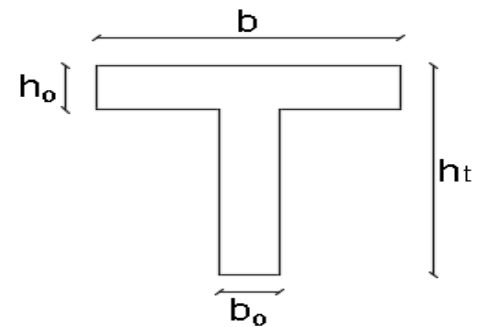
$$l_y = 300 - 30 = 270\text{ cm} \quad , \quad \frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{55}{2}; \frac{270}{10}\right)$$

Soit :  $b_0 = 10\text{cm}$

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

$h_0 = 4\text{cm}$  épaisseur de la dalle de compression.

$h_t = 20\text{cm}$  hauteur totale de la poutrelle.



**3.3 : Dalles pleines :**

Ce type de plancher est généralement utilisé quand Le plancher à corps creux ne peut être utilisé, soit la surcharge est important (Q) et / ou les travée sont importantes.

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

**a. Résistance au feu (CBA93)**

- $e \geq 7\text{ cm}$  pour une heure de coupe-feu.
- $e \geq 11\text{ cm}$  pour deux heures de coupe-feu ; Avec :  $e$  = épaisseur de la dalle

**b. Résistance à la flexion**

Les conditions qui doivent vérifier selon le nombre des appuis sont les suivantes :

- Pour une dalle sur un seul ou deux appuis parallèles :  $e \geq \frac{L_x}{20}$  .
- Pour les dalles avec  $\rho \leq 0,4 \Rightarrow \frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$
- Pour une dalle sur trois appuis ou 4 appuis avec  $\rho > 0,4 \Rightarrow \frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$

Avec :  $\rho = \frac{L_x}{L_y}$

$L_x$  : la petite portée entre nus d'appuis du panneau le plus sollicité (cas le plus défavorable).

$L_y$  : la grand portée entre nus d'appuis du panneau le plus sollicité (cas le plus défavorable).

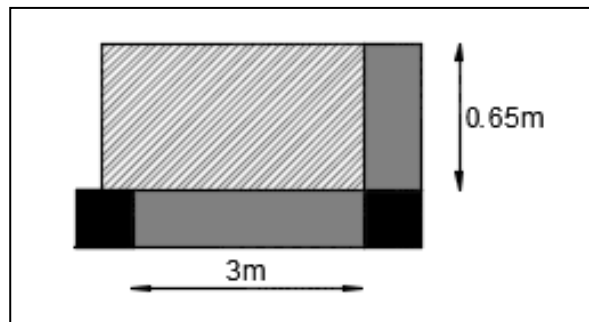
❖ **Dalle sur 2 appuis :**

**Type 1 (Balcon) :**

On a :  $L_x = 0,65m$  ;  $L_y = 3,00m$

$$\rho = 0,21 < 0,4 \Rightarrow \frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$$

$$\Rightarrow \frac{65}{35} \leq e \leq \frac{65}{30} \Rightarrow 1,8cm \leq e \leq 2,1cm$$



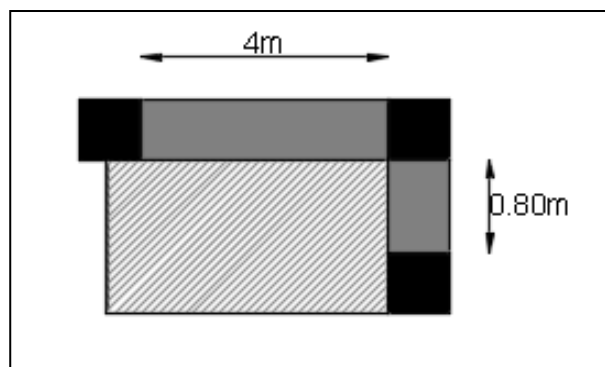
**Figure II.4 :** Dalle sur 2 appuis

**Type 2 (Balcon) :**

On a :  $L_x = 0,8m$  ;  $L_y = 4,00m$

$$\rho = 0,2 < 0,4 \Rightarrow \frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$$

$$\Rightarrow \frac{80}{35} \leq e \leq \frac{80}{30} \Rightarrow 2,28cm \leq e \leq 2,66cm$$



**Figure II.5 :** Dalle sur 2 appuis



❖ Dalle sur 3 appuis :

Type 1 (Balcon):

On a :  $L_x = 1,50m$  ;  $L_y = 1,70m$

$$\rho = 0,88 > 0,4 \Rightarrow \frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$$

$$\Rightarrow \frac{150}{45} \leq e \leq \frac{150}{40} \Rightarrow 3,33cm \leq e \leq 3,75cm$$

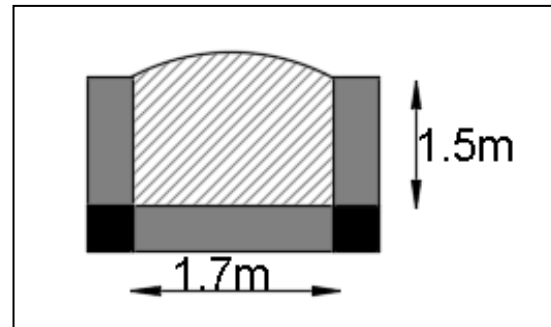


Figure II.6 : Dalle sur 3 appuis

Type 2 (séchoir) :

On a :  $L_x = 2,10m$  ;  $L_y = 4, m$

$$\rho = 0,93 > 0,4 \Rightarrow \frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$$

$$\Rightarrow \frac{210}{45} \leq e \leq \frac{210}{40} \Rightarrow 4,66cm \leq e \leq 5,25cm$$

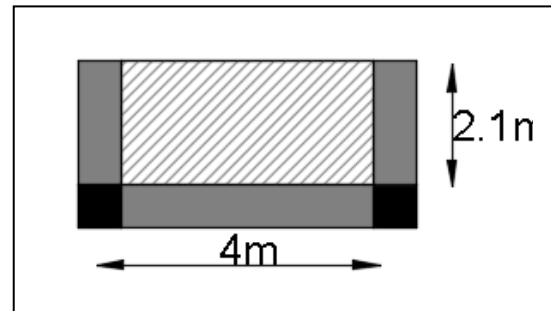


Figure II.7 : Dalle sur 3 appuis

Type 3 (Balcon) :

On a :  $L_x = 1,10m$  ;  $L_y = 2,7m$

$$\rho = 0,4 \geq 0,4 \Rightarrow \frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$$

$$\Rightarrow \frac{110}{45} \leq e \leq \frac{110}{40} \Rightarrow 2,44cm \leq e \leq 2,75cm$$

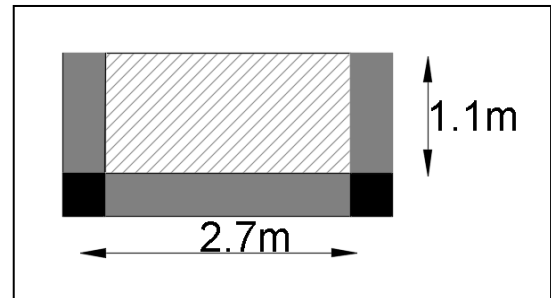


Figure II.8 : Dalle sur 3 appuis

❖ Dalle sur 4 appuis (local machine) :

On a :  $L_x = 2,2m$  ;  $L_y = 4, m$

$$\rho = 0,55 > 0,4 \Rightarrow \frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$$

$$\Rightarrow \frac{220}{45} \leq e \leq \frac{220}{40} \Rightarrow 4,88cm \leq e \leq 5,5cm$$

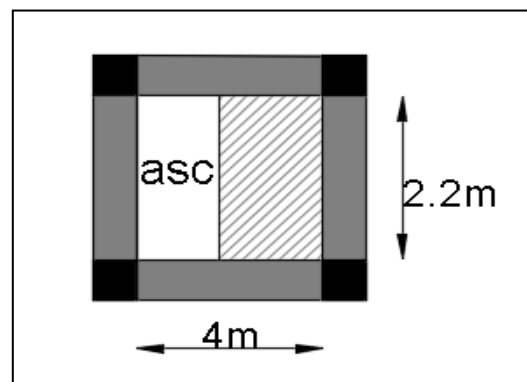


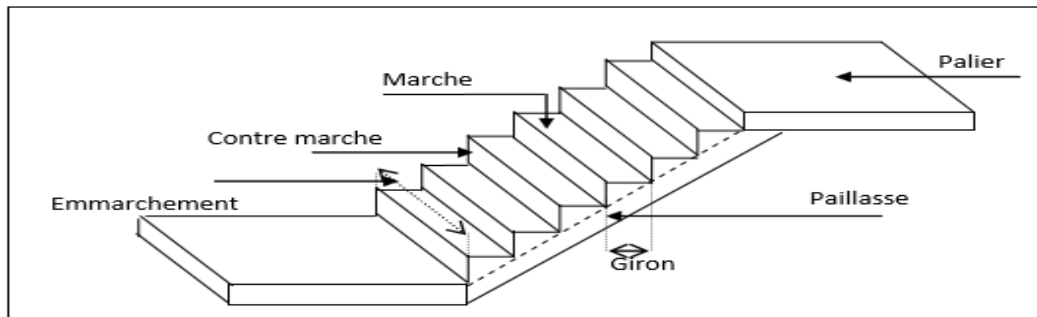
Figure II.9 : Dalle sur 4 appuis

Les épaisseurs obtenus par la condition de résistance à la flexion sont très faibles, alors le pré dimensionnement se fera suivant la condition de résistance au feu, d'où on opte pour une épaisseur des dalles  $e = 12\text{cm}$ .

Par contre pour la dalle sur quatre appuis ,on opte pour une épaisseur des dalles  $e=14\text{cm}$ .

**3.4 : Les escaliers :**

Un escalier se compose de plusieurs éléments :



**Figure II. 10 : Schéma d'un escalier**

**3.4. 1 : Pré dimensionnement des escaliers :**

- La hauteur  $h$  des contremarches entre 14 et 18 cm.
- La largeur (giron) entre 25 et 32 cm.
- La formule empirique de BLONDEL :  $60\text{ cm } h \leq 2h + g \leq 65\text{ cm}$  .

Avec :  $g = \frac{L_0}{n-1}$  et  $h = \frac{H}{n}$

$H$  : hauteur de la volée ;

$L_0$  : longueur projetée de la volée

$n-1$  : nombre de marche

$L$  : longueur de la volée

$n$  : nombre de contre marche

On distingue dans notre projet deux types d'escalier : escalier à deux volé

Type 1 :

1<sup>er</sup> volée :

♣ Calcul du nombre de marche et de contre marche

On a :  $L_0 = 240 \text{ cm}$  ;  $H = 153 \text{ cm}$

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

$n$  : c'est la solution de l'équation

$$\Rightarrow 64 n^2 - 226n + 102=0$$

En résolvant la dernière équation, on obtient :

Le nombre de contre marche est :  $n = 9$

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

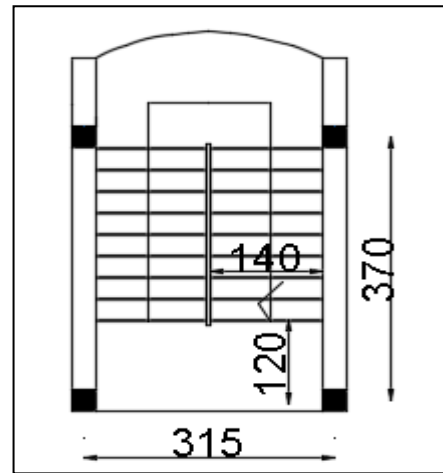


Figure II. 11 : Vue en plan d'un escalier

♣ Calcul du giron (g) et de la hauteur d'une contre marche (h)

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

$$g = \frac{L_0}{n-1} = 30 \text{ cm}$$

♣ Inclinaison de la pailasse :

$$\alpha = \text{tg}^{-1}\left(\frac{H}{L_0}\right) = \text{tg}^{-1}\left(\frac{153}{240}\right) \Rightarrow \alpha = 32,51^\circ$$

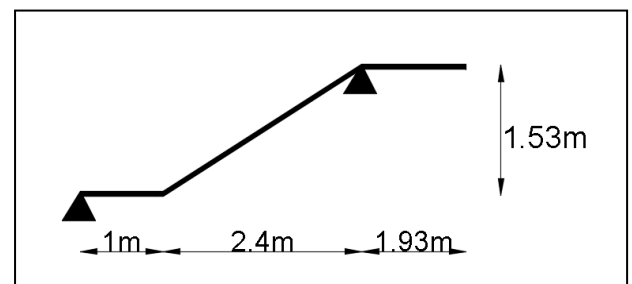


Figure II. 12 : schémas statique de la 1<sup>er</sup> volée

♣ Epaisseur de la pailasse

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

$L_v$  : longueur de la volée (longueur développée).

$L_p$  : longueur du palier de départ.

$L'_p$  : longueur du palier d'arrivée.

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

$$L = 1 + \sqrt{(2.4)^2 + (1.53)^2} = 3,84 \text{ m}$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \implies \frac{384}{30} \leq e \leq \frac{384}{20}$$

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

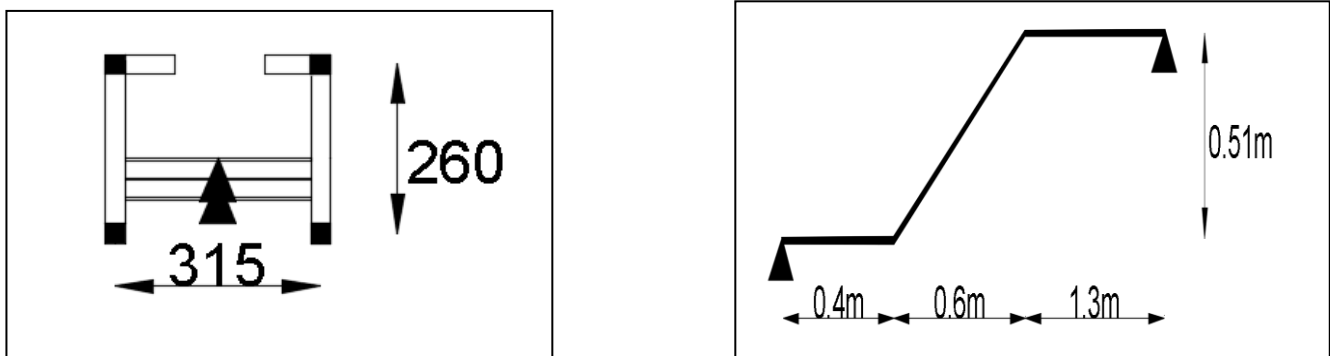
**2eme volée :**

On refais les mêmes calculs que la 1<sup>er</sup> volée ,on trouve les résultats suivantes :

**Tableau II. 1 :** résultats de l'escalier de 2eme volée type 1 :

$L_0(\text{m})$	$H(\text{m})$	$n$	$h(\text{cm})$	$g(\text{cm})$	$\alpha(^{\circ})$	$L_V(\text{m})$	$e(\text{cm})$
<b>2,40</b>	<b>1,53</b>	<b>9</b>	<b>17</b>	<b>30</b>	<b>32,54</b>	<b>2,16</b>	<b>15</b>

**Type 2 :**



**Figure II. 13 :** Vue en plan d'un escalier une seule volée

Les dimensions de cet escalier sont reportées dans le tableau suivant:

**Tableau II. 2 :** résultats de l'escalier type 2 :

$L_0(\text{m})$	$H(\text{m})$	$n$	$h(\text{cm})$	$g(\text{cm})$	$\alpha(^{\circ})$	$L_V(\text{m})$	$e(\text{cm})$
<b>0,6</b>	<b>0,51</b>	<b>3</b>	<b>17</b>	<b>30</b>	<b>40,36</b>	<b>2,48</b>	<b>12</b>

**3.5 : Acrotère :**

L'acrotère est un élément non structural faisant partie du plancher terrasse encastré sa base, et réalisé en béton armé. Pour notre cas la terrasse est accessible.

- **surface**  $S = (0.6 \times 0, 1) + [(0,1+0,08) \times 0,08/2]$   
 $S = 0.0672 \text{ m}^2$

- **Charge Permanente :**

- **Poids propre :**

$$G = \gamma_b \times S.$$

$$G = 25 \times 0,0672 \Rightarrow G = 1.68 \text{ KN/ml.}$$

- **Enduit de ciment :**

$$G = \gamma_c \times e \times 1.$$

$$G = 0,18 \times 1,5 = 0,27 \text{ KN/ml} \Rightarrow G_t = 1.68 + 0,27 = 1.95 \text{ KN/ml.}$$

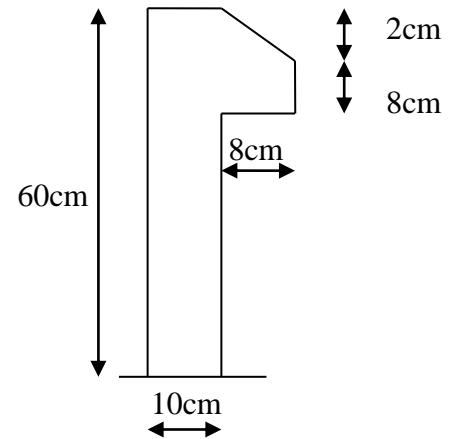


Figure II. 14 : Coupe transversale de l'acrotère

**II.4 . Pré dimensionnement des éléments principaux :**

**4. 1 : Les poutres :**

**a- Les poutres principales :**

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles. Selon le BAEL91 le pré dimensionnement des poutres se fait en utilisant la condition de la flèche suivante :

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

- $h$  : hauteur de la poutre.
- $b$  : largeur de la poutre.
- $L_{\max}$  : Portée maximale entre nus d'appuis de deux poutres principales.

On suppose des poteaux de  $(30 \times 30) \text{ cm}^2$

AN:  $L_{\max} = 430 - 30 = 400 \text{ cm}$   
 $\Rightarrow 26,66 \text{ cm} \leq h \leq 40 \text{ cm}$

On prend : **h= 40cm**

**b=30cm**

**b- Les poutres secondaires :**

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

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad \text{AN : } L_{\max} = 450 - 30 = 420 \text{ cm}$$

$\Rightarrow 26.67 \text{ cm} \leq h \leq 40 \text{ cm}$                       On prend : **b= 30 cm**  
**h = 35 cm**

**c- la poutre de chainage :**

On doit vérifier les conditions de la flèche :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad \text{AN: } 400/15 \leq h \leq 400/10$$

$\Rightarrow 26.67 \text{ cm} \leq h \leq 40 \text{ cm}$                       On prend :        **b=30 cm**  
**h=35 cm.**

**d- Les poutres palière :**

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad \text{AN : } L_{\max} = 345 - 30 = 315 \text{ cm}$$

$\Rightarrow 21 \text{ cm} \leq h \leq 31,5 \text{ cm}$                       On prend : **b= 30 cm**  
**h = 30 cm**

- **Tableau II. 3 :** Vérifications les recommandations du RPA 99(version2003 :

Poutre	P chainage (30×35)	P secondaire (30×35)	P principale (30×40)	P palière (30×30)	observation
b ≥ 20 cm	30	30	30	30	vérifiée
h ≥ 30cm	35	35	40	30	vérifiée
h/b < 4	1.16	1.16	1.33	1	vérifiée

**4.2 : Les voiles :**

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes :

L'épaisseur e :

Avec :  $\left\{ \begin{array}{l} h_e : \text{ hauteur libre d'étage} \\ e : \text{ l'épaisseur de voile} \end{array} \right.$

$$e \geq \max \left[ \frac{h_e}{22}; 15 \text{ cm} \right]. \quad \text{RPA99 (Article 7.7.1)}$$

$$e \geq \max \left[ \frac{3}{22}; 15 \text{ cm} \right]$$

Donc :

- $e \geq 13,63$  cm

on prend :  $e = 15$  cm.

**4.3 . Les poteaux :**

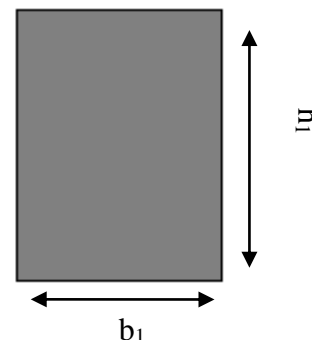
les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone IIa :

- Critère de résistance.
- Critère de stabilité de forme ( flambement).
- Condition RPA.

Tel que :  $h_e$  : Hauteur libre d'étage.

$h_e = 3.06$  m le RDC et étage courant.

$h_e = 3.40$  m Entre-sol.



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

- ❖ entre-sol est de section ( $50 \times 55$ )  $\text{cm}^2$ .
- ❖ La RDC et 1<sup>er</sup> étages est de section ( $45 \times 50$ )  $\text{cm}^2$ .
- ❖ 2<sup>ème</sup> et 3<sup>ème</sup> étage est de section ( $40 \times 45$ )  $\text{cm}^2$ .
- ❖ 4<sup>ème</sup> et 5<sup>ème</sup> étage est de section ( $35 \times 40$ )  $\text{cm}^2$ .
- ❖ 6<sup>ème</sup> et 7<sup>ème</sup> étage est de section ( $30 \times 35$ )  $\text{cm}^2$ .

**II.5. Evaluation des charges permanente :**

➤ **Plancher terrasse inaccessible :**

**Tableau II. 4 :** Evaluation des charges dans le plancher terrasse inaccessible.

Désignation des éléments	e (cm)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Gravillon	4	0,8
Étanchéité	2	0,12
Forme de pente	10	2,2
Plancher corps creux (16+4)	20	2,85
Isolation thermique (liège)	4	0,16
Enduit en plâtre	2	0,20
<b>Charge permanente totale</b>		<b>G= 6,33</b>

➤ **Plancher à corps creux :**

**Tableau II. 5:** Evaluation des charges du plancher à corps creux.

Désignation des éléments	e(cm)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Cloison de séparation	/	1,00
Carrelage	2	0,40
Mortier de pose	2	0,40
Lit de sable	2	0,36
Plancher à corps creux (16+4)	20	2,85
Enduit de plâtre	2	0,20
<b>Charge permanente totale</b>		<b>G = 5,21</b>

➤ **Murs extérieurs (doubles cloison) :**

**Tableau II. 6 :** Evaluation des charges des murs extérieurs.

Désignation des éléments	e (cm)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Enduit en plâtre	2	0,20
Briques creuses	15	1,35
Lame d'air	5	0,00
Briques creuses	10	1
Enduit de ciment	1,5	0,3
<b>Charge permanente totale</b>		<b>G = 2.85</b>

➤ **Plancher en dalle plein :**

**Tableau II.7:** Evaluation des charges de dalle plein étage courant.

Désignation des éléments	e (cm)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	2	0,40
Mortier de pose	2	0,40
Lit de sable	2	0,36
Plancher dalle pleine	12	3,00
Enduit en ciment	15	0,27
<b>Charge permanente totale</b>		<b>G = 4 ,43</b>



➤ Escaliers

➤ Palier :

**Tableau II. 8 :** Evaluation des charges de palier.

Désignation des éléments	e (cm)	Poids G(KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement en carrelage	2	0,44
Mortier de pose	3	0,54
Lit de sable	2	0,36
Dalle en béton armé	15	3,75
Enduit de ciment	2	0,36
<b>Charge permanente totale</b>		<b>G = 5,45</b>

➤ Volée étage courant :

**Tableau II. 9 :** Evaluation des charges de volée étage courant .

Désignation des éléments	e (cm)	Poids G(KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement en carrelage	2	0,44
Lit de sable	2	0,54
Mortier de pose	3	0,44
Marche (avec un béton 22 KN/m <sup>3</sup> )	17	2,12
Paillasse	15	4,44
Enduit de ciment	2	0,36
<b>Charge permanente totale</b>		<b>G =8,34</b>

**II.6. Evaluation des surcharges d'exploitations (Q) :**

**Tableau II. 10:** Evaluation des surcharges d'exploitations (Q) .

Elément	Terrasse inaccessible	Etage d'habitation	Balcon	Escalier	Galerie commerciale
Surcharges (KN/m <sup>2</sup> )	1	1,5	3,5	2,5	5

II.7. La descente de charges :

7.1. Calcul du poids propre des éléments revenants au poteau (H4) :

- Calcul de la surface afférant :

$$S1 = 1,35 \times 2,1 = 2,835 \text{ m}^2$$

$$S2 = 2,5 \times 2,1 = 5,25 \text{ m}^2$$

$$S3 = 1,35 \times 1,45 = 1,9575 \text{ m}^2$$

$$S4 = 1,45 \times 2,5 = 3,625 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{aff}} = S1 + S2 + S3 + S4 = 13,66 \text{ m}^2$$

- Les longueurs et poids propre des poutres :

$$L_{\text{pp}} = 3,55 \text{ m} \rightarrow G_{\text{pp}} = 25 \times 0,3 \times 0,4 \times 6,05 = 18,15 \text{ KN}$$

$$L_{\text{ps}} = 1,35 \text{ m} \rightarrow G_{\text{ps}} = 25 \times 0,3 \times 0,35 \times 1,35 = 3,54 \text{ KN}$$

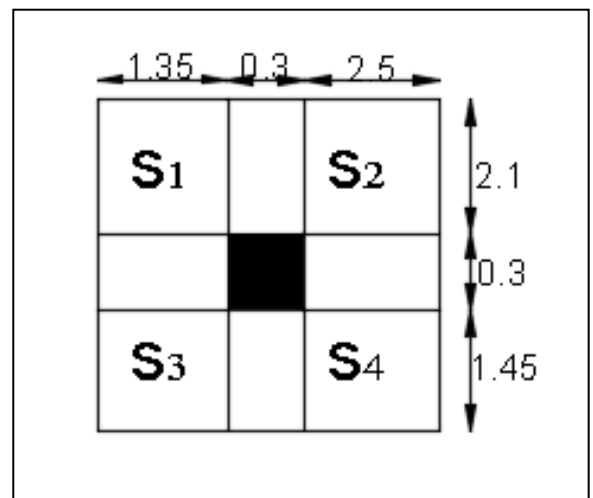


Figure II. 15 : Surface revenant au poteau H4

$$G_{\text{poutre}} = G_{\text{pp}} + G_{\text{ps}} = 18,15 + 3,54 = 21,69 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{poutre}}_{\text{étage}} = b \times L_p \times Q = 0,3 (6,05 + 1,35) \times 1,5 = 3,33 \text{ KN}$$

- Poids propre des poteaux

$$P_{\text{pot}} = \rho \times b \times h \times H$$

- ✓ Entre sol (50x55) cm<sup>2</sup>:  $P_{\text{pot}} = 25 \times 0,5 \times 0,55 \times 3,40 = 23,37 \text{ KN}$
- ✓ RDC et 1<sup>er</sup> étages (45x50) cm<sup>2</sup> :  $P_{\text{pot}} = 25 \times 0,5 \times 0,45 \times 3,06 = 17,21 \text{ KN}$
- ✓ 2<sup>ème</sup> et 3<sup>ème</sup> étage (40x45) cm<sup>2</sup> :  $P_{\text{pot}} = 25 \times 0,4 \times 0,45 \times 3,06 = 13,77 \text{ KN}$
- ✓ 4<sup>ème</sup> et 5<sup>ème</sup> étage (35x40) cm<sup>2</sup>:  $P_{\text{pot}} = 25 \times 0,4 \times 0,35 \times 3,06 = 10,7 \text{ KN}$
- ✓ 6<sup>ème</sup> et 7<sup>ème</sup> étage (30x35) cm<sup>2</sup> :  $P_{\text{pot}} = 25 \times 0,3 \times 0,35 \times 3,06 = 8,03 \text{ KN}$

- Poids propre du planchers :

$$G = 5,25 \text{ KN/ m}^2$$

$$G_{\text{plancher}} = S_{\text{aff}} \times 5,21 = 71,16 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{étage}} = S_{\text{aff}} \times 1,5 = 13,66 \times 1,5 = 20,49 \text{ KN}$$

$$\begin{aligned} QRDC &= ((S1 + S2) Q_{\text{plancher}}) + ((S3 + S4) Q_{\text{commercial}}) \\ &= ((2,835 + 5,25) 1,5) + ((1,9575 + 3,625) 5) = 40,04 \text{ KN} \end{aligned}$$

- Poids propre du planchers Terrasse inaccessible :

$$G = 6,33 \text{ KN/ m}^2$$

$$G_{\text{T.I}} = S_{\text{aff}} \times 6,33 = 86,46 \text{ KNm}$$

$$Q_{\text{T.I}} = S_{\text{aff}} \times 1 = 13,66 \times 1 = 13,66 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{poutre T.I}} = b \times L_p \times Q = 0,3 (6,05 + 1,35) \times 1 = 2,22 \text{ KN}$$

○ **Poids propre des mur double cloison :**

$$G_{mur} = G \times L \times h_e \quad \left\{ \begin{array}{l} h_e = 3,06 - 0,4 = 2,66 \text{ m} \\ L = 3,85 \text{ m} \quad G = 2,85 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

$$G_{mur} = 2,85 \times 3,85 \times 2,66 = 29,18 \text{ KN.m}$$

○ **Poids propre de l'acrotère:**

$$G_{acrotère} = G_t \times L_y = 1,95 \times (2,1 + 1,45 + 0,3) = 7,5075 \text{ KN}$$

$$Q_{acrotère} = 1 \times (2,1 + 1,45 + 0,3) = 3,85 \text{ KN}$$

❖ **Application de la loi de dégression**

$$N = Q \times S_{afférente}$$

$$N_0 : Q_0 = 27,67 \text{ KN}$$

$$N_1 : Q_0 + Q_1 = 51,49 \text{ KN}$$

$$N_2 : Q_0 + 0,95 \times (Q_1 + Q_2) = 72,928 \text{ KN}$$

$$N_3 : Q_0 + 0,9 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 91,984 \text{ KN}$$

$$N_4 : Q_0 + 0,85 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 108,658 \text{ KN}$$

$$N_5 : Q_0 + 0,80 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 122,95 \text{ KN}$$

$$N_6 : Q_0 + 0,75 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 134,86 \text{ KN}$$

$$N_7 : Q_0 + 0,714 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 160,681 \text{ KN}$$

$$N_8 : Q_0 + 0,688 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 172,225 \text{ KN}$$

➤ **Descente charge pour le poteau (H4) :**

**Tableau II. 11 :** Descent des charges sur le poteau H4 :

Niveau	Élément	Poids propres G(KN)	Surcharges Q(KN)
N0	Plancher	86,46	19,73
	Poutres	21,69	
	Acrotère	7,5075	
	Poteaux	8,03	
La SOMME		123,6875	19,73
N1	venant de N0	123,6875	43,55
	Plancher	71,16	
	Poutres	21,69	
	Mur	29,18	
	Poteaux	8,03	
la SOMME		253,7475	43,55
N2	venant de N1	253,7475	64,988

	Plancher	71,16	
	Poutres	21,69	
	Mur	29,18	
	Poteaux	10,71	
la SOMME		386,4875	64,988
N3	venant de N2	386,4875	84,044
	Plancher	71,16	
	Poutres	21,69	
	Mur	29,18	
	Poteaux	10,71	
la SOMME		519,2275	84,044
N4	venant de N3	519,2275	100,718
	Plancher	71,16	
	Poutres	21,69	
	Mur	29,18	
	Poteaux	13,77	
la SOMME		655,0275	100,718
N5	venant de N4	655,0275	115,01
	Plancher	71,16	
	Poutres	21,69	
	Mur	29,18	
	Poteaux	13,77	
la SOMME		790,8275	115,01
N6	venant de N5	790,8275	126,92
	Plancher	71,16	
	Poutres	21,69	
	Mur	29,18	
	Poteaux	17,21	
la SOMME		930,0675	126,92
N7	venant de N6	930,0675	152,741
	Plancher	71,16	
	Poutres	21,69	
	Mur	29,18	
	Poteaux	17,21	
la SOMME		1069,3075	152,741
N8	venant de N7	1069,3075	164,285
	Plancher	71,16	
	Poutres	21,69	
	Poteaux	23,37	
la SOMME		1185,5275	164,285
$N_u = 1,35G_t + 1,5Q_t = 1846,889 \text{ KN}$			

7.2. Calcul du poids propre des éléments revenants au poteau (E2) :

- Calcul de la surface afférant

$$S1 = 1,7 \times 2 = 3,4 \text{ m}^2$$

$$S2 = 1,7 \times 1,425 = 2,4225 \text{ m}^2$$

$$S3 = 2 \times 1,85 = 3,7 \text{ m}^2$$

$$S4 = 1,85 \times 1,425 = 2,63625 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{aff}} = S1 + S2 + S3 + S4 = 12,15 \text{ m}^2$$

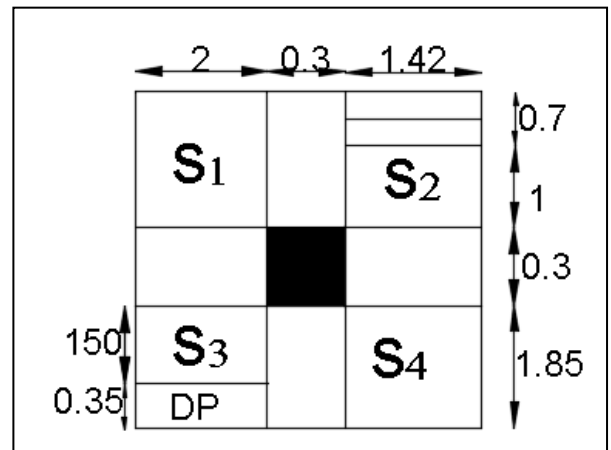


Figure II. 16: Surface revenant au poteau E2

- Poids propre des Poutres :

✓ Poutre chaînage

$$L_{p \text{ chaînage}} = 2 \text{ m}$$

$$G_{p \text{ chaînage}} = L_{p \text{ chaînage}} \times S \times 25 = 2 \times 0,3 \times 0,35 \times 25 = 5,25 \text{ KN}$$

$$Q_{p \text{ chaînage}} = b \times L_p \times Q = 0,3 \times 5,25 \times 1,5 = 2,625 \text{ KN}$$

- Poids propre des planchers :

⇒ Pour L'étage :

- $G_{\text{plancher}} = 5,21 \text{ KN/ m}^2$

$$G_{\text{plancher}} = (S1 + S4 (S3cc)) 5.21$$

$$= (3,4 + 2,63625 (1,5 \times 2)) 5.21 = 47,07 \text{ KN}$$

- $G_{\text{DP}} = 4,43 \text{ KN/ m}^2$

$$G_{\text{DP}} = S_{\text{DP}} \times 4,43 = 3,10 \text{ KN}$$

- $G_{\text{Palier}} = 5,45 \text{ KN/ m}^2$

$$G_{\text{Palier}} = S_{\text{Palier}} \times 5,45 = 5,45 \times 1,425 \times 1 = 7,76 \text{ KN}$$

- $G_{\text{volée}} = 8,34 \text{ KN/ m}^2$

$$G_{\text{volée}} = S_{\text{volée}} \times 8,34 = 0,7 \times 1,425 \times 8,34 = 8,31 \text{ KN}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} G_{\text{plancher tot}} = 47,07 + 3,01 = 50,17 \text{ KN} \\ G_{\text{Esc}} = 7,76 + 8,31 = 16,07 \text{ KN} \end{array} \right.$$

- $G_{\text{mur}} = 2,85 \text{ KN/ m}^2$

$$G_{\text{mur}} = G \times L \times h_e \quad L = 3,7 \text{ m}$$

$$= 2,85 \times 3,7 \times 2.66 = 28,04 \text{ KN.m}$$

- $Q_{\text{Palier}} = 2,5 \text{ KN/ m}^2$

$$Q_{\text{Palier}} = S_{\text{Palier}} \times 2,5 = 1 \times 1,425 \times 2,5 = 3,56 \text{ KN}$$

- $Q_{\text{volée}} = 2,5 \text{ KN/ m}^2$

$$Q_{\text{volée}} = S_{\text{volée}} \times 2,5 = 0,7 \times 1,425 \times 2,5 = 2,49 \text{ KN}$$

- $Q_{\text{DP}} = 3,5 \text{ KN/ m}^2$

$$Q_{\text{DP}} = S_{\text{DP}} \times 3,5 = 0,35 \times 2 \times 3,5 = 2,45 \text{ KN}$$

- $Q_{\text{plancher}} = 1,5 \text{ KN/ m}^2$

$$Q_{\text{plancher}} = (S1 + S4 (S3cc)) 1,5$$

$$= (3,4 + 2,63625 (1,5 \times 2)) 1,5 = 13,55 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{étage tot}} = 2,49 + 3,56 + 2,45 + 13,55 = 22,05 \text{ KN}$$

- $Q_{poutre} = 1,5 \text{ KN/ m}^2$

$$Q_{poutre} = b \times L_p \times Q = 0,3 (3,55+3,425) \times 1,5 = 3,16 \text{ KN}^*$$

⇒ Pour RDC :

- $G_{\text{plancher RDC}} = 5,21 \text{ KN/ m}^2$

$$G_{\text{plancher RDC}} = (S1 \text{ commercial} + S4 (S3cc)) 5.21$$

$$= (3,4 + 2,63625 (1,2 \times 2)) 5.21 = 43,95 \text{ KN}$$

- $G_{DP} = 4,43 \text{ KN/ m}^2$

$$G_{DP} = S_{DP} \times 4,43 = 0,65 \times 2 \times 4,43 = 5,75 \text{ KN}$$

$$G_{\text{plancher tot RDC}} = 5,75 + 43,95 = 49,7 \text{ KN}$$

- $G_{\text{mur}} = 2,85 \text{ KN/ m}^2$

$$G_{\text{mur}} = G \times L \times h_e \quad L = 3,2 \text{ m}$$

$$= 2,85 \times 3,2 \times 2.66 = 24,25 \text{ KN.m}$$

- $Q_{DP} = 3,5 \text{ KN/ m}$

$$Q_{DP} = S_{DP} \times 3,5 = 0,65 \times 2 \times 3,5 = 4,55 \text{ KN}$$

- $Q_{\text{plancher}} = 1,5 \text{ KN/ m}^2$

$$Q_{\text{plancher}} = (S4 \times 1,5) + (S1 \times Q \text{ commerciale}) + S_{cc}$$

$$= (2,63625 \times 1,5) + (3,4 \times 5) + (1,2 \times 2 \times 5) = 32,95 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{plancher tot RDC}} = 2,49 + 3,56 + 4,55 + 32,95 = 43,55 \text{ KN}$$

- $Q_{poutre} = 1,5 \text{ KN/ m}^2$

$$Q_{poutre} = b \times L_p \times Q = 0,3 (3,55+3,425 + 2) \times 1,5 = 4,03 \text{ KN}$$

⇒ Pour Entre sol :

- $G_{\text{plancher}} = 5,21 \text{ KN/ m}^2$

$$G_{\text{plancher}} = S_{\text{aff}} \times 5,21 = 12,15 \times 5,21 = 63,32 \text{ KN}$$

- $G_{\text{mur}} = 2,85 \text{ KN/ m}^2$

$$G_{\text{mur}} = G \times L \times h_e \quad \left\{ \begin{array}{l} h_e = 3,40 - 0.4 = 3 \text{ m} \\ L = 3,125 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$G_{\text{mur}} = 2,85 \times 3 \times 3,125 = 26,71 \text{ KN.m}$$

- $Q_{\text{plancher}} = 1,5 \text{ KN/ m}^2$

$$Q_{\text{plancher}} = S_{\text{aff}} \times 1,5 = 12,15 \times 1,5 = 18,22 \text{ KN}$$

- $Q_{poutre} = 1,5 \text{ KN/ m}^2$

$$Q_{poutre} = b \times L_p \times Q = 0,3 (3,55+3,425) \times 1,5 = 3,13 \text{ KN}$$

○ Poids propre du planchers Terrasse inaccessible :

$$G = 6,33 \text{ KN/ m}^2$$

$$G_{T.I} = S_{\text{aff}} \times 6,33 = 76,91 \text{ KN}$$

$$Q_{T.I} = S_{\text{aff}} \times 1,5 = 12,15 \times 1 = 12,15 \text{ KN}$$

$$Q_{poutre T.I} = b \times L_p \times Q = 0,3 (3,55+3,425) \times 1 = 2,09 \text{ KN}$$

➤ **Descente charge pour le poteau (E2) :**

**Tableau II. 12 :** Descent des charges sur le poteau E2 :

Niveau	Élément	Poids propres G(KN)	Surcharges Q(KN)
N0	plancher	76,91	18,09
	acrotère	7,5075	
	poutres	19,64	
	poteaux	8,03	
La somme		112,0875	18,09
N1	venant de 0	112,0875	44,17
	plancher	50,17	
	poutres	24,89	
	poteaux	8,03	
	Escalier	16,07	
	Mur	28,04	
La somme		239,2875	44,17
N2	venant de 1	239,2875	67,642
	plancher	50,17	
	poutres	24,89	
	poteaux	10,71	
	Escalier	16,07	
	Mur	28,04	
La somme		369,1675	67,642
N3	venant de 2	369,1675	88,506
	plancher	50,17	
	poutres	24,89	
	poteaux	10,71	
	Escalier	16,07	
	Mur	28,04	
La somme		499,0475	88,506
N4	venant de 3	499,0475	106,762
	plancher	50,17	
	poutres	24,89	
	poteaux	13,77	
	Escalier	16,07	
	Mur	28,04	
La somme		631,9875	106,762
N5	venant de 4	631,9875	122,41
	plancher	50,17	
	poutres	24,89	
	poteaux	13,77	

	Escalier	16,07	
	Mur	27,04	
La somme		763,9275	122,41
N6	venant de 5	763,9275	135,54
	plancher	50,17	
	poutres	24,89	
	poteaux	17,21	
	Escalier	16,07	
	Mur	28,04	
La somme		900,3075	135,54
N7	venant de 6	900,3075	163,788
	plancher	49,7	
	poutres	24,89	
	poteaux	17,21	
	Escalier	16,07	
	Mur	24,25	
La somme		1032,4275	163,788
N8	venant de 7	1032,4275	173,172
	plancher	63,32	
	poutres	19,64	
	poteaux	23,37	
La somme		1138,7575	173,172
$N_u = 1,35G_t + 1,5Q_t = 1797,081 \text{ KN}$			

D'après les deux tableaux on remarque que le poteau (**H4**) est le plus sollicité, donc les vérifications à faire concernent le poteaux H4.

### **II.8. Vérification pour le poteau :**

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

$$N_u = 1,35G_t + 1,5Q_t = 1,35 \times 1185,5275 + 1,5 \times 164,285 = 1846,889 \text{ KN}$$

$$N_u^* = N_u \times 1,1$$

Après majoration on trouve à la base  $N_u = 2031,5779 \text{ KN}$

Les poteaux sont pré dimensionnés selon trois critères :

- Le critère de résistance.
- Le critère de stabilité de forme.
- Les règles du RPA99/2003.



**a. Critère de résistance**

On doit vérifier la condition suivante

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

**Exemple de calcul por 7ème étage :**

$$B \geq \frac{Nu^*}{\bar{\sigma}_{bc}} \Rightarrow B \geq \frac{216,230}{14.2 \times 10^3} \Rightarrow B \geq 0.,0152m^2$$

$$B=0,3*0,35 = 0,105 \text{ m}^2 > 0,0152 \text{ m}^2 \rightarrow \text{c'est vérifiée.}$$

Le tableau suivant résume les vérifications à la compression à tous les niveaux

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

Etage	Nu*(KN)	condition B > Bcalculé		Observation
		B (m <sup>2</sup> )	Bcalculé (m <sup>2</sup> )	
Terrasse inaccessible	216,230	0,105	0,0152	Vérifiée
6	448,672	0,105	0,0316	Vérifiée
5	681,164	0,14	0,0481	Vérifiée
4	909,725	0,14	0,0642	Vérifiée
3	1138,901	0,18	0,0803	Vérifiée
2	1364,145	0,18	0,0962	Vérifiée
1	1590,568	0,225	0,112	Vérifiée
RDC	1839,944	0,225	0,129	Vérifiée
Entre-Sol	2031,5779	0,275	0,143	Vérifiée

On remarque que la condition B > Bcalculé est vérifié dans tous les niveaux

**b. Critère de stabilité de forme**

Les poteaux doivent être vérifiés à l'état limite de déformation (flambement).

$$Nu \leq \bar{Nu} = \alpha \times \left[ \frac{Br \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{As \times f_e}{\gamma_s} \right] \dots\dots (BAEL91 \text{ art B.8.4, 1})$$

Avec:

Br: section réduite du béton (B<sub>r</sub> = (a-2)\*(b-2)).

As : Section d'acier.

γ<sub>b</sub> = 1,5 : coefficient de sécurité du béton (cas durable).

γ<sub>s</sub> = 1,15 : coefficient de sécurité d'acier.

α : coefficient réducteur qui est fonction de l'élanement (λ).

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si : } 0 < \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0,6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{si : } 50 < \lambda \leq 70 \end{cases}$$

Tel que :  $\lambda = \frac{l_f}{i}$

$l_f$  : longueur de flambement  $l_f = 0.7 l_0$  (BAEL91 art B.8.3, 31)

$l_0$  : la hauteur libre du poteau

$i$  : Rayon de giration  $i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}}$

$I$  : Moment d'inertie Cas d'une section rectangulaire  $I = \frac{b \times h^3}{12}$

▪ Exemple de calcul

Vérification du poteau de RDC :

$l_f = 0,7 \times 3,06 = 2,142m$

$\lambda = l_f \frac{\sqrt{12}}{h} = 2,142 \frac{\sqrt{12}}{0,5} \Rightarrow \lambda = 14,875$

$\lambda = 14,875 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{\left[1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2\right]} = 0,820$

D'après l'expression donnée dans le BAEL91/99 art B.8.4.1

On doit vérifier que  $B_r > B_{calculé}$

$\Rightarrow B_{calculé} \geq \frac{Nu^*}{\alpha \left[ \frac{f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{fe}{100 \times \gamma_s} \right]}$

A.N :  $B_{calculé} \geq \frac{1839,944 \times 10^{-3}}{0,820 \left[ \frac{25}{0,9 \times 1,5} + \frac{400}{100 \times 1,15} \right]} = 0,102m^2$

$B_r = (a-0,02) \times (b-0,02) = (0,45-0,02) \times (0,5-0,02) \Rightarrow B_r = 0,2064m^2 > B_{calculé} = 0,102 m^2$

Donc le poteau ne risque pas de flamber.

Ce tableau résume les vérifications au flambement des poteaux à tous les niveaux

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

Etages	Nu*	i	$\lambda$	$\alpha$	condition $B_r > B_{calculé}$		Observation
					$B_r$	$B_{calculé}$	
<b>Terrasse inaccessible</b>	216,230	0,101	21,207	0,791	0,0924	0,0124	Vérifiée
<b>6</b>	448,672	0,101	21,207	0,791	0,0924	0,0257	Vérifiée
<b>5</b>	681,164	0,115	18,626	0,804	0,1254	0,0385	Vérifiée
<b>4</b>	909,725	0,115	18,626	0,804	0,1254	0,0514	Vérifiée
<b>3</b>	1138,901	0,129	16,404	0,813	0,1634	0,0636	Vérifiée
<b>2</b>	1364,145	0,129	16,404	0,813	0,1634	0,0762	Vérifiée
<b>1</b>	1590,568	0,144	14,875	0,820	0,2064	0,0881	Vérifiée
<b>RDC</b>	1839,944	0,144	14,875	0,820	0,2064	0,1020	Vérifiée
<b>Entre S</b>	2031,5779	0,158	15,063	0,819	0,2544	0,1126	Vérifiée

On remarque que la condition  $B_r > B_{calculé}$  est vérifiée dans tous les niveaux, donc pas de risque de flambement.

**c. Vérification des conditions du RPA 99 (art 7.4.1) :**

**Tableau II.15 :** Résultats de vérification à l'exigence de RPA pour le poteau (A).

Poteau	(50×55)	(45×50)	(40×45)	(35×40)	(30×35)	observation
$\min(b_1, h_1) \geq 25cm$	50	45	40	35	30	vérifiée
$\min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$	15	13.3	13.3	13.3	13.3	vérifiée
$0.25 < \frac{b_1}{h_1} < 4.$	0,909	0,9	0,888	0,875	0,875	vérifiée

**II.9. Conclusion :**

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

- ❖ Plancher corps creux est (16+4) ;
- ❖ Plancher dalle plein e = 12cm
- ❖ Poutres principales : 30×40 cm<sup>2</sup>
- ❖ Poutres secondaires : 30×35 cm<sup>2</sup>
- ❖ Poutres chaînage : 30×35 cm<sup>2</sup>
- ❖ Poutres palière : 30×30 cm<sup>2</sup>

- ❖ Poteau Entre-sol :(50x55) cm<sup>2</sup>.
- ❖ Poteau RDC et 1<sup>er</sup> étages : (45x50) cm<sup>2</sup>.
- ❖ Poteau 2<sup>ème</sup> et 3<sup>ème</sup> étage :(40x45) cm<sup>2</sup>.
- ❖ Poteau 4<sup>ème</sup> et 5<sup>ème</sup> étage : (35x40) cm<sup>2</sup>.
- ❖ Poteau 6<sup>ème</sup> et 7<sup>ème</sup> étage ; (30x35) cm<sup>2</sup>.

# **Chapitre III**

**Etude des éléments secondaires**

### III.1. Introduction :

Parmi les études de la structure, on trouve l'étude des éléments secondaire qui sont définis comme des éléments n'ayant pas de fonction porteuse ou de contreventement. Cette étude se fait suivant les calculs des sollicitations les plus défavorables puis, détermination de la section d'acier nécessaire pour reprendre les charges, on respectant la réglementation en vigueur (BAEL91/99, CBA93, RPA99 addenda 2003...). C'est ce qui fait l'objet de ce troisième chapitre.

### III.2. Etude du plancher :

Dans notre structure nous avons deux types de planchers :

- plancher à corps creux.
- Plancher à dalle pleine.

#### 2.1. Plancher à corps creux :

##### 2.1.1. Méthodes de calculs des poutrelles :

Les poutrelles se calculent à la flexion simple comme des sections en T. Pour cela nous disposons de deux méthodes :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

##### ➤ Domaine d'application de la méthode forfaitaire : (BAEL91/99 art B.6.2, 210)

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

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

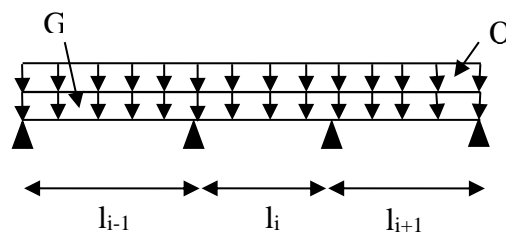


Figure III.1 : Schéma d'une Poutrelle.

**A. Moment en appuis de rive :**

Les moments sur les appuis de rive sont nuls seulement le BAEL91/99 préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égal à  $-0.15M_0$ , tel que  $M_0 = \max(M^1_0, M^r_0)$ ,

$M_0$  : moment isostatique ( $M_0 = \frac{q \times l_i^2}{8}$ ).

**B. Moment en appuis intermédiaires :**

La valeur absolue de chaque moment en appui intermédiaire doit être au moins égale à :

- $\left\{ \begin{array}{l} 0.6M_0 \text{ pour une poutre à deux travées.} \\ 0.5M_0 \text{ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.} \\ 0.4M_0 \text{ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.} \end{array} \right.$

**C. Moment en travée :**

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

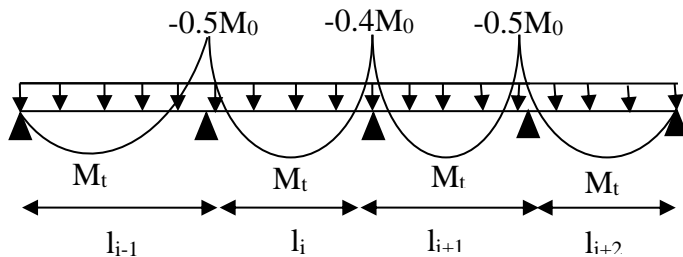
$$(1) : M_t + \frac{|M_g| + |M_d|}{2} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} (1 + 0,3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1,05 \times M_0 \end{array} \right.$$

$$(2) : \left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \frac{(1,2 + 0,3 \times \alpha) \times M_0}{2} \dots\dots \text{ Si c'est une travée de rive.} \\ M_t \geq \frac{(1 + 0,3 \times \alpha) \times M_0}{2} \dots\dots \text{ Si c'est une travée intermédiaire.} \end{array} \right.$$

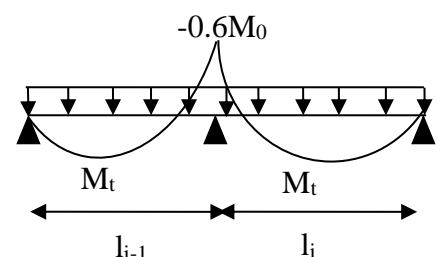
Avec :  $M_t$  : Est le maximum entre (1) et (2).

$\alpha = (Q_i / (G + Q))$  degré de surcharge.

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



**Figure III.2** Moments sur une poutre à plus de trois travées



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

❖ **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 confondus même avec les efforts tranchants isostatiques sauf pour les appuis voisins de rive.

L'effort tranchant isostatique doit être majoré de :

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

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

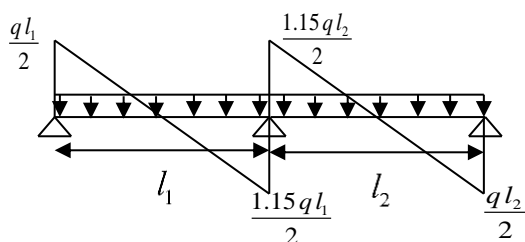


Figure III.4 Effort tranchant sur une poutre à 2 travées

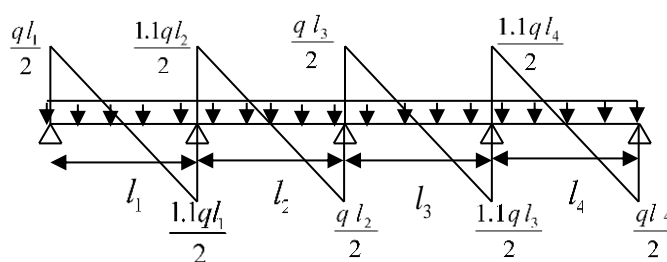


Figure III.5 Effort tranchant d'une poutre à plus de 2 travées

➤ **Domaine d'application de la méthode Caquot :**

Si la 1<sup>er</sup> condition n'est pas vérifiée (le plancher supporte des surcharges élevées ( $Q > \min(2G, 5\text{KN/m}^2)$ )) on applique la méthode de Caquot. Par contre si l'une des trois conditions qui restent (conditions 2,3 et 4) n'est pas vérifiée, on applique la méthode de Caquot minorée, c-à-d, on minore(G) avec un coefficient de 2/3 pour le calcul des moments aux appuis seulement et on revient à (G) pour le calcul des moments en travées.

**2.1.2. Les différents types de poutrelles :**

Tableau III.1: Les différents types de poutrelles.

	Type de poutrelle
T1	
T2	
T3	





**Remarque :**

Les différents types de poutrelle sont disposés comme suit

- Terrasse inaccessible :type (T1 ,T2,T3,T4)
- Etage courant :type (T1,T2,T3,T4)
- RDC commerciale : type (T1,T2,T3,T4 )

**Tableau III.2:** Les différents méthode adopté pour calcul des poutrelles.

Type de poutrelle	Conditions d'application	cause	Méthode adopté
T1,T2	Non vérifier	$4,3/3,2 = 1,34$ $\notin [0,8; 1,25]$	Caquot minorée
T3	vérifier	✓	Forfaitaire
T4	/	/	RDM

➤ **Calcul des charges revenant aux poutrelles :**

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

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

Caquot minorée  $G' = \frac{2}{3} G$

A l'ELU :  $P_u' = (1,35 \times G' + 1,5 \times Q) \times 0,65$

A l'ELS :  $P_s' = (G' + Q) \times 0,65$

❖ **Exemple de calcul**

➤ **Plancher étage courant :**

$G = 5,21 \text{ KN/m}^2$  ;  $G' = 3,47 \text{ KN/m}^2$  ;  $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$

$P_u = (1,35 G + 1,5 Q) \times 0,65 = (1,35 \times 5,21 + 1,5 \times 1,5) \times 0,65 = \mathbf{6,03 \text{ KN/ml.}}$

$P_s = (G + Q) \times 0,65 = (5,21 + 1,5) \times 0,65 = \mathbf{4,36 \text{ KN/ml.}}$

$P_u' = (1,35 \times G' + 1,5 \times Q) \times 0,65 = (1,35 \times 3,47 + 1,5 \times 1,5) \times 0,65 = \mathbf{4,5 \text{ KN/ml.}}$

$P_s' = (G' + Q) \times 0,65 = (3,47 + 1,5) \times 0,65 = \mathbf{3,23 \text{ KN/ml.}}$

Les résultats obtenu dans chaque niveau sont résumé dans le tableau qui suit:

Tableau III.3 Chargements sur les poutrelles.

Désignation	G(KN/m <sup>2</sup> )	G'(KN/m <sup>2</sup> )	Q(KN/m <sup>2</sup> )	ELU		ELS	
				P <sub>u</sub> (KN/ml)	P <sub>u</sub> ' (KN/ml)	P <sub>s</sub> (KN/ml)	P <sub>s</sub> ' (KN/ml)
Terrasse accessible	6,33	4,22	1	6,52	4,67	4,76	3,39
Etage courant +entre sol	5,21	3,47	1,50	6,03	4,5	4,36	3,23
Etage RDC commercial	5,21	3,47	5,00	9,44	7,91	6,63	5,5

❖ Exemple de calcul avec la méthode forfaitaire :

➤ Etude de poutrelles type T3 du Plancher étage courant :

On voit que les conditions d'application de la méthode Forfaitaire sont satisfaites

$$\frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{3,8}{4,5} = 0,84 : \text{ donc on applique la méthode forfaitaire}$$

✓ Moments isostatiques :

✚ Travée A-B :

à L'ELU:

$$M_0^u = \frac{ql^2}{8} = \frac{6,03 \times 3,8^2}{8} \rightarrow M_0^u = 10,88 \text{ KN.m.}$$

à L'ELS :

$$M_0^s = \frac{4,36 \times 3,8^2}{8} \rightarrow M_0^s = 7,86 \text{ KN.m.}$$

✚ Travée B-C :

à L'ELU:

$$M_0^u = \frac{ql^2}{8} = \frac{6,03 \times 4,5^2}{8} \rightarrow M_0^u = 15,26 \text{ KN.m.}$$

à L'ELS :

$$M_0^s = \frac{4,36 \times 4,5^2}{8} \rightarrow M_0^s = 11,03 \text{ KN.m.}$$

✓ Moments aux appuis :

A. Appuis de rive :

$$M_A = M_c = 0$$



Fig.III.6 : Schéma statique de la poutrelle

Sur les appuis de rive, le moment est nul, mais il faut toujours mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment égal à  $0,15 \times M_0$

à L'ELU :

$$M_A^u = -0,15 \frac{ql^2}{8} = -0,15 \frac{6,03 \times 3,8^2}{8} \rightarrow M_A^u = -1,63 \text{ KN.m.}$$

$$M_C^u = -0,15 \frac{ql^2}{8} = -0,15 \frac{6,03 \times 4,5^2}{8} \rightarrow M_A^u = -2,28 \text{ KN.m}$$

à L'ELS :

$$M_A^s = -0,15 \frac{ql^2}{8} = -0,15 \frac{4,36 \times 3,8^2}{8} \rightarrow M_A^u = -1,18 \text{ KN.m.}$$

$$M_C^s = -0,15 \frac{ql^2}{8} = -0,15 \frac{4,36 \times 4,5^2}{8} \rightarrow M_A^u = -1,65 \text{ KN.m}$$

**B. Appuis intermédiaires :**

à L'ELU :

$$M_B = -0,6 \times M_{AB}^0 = -0,6 \times 15,26 = -9,15 \text{ KN.m}$$

à L'ELS :

$$M_B = -0,6 \times M_{AB}^0 = -0,6 \times 11,03 = -6,61 \text{ KN.m}$$

**C. Moments en travée :**

 **Travée A-B :**

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1,5}{1,5+5,21} = 0,224$$

$$1) \left\{ M_{t1} + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max[(1 + 0,3\alpha)M_0 ; 1,05M_0] \right.$$

$$2) M_{t2} \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0$$

$$M_t = \max(M_{t1} ; M_{t2})$$

à L'ELU :

$$1) M_{t1}^u \geq 1,06 \times 10,88 - \frac{9,15}{2} = 6,96 \text{ KN.m}$$

$$2) M_{t2}^u \geq \frac{1,2 + 0,3 \times 0,024}{2} \times 10,88 = 6,56 \text{ KN.m} \Rightarrow M_t^u = 6,96 \text{ KN.m}$$

à L'ELS :

De la même manière on trouve :  $M_t^s = 5,03 \text{ KN.m}$

 **Travée B-C :**

à L'ELU :

$$1) M_{t1}^u \geq 1,06 \times 15,26 - \frac{9,15}{2} = 11,60 \text{ KN.m}$$

$$2) M_{t2}^u \geq \frac{1,2 + 0,3 \times 0,224}{2} \times 15,26 = 9,66 \text{ KN.m} \Rightarrow M_t^u = 11,60 \text{ KN.m}$$

à L'ELS :

De la même manière on trouve :  $M_t^S = 8,39 \text{ KN.m}$

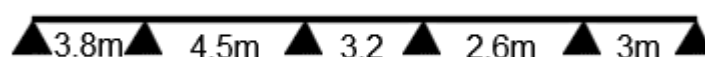
✓ Les efforts tranchants :

$$\circ \text{ Travée AB : } \begin{cases} V_A = \frac{6,03 \times 3,8}{2} = 11,45 \text{ KN} \\ V_B = -1,15 \times \frac{6,03 \times 3,8}{2} = -13,17 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\circ \text{ Travée BC : } \begin{cases} V_B = 1,15 \times \frac{6,03 \times 4,5}{2} = 15,60 \text{ N} \\ V_C = -\frac{6,03 \times 4,5}{2} = -13,56 \text{ KN} \end{cases}$$

Les résultats des sollicitations dans les différents types des poutrelles sont représentés dans les tableaux suivants :

**Tableau III.4.** Sollicitations de la poutrelle (T1) :



	Travée	L (m)	x (m)	M <sub>ui</sub> (KN.m)	M <sub>ui+1</sub> (KN.m)	M <sub>si</sub> (KN.m)	M <sub>si+1</sub> (KN.m)	M <sub>tu</sub> (KN.m)	M <sub>ts</sub> (KN.m)	V <sub>ui</sub> (KN)	V <sub>ui+1</sub> (KN)
<b>T Inaccessible</b>	Travée AB	3,8	1,59	-1,26	-7,55	-0,91	-5,47	8,31	6,08	10,41	-14,36
	Travée BC	4,5	2,31	-7,55	-5,66	-5,47	-4,11	9,93	7,27	15,08	-14,25
	Travée CD	3,2	1,72	-5,66	-3,05	-4,11	-2,21	4,04	2,97	11,24	-9,61
	Travée DE	2,6	1,25	-3,05	-3,9	-2,21	-2,82	2,04	1,50	8,14	-8,40
	Travée EF	3	1,69	-3,9	-0,78	-2,82	-0,57	4,52	4,03	8,48	-11,08
<b>Plancher Etage courant</b>	Travée AB	3,8	1,58	-1,21	-7,28	-0,87	-5,21	7,55	5,48	9,54	-13,37
	Travée BC	4,5	2,31	-7,28	-5,46	-5,21	-3,91	8,91	6,48	13,97	-13,16
	Travée CD	3,2	1,73	-5,46	-2,94	-3,91	-2,11	3,56	2,60	10,43	-8,86
	Travée DE	2,6	1,24	-2,94	-3,76	-2,11	-2,69	1,75	1,28	7,52	-8,15
	Travée EF	3	1,70	-3,76	-0,75	-2,69	-0,54	5,03	3,65	7,79	-10,29
	Travée AB	3,8	1,54	-2,14	-12,78	-1,48	-8,89	11,25	7,94	14,57	-21,27

Plancher RDC à usage commercial	Travée BC	4,5	2,32	-12,78	-9,59	-8,89	-6,67	12,74	9,03	21,96	-20,53
	Travée CD	3,2	1,74	-9,59	-5,17	-6,67	-3,6	4,80	3,42	16,48	-1362
	Travée DE	2,6	1,24	-5,17	-6,60	-3,6	-4,59	2,10	1,52	11,72	-12,82
	Travée EF	3	1,73	-6,60	-1,33	-4,59	-0,92	7,58	5,34	10,86	-18,56

**Tableau III.5 . Sollicitations de la poutrelle (T2) :**

4.5m    3.2m    2.6m

		L (m)	x (m)	Mui (KN.m)	Mui+1 (KN.m)	Msi (KN.m)	Msi+1 (KN.m)	Mtu (KN.m)	Mts (KN.m)	Vui (KN)	Vui+1 (KN)
T Inaccessible	Travée AB	4,5	1,96	-1,77	-8,41	-1,28	-6,10	12,59	9,20	12,82	-16,56
	Travée BC	3,2	1,82	-8,41	-3,66	-6,10	-2,65	2,48	1,84	11,93	-8,96
	Travée CD	2,6	1,51	-3,66	-0,59	-2,65	-0,42	3,83	2,80	9,89	-7,08
Plancher Etage courant	Travée AB	4,5	1,95	-1,71	-8,10	-1,22	-5,81	11,84	8,32	11,72	-15,36
	Travée BC	3,2	1,83	-8,10	-3,53	-5,81	-2,53	2,07	1,53	11,07	-8,22
	Travée CD	2,6	1,52	-3,53	-0,57	-2,53	-0,40	3,48	2,52	9,2	-6,48
Plancher RDC à usage commercial	Travée AB	4,5	1,91	-3,00	-14,24	-2,08	-9,9	17,32	12,21	18,07	-24,40
	Travée BC	3,2	1,86	-14,24	-6,20	-9,9	-4,31	2,2	1,61	17,61	-12,59
	Travée CD	2,6	1,55	-6,20	-1,00	-4,31	-0,69	5,18	3,65	9,88	-14,65

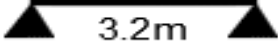
**Tableau III.6. Sollicitations de la poutrelle (T3) :**

3.8m    4.5m

		L (m)	Mui (KN.m)	Mui+1 (KN.m)	Msi (KN.m)	Msi+1 (KN.m)	Mou (KN.m)	Mos (KN.m)	Mtu (KN.m)	Mts (KN.m)	Vui (KN)	Vui+1 (KN)
T inaccessible	Travée AB	3,8	-1,76	-9,91	-1,28	-7,23	11,78	8,60	7,41	5,41	12,40	-14,26
	Travée BC	4,5	-9,91	-2,45	-7,23	-1,80	16,52	12,06	12,39	9,04	16,89	-14,69
Plancher Etage Courant	Travée AB	3,8	-1,63	-9,15	-1,18	-6,61	10,88	7,86	6,86	5,03	11,45	-13,17
	Travée BC	4,5	-9,15	-2,28	-6,61	-1,65	15,26	11,03	11,60	8,39	15,60	-13,56

Plancher RDC à usage commercial	Travée AB	3,8	-2,55	-14,34	-1,79	-10,08	17,05	11,98	12,38	8,70	17,94	-20,62
	Travée BC	4,5	-14,34	-3,58	-10,08	-2,51	23,91	16,8	20,25	14,23	24,44	-21,25

**Tableau III.7.** Sollicitations de la poutrelle (T4):

									
		L (m)	M <sub>ui</sub> (KN.m)	M <sub>si</sub> (KN.m)	M <sub>tu</sub> (KN.m)	M <sub>ts</sub> (KN.m)	V <sub>ui</sub> (KN)		
T Inaccessible	Travée AB	3,2	-1,25	-0,91	8,34	6,09	10,43		
Plancher étage courant	Travée AB	3,2	-1,16	-0,84	7,72	5,58	9,65		
Plancher RDC à usage commercial	Travée AB	3,2	-1,81	-1,27	12,08	8,48	15,10		

**2.1.3.Ferraillage des poutrelles :**

❖ **Exemple de calcul :**

On prend comme exemple de calcul pour le ferraillage des poutrelles type (T2) du plancher étage courant (habitation) qu'est sollicité par les sollicitations suivantes:

**ELU:**

$M_t = 11,84 \text{ KN.m}$   
 $M_a^{inter} = -9,15 \text{ KN.m}$   
 $M_a^{rive} = -2,28 \text{ KN.m}$

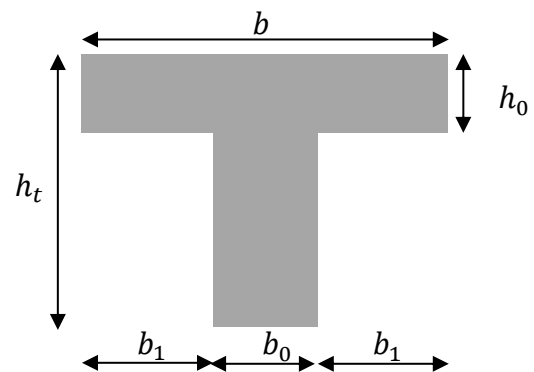
**ELS:**

$M_t = 8,32 \text{ KN.m}$   
 $M_a^{inter} = -6,61 \text{ KN.m}$   
 $M_a^{rive} = -1,65 \text{ KN.m}$

$V = 15,36 \text{ KN}$  .

✓ **les caractéristique géométriques de la poutrelle sont:**

- $b = 65 \text{ cm}$
- $b_0 = 10 \text{ cm}$
- $h = 20 \text{ cm}$
- $d = 18 \text{ cm}$
- $d' = 2 \text{ cm}$
- $h_0 = 4 \text{ cm}$
- $b_1 = 25 \text{ cm}$



**Figure. III.7:** Coupe transversale d'une poutrelle.

**Calcul à ELU:**

**A- Armature longitudinales:**

✓ **En travée :**

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

$M_{tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$  ;  $d = h - d' = 0,20 - 0,02 = 0,18$  m Le Moment équilibré par la table de compression  $M_{tu}$  :

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \times (d - h_0/2) = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \times (0,18 - 0,02) \Rightarrow M_{tu} = 59,07 \text{ KN.m.}$$

$M_t = 15,26 \text{ KN.m} < M_{tu} = 59,07 \text{ KN.m} \Rightarrow$  l'axe neutre passe par la table de compression, donc la table n'est pas entièrement comprimée  $\Rightarrow$  Le calcul sera mené pour une section rectangulaire  $b \times h$   $(0,65 \times 0,20) \text{ m}^2$ .

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

$$\mu_{bu} = \frac{11,84 \times 10^{-3}}{0,65 \times 0,032 \times 14,2} = 0,040 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

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

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,051$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,18(1 - 0,4 \times 0,051) = 0,176 \text{ m.}$$

$$A_t = \frac{M_t}{z \times f_{st}} = \frac{11,84 \times 10^{-3}}{0,176 \times 348} = 1,93 \text{ cm}^2. \text{ soit } A_s = 3\text{HA}10 = 2,36 \text{ cm}^2$$

**Remarque :**

Pour que la flèche soit vérifiée, on doit mettre un ferrailage :  $A_s = 2\text{HA}12 + 1\text{HA}10 = 3,05 \text{ cm}^2$ .

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

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{F_e} \leq A_{\text{cal}}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times 0,65 \times 0,18 \times 2,1 \times 10^4}{400} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1,41 \text{ cm}^2 < A_{\text{cal}} = 2,5 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Aux appuis:**

**A. Appuis intermédiaires :**

La table de compression se trouve dans la zone tendue car le moment est négatif en appui donc le béton n'intervient pas dans le calcul, donc la section en T sera calculer comme une section rectangulaire de dimensions  $(b_0 \times h) \rightarrow (0,10 \times 0,20) \text{ m}^2$  ; avec  $M_u = -9,15 \text{ KN.m}$ .

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b_0 \times d^2 \times f_{bU}} = \frac{9,15 \times 10^{-3}}{0,10 \times 0,18^2 \times 14,2} = 0,198 > 0,186 ;$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,198}) = 0,27 ;$$

$$z = 0,18 \times (1 - 0,4 \times 0,27) = 0,159m$$

$$\xi_{st} = \frac{3,5}{1000} \left( \frac{1-\alpha}{\alpha} \right) 10^3 = \frac{3,5}{1000} \left( \frac{1-0,27}{0,27} \right) 10^3 = 9,46\text{‰} > \xi_l = 1,74\text{‰}$$

$$\Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348\text{Mpa}$$

$$A_{a\text{ inter}} = \frac{M_U}{z \times f_{st}} = \frac{9,15 \times 10^{-3}}{0,159 \times 348} = 1,65\text{cm}^2 \quad \text{soit } A_s = 1\text{HA}10 + 1\text{HA}12 = 1,92\text{cm}^2$$

**B. Appuis rives:**

$$M_a^{\text{rive}} = M_u = 2,289 \text{ KN.m.}$$

$$A_{a\text{ rive}} = \frac{M_a^{\text{rive}} \times A_a^{\text{int}}}{M_a^{\text{int}}} = \frac{2,28 \times 1,65}{9,15} = 0,41 \text{ cm}^2 ; \quad \text{soit } A_s = 1\text{HA}10 = 0,79\text{cm}^2$$

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

$$A_{\text{min}} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 0,1 \times 0,18 \times 10^4 \times \frac{2,1}{400} = 0,217 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{min}} = 0,217 \text{ cm}^2 < A_{\text{rive cal}} = 0,39\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

• **Vérfications à ELU :**

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

On doit vérifier que :

$$\tau_U = \frac{V_U}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left[ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right] = 3,33 \text{ MPA}$$

$$V^{\text{max}} = 15,37 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{V_U}{b_0 \times d} = \frac{15,36 \times 10^{-3}}{0,10 \times 0,18} = 0,853\text{Mpa}$$

$$\tau_U < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

✓ **Armatures transversales:**

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

$$\Phi_t \geq \min \left( \frac{b_0}{10} ; \frac{h}{35} ; \Phi_L^{\text{min}} \right) \Rightarrow \Phi_t \geq \min (10\text{mm} ; 5,71\text{mm} ; 10\text{mm}) = 5,714 \text{ mm}$$

On adopte a un étrier  $\Phi_6$ . Donc la section d'armatures transversales sera :  $A_t = 2\Phi_6 = 0,57\text{cm}^2$ .

✓ **Espacement  $S_t$  :**

L'espacement entre les armatures transversales doit satisfaire les conditions suivantes:



1)  $St \leq \min(0,9d, 40cm) \Rightarrow St \leq 16,2cm$

2)  $St \leq \frac{0,8 \times f_e \times A_t}{b_0(\tau_u - 0,3 \times f_{t28} \times K)} = \frac{0,8 \times 400 \times 0,57}{10(0,853 - 0,3 \times 2,1 \times 1)} = 81,79cm$

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

3)  $St \leq \frac{f_e \times A_t}{0,4 \times b_0} = \frac{400 \times 0,57}{0,4 \times 10} = 57cm$

$St = \min(1; 2; 3)$ ; on adopt **St = 15cm**.

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

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

$b_1 = (b - b_0) / 2 \rightarrow b_1 = 27,5 cm$

$\tau_u = \frac{0,275 \times 15,36 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,18 \times 0,65 \times 0,04} = 1,002 MPa \leq \bar{\tau}_u = 3,33 MPa \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

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

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

**A. Appuis de rive :**

On doit vérifier que :  $A_l \geq V_u \frac{\gamma_s}{f_e}$  (Art A.5.1,312)BAEL91/99.

$A_l \geq 1,15 \times 15,36 \times 10 / 400 = 0,44 cm^2$

$A_l = 3,05 + 0,79 = 3,84 cm^2 \Rightarrow A_l = 3,84 cm^2 > 0,44 cm^2 \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

**B. Appuis intermédiaires :**

On doit vérifier que :  $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left( V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right)$ .

$A_l \geq \frac{1,15}{400} (15,36 - 8,1 / (0,9 \times 0,18)) \times 10^{-3} = -0,99 cm^2 < 0 \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

Les armatures longitudinales inférieures ne sont soumises à aucuns efforts de traction, car l'effort est négligeable devant l'effet du moment.

✓ **Vérification de la bielle :**

On doit vérifier que :  $V_u \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$  (Art A.5,313) BAEL91/99.

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

Avec :  $a \leq 0,9 \times d = 0,9 \times 18 = 16,20cm$

$V_u = 15,36KN < 0,267 \times 0,162 \times 0,10 \times 25 \times 10^3 = 108,13KN \dots\dots\dots$  Condition vérifiée.

• **Vérifications à l'ELS :**

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification dans les aciers n'est pas nécessaire alors il y a lieu de vérifier:

- ✓ Etat limite d'ouverture des fissures;
- ✓ Etat limite de compression de béton;
- ✓ Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)

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

La fissuration est peu nuisible donc pas de vérification à faire (Art B.6.3BAEL)

**b) Etat limite de compression du béton :**

On doit vérifier que :

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

$$M_{t,ser} = 8,32 \text{KN.m}$$

✓ **En travée :**

• **Position de l'axe neutre :**

On a :  $A' = 0$

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

$$H = 0,65 \times \frac{0,04^2}{2} - 15 \times 3,05 \times 10^{-4} \times (0,18 - 0,04) = -1,2 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

$H < 0$  : alors l'axe neutre passe par la nervure, le calcul se fera comme une section en T.

• **Calcul de y :**

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

$$5 \times y^2 + [(65 - 10) \times 4 + 15 \times 3,05] \times y - \left[ (65 - 10) \times \frac{4^2}{2} + 15 \times 3,05 \times 18 \right] = 0$$

$$5y^2 + 265,75y - 1263,5 = 0$$

La résolution de cette équation nous donne  $y = 4,39 \text{cm}$

• **Calcul de moment d'inertie I :**

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

$$I = \frac{65 \times 4,39^3}{3} - \frac{(55)}{3} \times (4,39 - 4)^3 + 15 \times 3,05 \times (18 - 4,39)^2 \Rightarrow I = 10306,38 \text{cm}^4$$

• **Les contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{8,32 \times 4,39 \times 10^{-5}}{10306,38 \times 10^{-8}} = 3,54 \text{Mpa}$$

$\sigma_{bc} = 3,54 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ .....Condition vérifiée

• **En appuis intermédiaires :**

Le même travail à faire au niveau de l'appui, la section à calculer est (  $b_0 \times h$  ).

$M_{a \text{ ser}} = -6,61 \text{ KN.m}$

• **Calcul de y :**

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

$$5 \times y^2 + [(65 - 10) \times 4 + 15 \times 1,92] \times y - \left[ (65 - 10) \times \frac{4^2}{2} + 15 \times 1,92 \times 18 \right] = 0$$

$$5y^2 + 248,8y - 958,4 = 0$$

La résolution de cette équation nous donne  $y = 3,59 \text{ cm}$

• **Calcul de moment d'inertie I :**

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

$$I = \frac{65 \times 3,59^3}{3} - \frac{(55)}{3} \times (3,59 - 4)^3 + 15 \times 1,57 \times (18 - 3,59)^2 \Rightarrow I = 7689,86 \text{ cm}^4$$

$$I = 5849,31 \text{ cm}^4.$$

• **Les contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{6,61 \times 3,59 \times 10^{-5}}{7689,86 \times 10^{-8}} = 3,09 \text{ MPa}$$

Donc :  $\sigma_{bc} = 3,09 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ .....Condition vérifiée.

c) **Etat limite de déformation :**

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

➤ **Evaluation de la flèche BAEL 91(Article B.6.5) et le CBA 93 :**

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

Pour les poutrelles :

$$M_0 = \frac{ql^2}{8} = \frac{6,03 \times 4,5^2}{8} = 15,26 \text{ KN.m}$$

$$\diamond h \geq \frac{M_{st} \times l}{15 \times M_0} = \frac{8,32 \times 4,5 \times 10^2}{15 \times 15,26} \Rightarrow h = 20 \text{ cm} > 16,35 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

✓  $A \leq \frac{3,6 \times b_0 \times d}{f_e} = 1,62 \text{ cm} \Rightarrow 3,05 \text{ cm} > 1,62 \text{ cm} \dots \dots \dots$  condition non vérifiée

La 1<sup>ère</sup> et la 2<sup>ème</sup> condition n'est pas satisfaite donc on doit faire une vérification de la flèche.

la flèche admissible :  $f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{450}{500} = 0,9 \text{ cm}$

✓ **Evaluation des moments en travée :**

$q_{jser} = 0,65 \times J$  La charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement.

$q_{jser} = 0,65 \times 2,85 = 1,85 \text{ KN/m}$

$q_{gser} = 0,65 \times G$  La charge permanente qui revient à la poutrelle.

$q_{gser} = 0,65 \times G = 0,65 \times 5,21 = 3,38 \text{ KN/m}$

$q_{pser} = 0,65 \times (G + Q)$  La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$q_{pser} = 0,65 \times (G + Q) = 0,65(5,21 + 1,5) = 4,36 \text{ KN/m}$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{jser} = 0,72 \times \frac{q_{jser} \times l^2}{8} = 0,72 \times \frac{1,85 \times 4,5^2}{8} = 3,37 \text{ KN.m} \\ M_{gser} = 0,72 \times \frac{q_{gser} \times l^2}{8} = 0,72 \times \frac{3,38 \times 4,5^2}{8} = 6,16 \text{ KN.m} \\ M_{pser} = 0,72 \times \frac{q_{pser} \times l^2}{8} = 0,72 \times \frac{4,36 \times 4,5^2}{8} = 7,94 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

✓ **Propriété de la section :**

• **Position de l'axe neutre :**

$$y_G = \frac{b_0 \times \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + n(A \times d + A' \times d')}{b_0 \times h + (b - b_0)h_0 + n(A + A')} \Rightarrow y_G = \frac{10 \times \frac{20^2}{2} + (65 - 10) \frac{4^2}{2} + 15(3,05 \times 18)}{10 \times 20 + (65 - 10)4 + 15 \times 3,05} = 7,00 \text{ cm.}$$

• **Moment d'inertie de la section homogène I<sub>0</sub> :**

$$I_0 = \frac{b \times y_G^3}{3} + \frac{b_0 \times (h - y_G)^3}{3} - \frac{(b - b_0) \times (y_G - h_0)^3}{3} + 15 \times A_{st} (d - y_G)^2 + 15 A_{sc} (y_G - d')^2$$

$I_0 = 19795,74 \text{ cm}^4$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{3,05}{10 \times 18} = 0,0169$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} \Rightarrow \lambda_i = \frac{0,05 \times 2,1}{(2 + 3 \times \frac{10}{65}) \times 0,0169} = 2,52 \dots \dots \dots \text{déformation instantanée.}$$

$\lambda_v = 0,4 \times \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 0,4 \times 2,52 = 1,00 \dots \dots \dots$  Coefficient de déformation différée.

• **Contraints ( $\sigma_s$ ) :**

$y = 4,39 \text{ cm} \qquad I = 10306,38 \text{ cm}^4$

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sj} = 15 \times \frac{3,37 \times (0,18 - 0,0439)}{10306,38} 10^5 = 66,75 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sg} = 15 \times \frac{6,16 \times (0,18 - 0,0439)}{10306,38} 10^5 = 122,01 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sp} = 15 \times \frac{7,94 \times (0,18 - 0,0439)}{10306,38} 10^5 = 157,27 \text{Mpa}$$

• Inerties fictives (If) :

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

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0169 \times 66,75 + 2,1} = 0,44$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0169 \times 122,01 + 2,1} = 0,64$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0169 \times 157,27 + 2,1} = 0,71$$

$$If_{ij} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1,1 \times 19795,74}{1 + 2,52 \times 0,44} = 10369,19 \text{cm}^4$$

$$If_{ig} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1,1 \times 19795,74}{1 + 2,52 \times 0,64} = 8343,03 \text{cm}^4$$

$$If_{ip} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1,1 \times 19795,74}{1 + 2,52 \times 0,71} = 7832,84 \text{cm}^4$$

$$If_{vg} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1,1 \times 19795,74}{1 + 1 \times 0,64} = 13277,63 \text{cm}^4$$

• Evaluation des flèches :

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot If_{ij}} = \frac{3,37 \times 4,5^2}{10 \times 32456,59 \times 10369,19} 10^5 = 0,00202 \text{m}$$

$$f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot If_{ig}} = \frac{6,16 \times 4,5^2}{10 \times 32456,59 \times 8343,03} 10^5 = 0,00460 \text{m}$$

$$f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot If_{ip}} = \frac{7,94 \times 4,5^2}{10 \times 32456,59 \times 7832,84} 10^5 = 0,00632 \text{m}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot If_{gv}} = \frac{6,16 \times 4,5^2}{10 \times 10818,87 \times 13277,63} 10^5 = 0,00868 \text{m}$$

• La flèche totale :

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0,868 - 0,202 + 0,632 - 0,460 = 0,838 \text{ cm}$$

$$\Delta f = 0,838 \text{cm} < f_{adm} = 0,9 \text{cm} \dots\dots\dots \text{ la condition de la flèche est vérifiée.}$$

La flèche est vérifiée, donc le ferrailage est satisfait.

**Tableau III.8.** Ferrailage des différents étages :

	Position	M <sup>max</sup> (KN.m)	μ <sub>bu</sub>	α	Z (cm)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix des sections (cm <sup>2</sup> )
Terrasse inaccessible	Travée	12,59	0,042	0,054	0,176	2,05	1,41	<b>1HA10+2HA12=3,05</b>
	Appuis rive	-2,45	0,053	0,069	0,175	0,40	0,217	<b>1HA10=0,79</b>
	Appuis int	-9,91	0,215	0,306	0,157	1,81	0,217	<b>1HA10+1HA12=1,92</b>
Etage courant	Travée	11,84	0,040	0,051	0,176	1,93	1,41	<b>1HA10+2HA12=3,05</b>
	Appuis rive	-2,28	0,049	0,063	0,175	0,41	0,217	<b>1HA10=0,79</b>
	Appuis int	-9,15	0,198	0,27	0,159	1,65	0,217	<b>1HA10+1HA12=1,92</b>
RDC commercial	Travée	17,32	0,058	0,075	0,174	2,86	1,41	<b>3HA14=4,62</b>
	Appuis rive	-3,58	0,083	0,109	0,172	0,64	0,217	<b>1HA10=0,79</b>
	Appuis int	-14,34	0,311	0,428	0,145	2,84	0,217	<b>2HA12+1HA10=3,05</b>

✓ **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

**Tableau III.9.** Vérification au cisaillement :

Type	Bielle	Cisaillement	Armature longitudinale aux appuis		Jonction table-nervure
			Rive	Intermédiaire	
	$V_u \leq 0,267a \cdot b_0 \cdot f_{c28}$	$\frac{V_{max}}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u$	$A_L \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u$	$A_L \geq \frac{\gamma_s}{f_e} (V_u + \frac{M_u}{0.9d})$	$\frac{V_u b_1}{0.9 \times db h_0} \leq \bar{\tau}_u$
Terrasse inaccessible	16,56<108,14	0,92<3,33	3,84>0,478	-0,37<0	1,08<3,33
Etage courant	15,37<108,14	0,853<3,33	3,84>0,453	-0,99<0	1,002<3,33
RDC	24,40<132,16	1,35<3,33	5,41 >0,523	-1,82<0	1,59<3,33
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

✓ **Vérifications des contraintes à ELS :**

- **Etat limite de compression du béton :**

Tableau III.10. Vérification des états limites de compression du béton :

Etage	Position	M <sub>ser</sub> KN.m	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$		Observation
					$\sigma_b$ (Mpa)	$\bar{\sigma}_b$ (Mpa)	
Terrasse inaccessible	Travée	9,20	4,39	10306,38	3,91	15	vérifiée
	Appuis int	-7,23	3,59	7689,86	3,37	15	vérifiée
Etage courant	Travée	8,32	4,39	10306,3	3,54	15	vérifiée
	Appuis int	-6,61	3,59	7689,86	3,09	15	vérifiée
RDC	Travée	12,21	5,33	11735,81	5,54	15	vérifiée
	Appuis int	-10,08	4,39	10306,38	4,29	15	vérifiée

✓ Etat limite de déformation :  $\Delta f \leq f_{adm}$  :

Tableau III.11. Vérification des états limites de déformation :

Plancher	Terrasse inaccessible	Etage courant	RDC
q <sub>jser</sub> (KN/m)	1,85	1,85	1,85
q <sub>gser</sub> (KN/m)	4,11	3,38	3,38
q <sub>pser</sub> (KN/m)	4,76	4,36	6,63
M <sub>jser</sub> (KN.m)	3,37	3,37	0,35
M <sub>gser</sub> (KN.m)	7,81	6,16	0,64
M <sub>pser</sub> (KN.m)	9,04	7,94	1,25
$\sigma_{sj}$ (MPa)	66,75	66,75	46,81
$\sigma_{sg}$ (MPa)	154,83	122,01	85,58
$\sigma_{sp}$ (MPa)	179,29	157,27	167,71
f <sub>ij</sub> (mm)	2,02	2,02	1,57
f <sub>ig</sub> (mm)	6,22	4,60	3,40
f <sub>ip</sub> (mm)	7,43	6,32	7,02
f <sub>vg</sub> (mm)	11,50	8,68	6,88
$\Delta f$ (mm)	10,69	8,38	8,93

$f_{adm}$ (mm)	9	9	9
Observation	Non vérifier	Vérifier	Vérifier

**Remarque :**

Vus les résultats donnée par la vérification de la flèche on constate que le ferrailage adopté pour la terrasse inaccessible précédemment ne suffi pas ce qui nous oblige d’augmenté la section de ferrailage ,Soit :  $2HA14+HA10=3,87 \text{ cm}^2$

✓ **Calcul de nouvelle flèche :**

**Tableau III.12 . Evaluation de la flèche :**

Données (KN/m)		Moments (KN.m)		Contraintes(MPa)		Flèches(mm)	
<i>J</i>	1,85	<i>M<sub>j</sub></i>	3,51	$\sigma_{stj}$	55,46	<i>f<sub>ji</sub></i>	1,8
<i>g</i>	4,11	<i>M<sub>g</sub></i>	7,81	$\sigma_{stg}$	123,18	<i>f<sub>gi</sub></i>	5,02
						<i>f<sub>gv</sub></i>	9,78
<i>p</i>	4,76	<i>M<sub>p</sub></i>	9,04	$\sigma_{stp}$	142,65	<i>f<sub>pi</sub></i>	5,98

$f = 8,94mm < f_{adm} = 9 \text{ mm}$  ..... La flèche est vérifiée

➤ **Etude de la dalle de compression :**

On utilise des barres de type rond lisses de nuance  $f_e = 235 \text{ MPa}$

- **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

Selon le BAEL 91 (B.6.8, 423) :

on a  $50 \leq L_0 \leq 80$  avec :  $L_0$ : distance entre axe des poutrelles.

$$A_{\perp} = \frac{4 \times L_0}{f_e} = \frac{4 \times 65}{235} = 1,10 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Armatures parallèle aux poutrelles :**

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0,55 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

D'après le (CBA) on adopte un ferrailage :

Soit :  $A_{\perp} = 5\Phi 6/\text{ml} = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$  . Avec un espacement de 20cm ( $St = 20 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm}$ ).....vérifiée

$A_{//} = 4\Phi 6/\text{ml} = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$  . Avec un espacement de 25cm ( $St = 25 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm}$ ).....vérifiée

D’où on opte : un treillis soudé *TS* de maille carré  $(15 \times 15) \text{ cm}^2$

- \* **Schéma de ferrailage de la dalle de compression :**



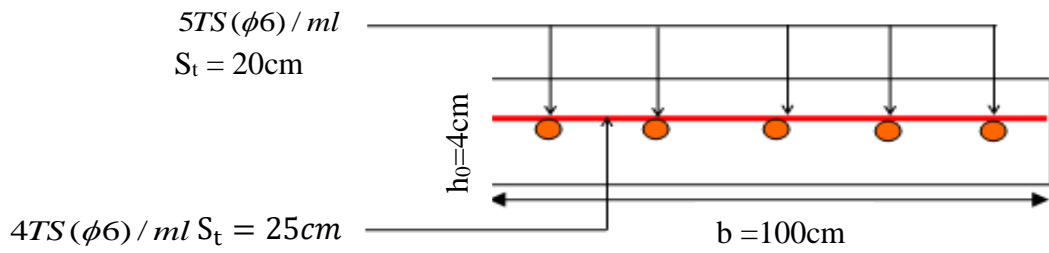


Figure III.8. Schéma de ferrailage de la dalle de compression

Tableau III.13. Les schémas de ferrailage des poutrelles :

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

2.2. Etude des planchers dalles pleines :

Une dalle pleine est définie comme une plaque horizontale, dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions. Cette plaque peut être encadrée sur deux ou plusieurs appuis, comme elle peut être assimilée à une console.

❖ données de différentes dalles :

Tableau III.14 .données des différents types de dalle pleins :

Types	l <sub>x</sub> (m)	l <sub>y</sub> (m)	ρ	Elu		Els	
				μ <sub>x</sub>	μ <sub>y</sub>	μ <sub>x</sub>	μ <sub>y</sub>
D1	0.8	4	0.2	/	/	/	/
D2	0.65	3	0.21	/	/	/	/
D3	2.1	4	0.52	0.093	0.250	0.097	0.385
D4	1.5	1.7	0.88	0.047	0.743	0.054	0.821
D5	1.1	2.7	0.40	0.110	0.250	0.112	0.285
D6	2.2	4	0.55	0.089	0.250	0.093	0.415

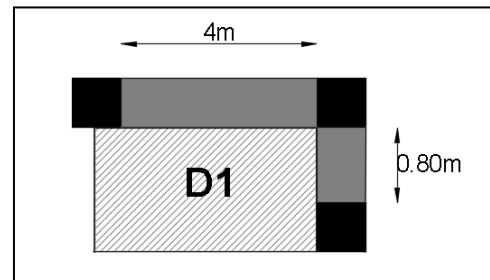
2.2.1 :Dalle sur deux appuis :

▪ exemple de calcul :

l<sub>x</sub> = 0,8m ; l<sub>y</sub> = 4m

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{0.8}{4} = 0,2 < 0.4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans un seul

sens.



✓ Calcul des sollicitations :

$M_{0u}^x = \frac{q_u \cdot l_x^2}{8} = \frac{11.23 \cdot 0.8^2}{8} = 0,89KN.m.$

$M_{0s}^x = \frac{7,93 \cdot 0.8^2}{8} = 0,63KN.m.$

En travée :  $M_t = 0,85 * M_{0u}^x = 0,75KN.m.$

En appui :  $M_a = 0,3 * M_{0u}^x = 0,26KN.m.$

$V_u = \frac{q_u \cdot l_x}{2} = 4,49KN$

Tableau III.15 . Ferrailage de la dalle sur deux appuis D1:

	Mt(KN.m)	μ <sub>bu</sub>	α	Z (m)	Acal(cm <sup>2</sup> /ml)	Aadp(cm <sup>2</sup> /ml)
Travée	0,75	0,0052	0,0066	0,099	0,21	5HA8=2,51
appui	0,26	0,0017	0,0022	0,099	0,07	4HA8=2,01

✓ Les armatures de répartition :

$$A_y = \frac{A_s}{4} = 0,627 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; \text{ Soit } A_r = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

**3. 2.2.4 : Calcul des espacements :**

$$S_{tx} = \min(33 \text{ cm}, 3 * e) = \min(33, 3 * 12) ; \text{ Soit: } S_{tx} = 20 \text{ cm} .$$

$$S_{ty} = \min(45 \text{ cm}, 4 * e) = \min(45, 4 * 12) ; \text{ Soit: } S_{ty} = 25 \text{ cm} .$$

✓ Vérifications :

➤ La condition de non fragilité :

$$e = 12 \text{ cm et } \rho \leq 0,4 \Rightarrow A_{\min} = \rho_0 * b * e .$$

$$A_{\min} = 0,0008 * 1 * 0,12 = 0,96 \text{ cm}^2 < A_r \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

➤ L'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} = 0,044 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,17 \text{ MPa}.$$

A L'ELS :

▪ Etat limite de compression de béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{Ser}}{I} * y \quad ; \quad y = 2.84 \text{ cm} \quad ; \quad I = 2693.69 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,53 * 10^{-3}}{2693,69 * 10^{-8}} * 2,84 * 10^{-2} = 0,56 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ vérifiée.}$$

▪ Etat limite d'ouverture des fissures :

$$\sigma_s = 15 * \frac{M_{ser}}{I} * (d - y) \leq \bar{\sigma}_s ; \text{ avec: } \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e, \max(240; 110 \sqrt{\eta * f_{t28}})\right) = 240 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_s = 15 * \frac{0,63 * 10^{-3}}{2693,69 * 10^{-8}} * (0,1 - 0,0248) = 26,38 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ vérifiée.}$$

▪ Etat limite de déformation :

On doit vérifier les trois conditions suivantes :

$$1) \frac{h}{l} > \frac{1}{16} \quad ; \quad 2) \frac{h}{l} > \frac{Mt}{10 * M_0} \quad ; \quad 3) \frac{A}{b * d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{0,12}{0,65} = 0,18 > \frac{1}{16} = 0,0625.$$

$$\frac{h}{l} > \frac{0,53}{10 * 0,63} = 0,084.$$

$$\frac{A}{b * d} = \frac{2,51}{100 * 10} = 0,0025 < \frac{4,2}{400} = 0,0105.$$

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

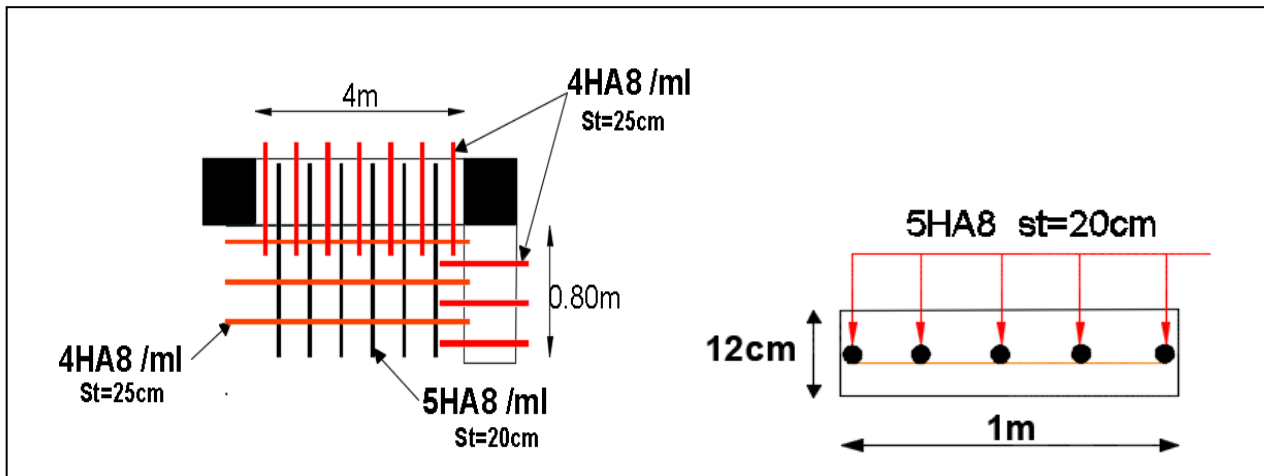


Figure III.9. Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur deux appuis D1.

➤ Les différentes dalles pleines :

Les résultats de calcul des sollicitations maximal de dalle pleine D2 sont illustrés dans le tableau qui suit :

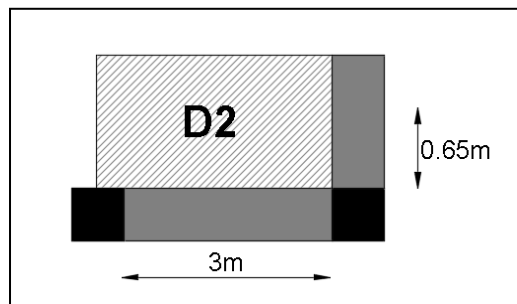


Tableau III.16. Sollicitations maximales de dalle sur deux appuis D2 :

Types	Sollicitation						
	Elu				Els		
	Mt <sub>x</sub> (KN.m)	Mt <sub>y</sub> (KN.m)	Ma <sub>y</sub> (KN.m)	V <sub>U</sub> (KN)	Mt <sub>x</sub> (KN.m)	Mt <sub>y</sub> (KN.m)	Ma <sub>y</sub> (KN.m)
D2	0.5	/	0.236	3.64	0.34	/	0.123

Tableau III.17. calcul du ferrailage à l'ELU de dalle sur deux appuis D2 :

Types	Sens	Mt(k N.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	Acal(cm <sup>2</sup> /ml)	Amin(cm <sup>2</sup> /ml)	Aadp(cm <sup>2</sup> /ml)	St (cm)
D2	x-x	0.5	0.0035	0.0043	0.099	0.14	0.96	5HA8=2.51	20
	Appui	0.236	0.0016	0.0020	0.099	0.06	0.96	4HA8=2.01	25

Tableau III.18 .vérification de l’effort tranchant :

Types	V <sub>u</sub> (KN)	$\tau_u < \overline{\tau_u}$	Observation
D2	3.64	0.036 < 1.17	Vérifier

- Etat limite de compression de béton
- ✓ Vérification des contraintes à l’ELS :

Tableau III.19 . Vérification des contraintes :

Types	Sens	M (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ MPa	$\overline{\sigma_b}$ MPa	vérification	$\sigma_s$ MPa	$\overline{\sigma_s}$ MPa	Vérification
D2	x-x	0.34	2.84	2693.69	0.36	15	Vérifiée	14.23	240	Vérifiée

- ✓ Etat limite de déformation :

On doit vérifier les trois conditions suivantes :

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \dots\dots\dots\text{condition 1}$$

$$\frac{h}{l} > \frac{Mt}{10 * M_0} \dots\dots\text{condition 2}$$

$$\frac{A}{b * d} \leq \frac{4,2}{f_e} \dots\dots\dots\text{condition 3}$$

Les résultats des vérifications de la flèche sont résumés dans le tableau suivant :

Sens x-x :

Tableau III.20.vérification des conditions de la flèche de sens x-x de D2 .

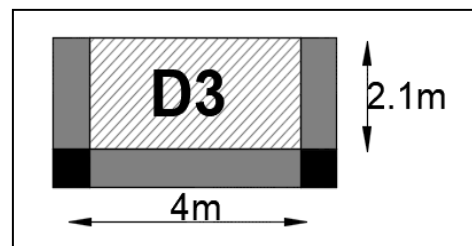
Types	Sens x-x			Observation
	Condition 1	Condition 2	Condition 3	
D2	0.18 > 0.0625	0.18 > 0.085	0.0025 < 0.0105	Vérifier

2.2.2.Dalle sur trois appuis (séchoir) :

- Exemple de calcul :

l<sub>x</sub> = 2.1m

l<sub>y</sub> = 4m



$$l_x > \frac{l_y}{2} = 2 \text{ m} \Rightarrow \begin{cases} M_x = \frac{q_u * l_x^2}{8} * (l_y - \frac{l_x}{2}) + \frac{q_u * l_x^3}{48} \\ M_y = \frac{q_u * l_x^3}{24} \end{cases}$$

$\rho = \frac{2.1}{4} = 0.52 > 0.4$ , Donc la dalle travaille dans les deux sens.

✓ **Calcul des sollicitations :**

• **l'ELU**

$G = 4.43 \text{KN/m}^2$  ;  $Q = 2.5 \text{KN/m}^2$ .

$Qu = 1.35 * G + 1.5 * Q = 9.73 \text{ kN/ml}$

$$\begin{cases} M_x = 25.94 \text{KN.m} \\ M_y = 14.92 \text{KN.m} \end{cases}$$

○ en travée :  $Mt_x = 0.85 * M_x = 22.05 \text{KN.m}$ .

$Mt_y = 0.85 * M_y = 12.68 \text{KN.m}$ .

○ en appui:  $Ma_x = 0.3 * M_x = 7.78 \text{KN.m}$ .

$Ma_y = 0.3 * M_y = 4.47 \text{KN.m}$ .

**Tableau III.21.** Ferrailage de la dalle D3 sur trois appuis (séchoir) :

sens		Mt(KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	Acal( $\text{cm}^2 / \text{ml}$ )	Aadp( $\text{cm}^2 / \text{ml}$ )
travée	x-x	22.05	0.155	0.212	0.091	6.93	6HA14=9.24
	y-y	12.68	0.089	0.11	0.095	3.82	6HA10=4.71
appui	x-x	7.78	0.054	0.070	0.097	2.30	4HA10=3.14
	y-y	4.47	0.031	0.040	0.098	1.30	4HA8=2.01

✓ **Espacement des armatures :**

Travée :  $St_x \leq \min(4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$  ; on adopte  $St_x = 15\text{cm}$ .

Appui :  $St_y \leq \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$  ; on adopte  $St_y = 25\text{cm}$ .

✓ **vérifications**

• **la condition de non fragilité :**

$$e \geq 12\text{cm} \text{ et } \rho > 0.4 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 * \frac{(3-\rho)}{2} * b * e \\ A_y^{\min} = \rho_0 * b * e \end{cases}$$

$$A_x^{\min} = 1,19 \text{cm}^2$$

$$A_y^{\min} = 0,96 \text{ cm}^2$$

• **l'effort tranchant :**

On doit vérifier que :  $\tau_u = \frac{V_U}{b * d} \leq \tau_{adm} = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$ .

$$\rho > 0.4 \Rightarrow V_U = \frac{q_u * l_y}{2} * \frac{1}{1 + \frac{e}{2}} = \frac{9.73 * 4}{2} * \frac{1}{1 + \frac{0.52}{2}} = 15.44 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{15.44 * 10^{-3}}{1 * 0.1} = 0.154 \text{ MPa} < 1.25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

**à l'ELS :**

▪ **Etat limite de compression de béton :**

$$P = G + Q = 4.43 + 2.5 = 6.93 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{txser} = 15.70 \text{ KN.m} ; M_{tyser} = 9.03 \text{ KN.m}$$

**Sens x-x :**

$$A_x = 9.24 \text{ cm}^2 ; y = 3.9 \text{ cm} ; I = 6169.95 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * y = 9.92 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

**Sens y-y :**

$$A_y = 4.71 \text{ cm}^2 ; y = 2.76 \text{ cm} ; I = 2791.59 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * y = 8.92 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

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

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

▪ **Etat limite de déformation :**

On doit vérifier les trois conditions suivantes :

**Sens x-x :**

$$1) \frac{h}{l} = \frac{0.12}{2.1} = 0.057 < \frac{1}{16} = 0.0625$$

$$2) \frac{h}{l} = 0.057 < \frac{M_t}{10 * M_0} = \frac{15.70}{10 * 18.48} = 0.084$$

$$3) \frac{A}{b * d} = \frac{9.24 * 10^{-4}}{1 * 0.094} = 0.0098 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105$$

**Sens y-y :**

$$1) \frac{h}{l} = \frac{0.12}{4} = 0.03 < \frac{1}{16} = 0.0625$$

$$2) \frac{h}{l} = 0.03 < \frac{M_t}{10 * M_0} = \frac{9.03}{10 * 10.62} = 0.085$$

$$3) \frac{A}{b * d} = \frac{4.71 * 10^{-4}}{1 * 0.082} = 0.0057 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105$$

les conditions ne sont pas vérifiées, donc on doit vérifier la flèche conformément au CBA93 et au BAEL91.

Tableau III.22 : vérification de la flèche de D3 .

Types	$f_{gi}$ (mm)	$f_{gv}$ (mm)	$f_{ji}$ (mm)	$f_{pi}$ (mm)	$\Delta f$ (mm)	$f_{adm}$ (mm)	Observation	
D3	x-x	1.51	3.16	0.84	2.78	3.57	4.2	Vérifier
	y-y	3.25	6.90	1.35	7.26	9.56	4.2	Non Vérifier

Sens x-x :

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ji} = 3.57mm < f_{adm} = 4.2mm ; \text{ donc la flèche est vérifiée.}$$

Sens y-y :

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ji} = 9.56m < f_{adm} = 8mm ; \text{ donc la flèche n'est pas vérifiée.}$$

on constate que le ferrailage adopté pour le séchoir précédemment ne suffi pas ce qui nous oblige d'augmenté la section de ferrailage ,Soit : **6HA12=6.67 cm<sup>2</sup>**

➤ Calcul de nouvelle flèche :

$$f_{ji} = 1.26mm, \quad f_{gi} = 2.72mm, \quad f_{gv} = 6.17mm, \quad f_{pi} = 5.71m.$$

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ji} = 7.89mm < f_{adm} = 8mm ; \text{ Donc la flèche est vérifiée}$$

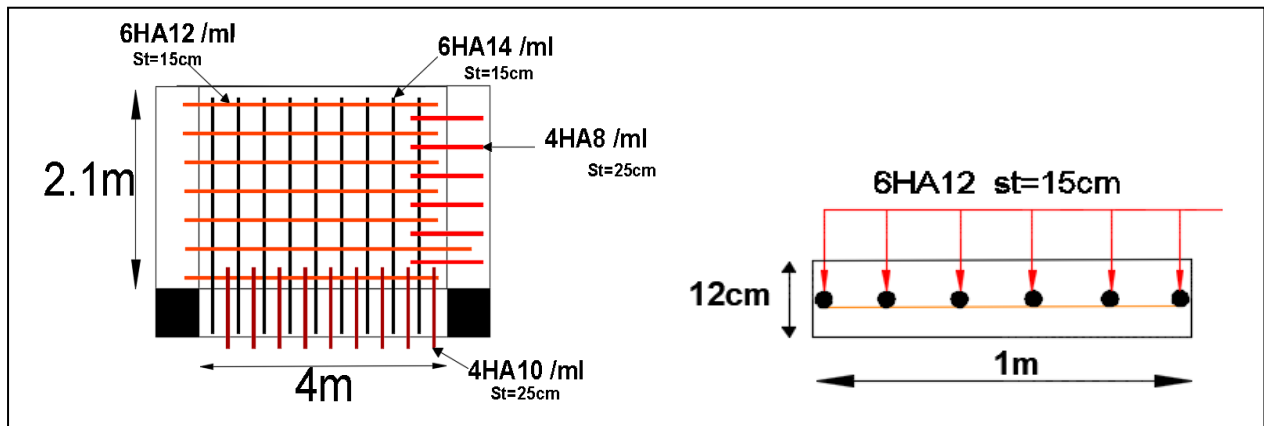
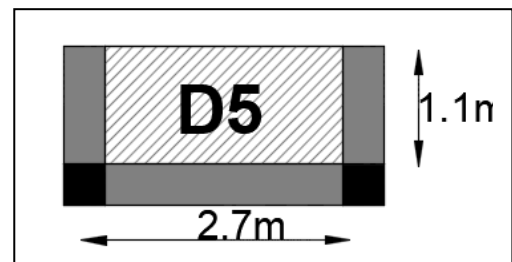
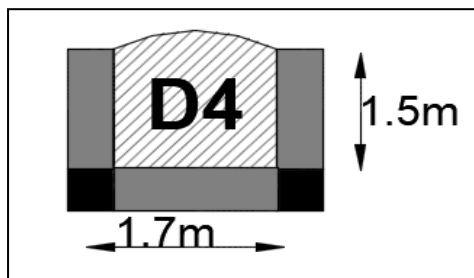


Figure III.10. Schéma de ferrailage de la dalle sur trois appuis (séchoir) .

➤ Les différentes dalles pleines :





Les résultats de calcul des sollicitations maximal des dalles pleines sont illustrés dans le tableau qui suit :

**Tableau III.23.** sollicitations maximales de D4 et D5 :

Types	Sollicitation								
	lx	Ly	Elu				Els		
			Mt <sub>x</sub> (KN.m)	Mt <sub>y</sub> (KN.m)	Ma <sub>y</sub> (KN.m)	V <sub>U</sub> (KN)	Mt <sub>x</sub> (KN.m)	Mt <sub>y</sub> (KN.m)	Ma <sub>y</sub> (KN.m)
D4	1.5	1.7	1.94	3.21	1.13	5.81	1.37	2.27	0.8
D5	1.1	2.7	7.12	2.11	0.74	5.12	5.01	1.49	0.52

**Tableau III.24.**calcul du ferrillage à l'ELU de D4 et D5 :

Types	Sens	Mt(k N.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	Acal(cm ²/ml)	Amin(c m²/ml)	Aadp(cm ²/ml)	St (cm)
D4	x-x	1.94	0.013	0.017	0.099	0.56	1.03	4HA8=2.01	25
	y-y	3.21	0.022	0.028	0.098	0.93	0.96	4HA8=2.01	25
	Appui	1.13	0.008	0.01	0.099	0.32	0.96	4HA8=2.01	25
D5	x-x	7.12	0.050	0.064	0.097	2.10	1.24	5HA8=2.51	20
	y-y	2.11	0.014	0.018	0.099	0.61	0.96	4HA8=2.01	25
	Appui	0.74	0.005	0.006	0.099	0.21	0.96	4HA8=2.01	25

**Tableau III.25.** vérification de l'effort tranchant :

Types	V <sub>u</sub> (KN)	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	Observation
D4	5.81	0.058<1.17	Vérifier
D5	5.12	0.05<1.17	Vérifier

- Etat limite de compression de béton
- ✓ Vérification des contraintes à l'ELS :

**Tableau III.26.**vérification des contraintes à l'ELS :

Types	Sens	M (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ MPa	$\bar{\sigma}_b$ MPa	vérification	$\sigma_s$ MPa	$\bar{\sigma}_s$ MPa	Vérification
D4	x-x	1.37	2.09	1915.3 7	2.19	15	Vérifier	84.86	240	Vérifier

	y-y	2.27	1.94	1424.8 6	2.73	15	Vérifier	192.61	240	Vérifier
	Appui	0.80	1.94	1424.8 6	1.08	15	Vérifier	52.72	240	Vérifier
D5	x-x	5.01	2.31	2303.4 3	5.02	15	Vérifier	230.3 3	240	Vérifier
	y-y	1.49	1.94	1424.8 6	2.02	15	Vérifier	98.19	240	Vérifier
	Appui	0.52	1.94	1424.8 6	0.70	15	Vérifier	34.26	240	vérifier

**Etat limite de déformation :**

✓ On doit vérifier les trois conditions suivantes :

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \dots\dots\dots\text{condition 1}$$

$$\frac{h}{l} > \frac{Mt}{10 * M_0} \dots\dots\text{condition 2}$$

$$\frac{A}{b * d} \leq \frac{4,2}{f_e} \dots\dots\dots\text{condition 3}$$

Les résultats des vérifications de la flèches sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III.27 .vérification des conditions de la flèche de D4 et D5 :**

Types	Sens x-x			
	Condition1	Condition2	condition3	observation
D4	0.08>0.0625	0.08<0.084	0.0024<0.0105	Non vérifier
D5	0.1>0.0625	0.1>0.084	0.0026<0.0105	Vérifier

**Tableau III.28 .vérification des conditions de la flèche de D4 et D5 :**

Types	Sens y-y			
	Condition1	Condition2	Condition3	observation
D4	0.07<0.0625	0.07<0.084	0.0024<0.0105	Non vérifier
D5	0.044<0.062	0.044<0.085	0.0024<0.0105	Non vérifier

les conditions ne sont pas vérifiées, donc on doit vérifier la flèche conformément au CBA93 et au BAEL91.

**Tableau III.29. Vérification de la flèche de D4 et D5 :**

Types		$f_{gi}$ (mm)	$f_{gv}$ (mm)	$f_{ji}$ (mm)	$f_{pi}$ (mm)	$\Delta f$ (mm)	$f_{adm}$ (mm)	Observation
D4	x-x	0.018	0.064	0.012	0.032	0.056	3	Vérifiée
	y-y	0.015	0.047	0.01	0.028	0.049	3.4	Vérifier

D5	y-y	0.114	0.343	0.090	0.205	0.343	5.4	Vérifier
----	-----	-------	-------	-------	-------	-------	-----	----------

\* Pour la dalle D4 :

Sens x-x :

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ji} = 0.056mm < f_{adm} = 3mm ; \text{ donc la flèche est vérifiée.}$$

Sens y-y :

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ji} = 0.049mm < f_{adm} = 3.4mm ; \text{ donc la flèche est vérifiée.}$$

\* Pour la dalle D5 :

Sens y-y :

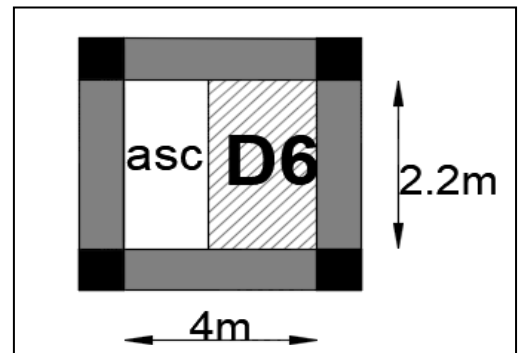
$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ji} = 0.343mm < f_{adm} = 5.4mm ; \text{ donc la flèche est vérifiée.}$$

2.2.3.dalle sur 04 appuis (cage d'escalier) :

$$l_x = 2.2m$$

$$l_y = 4m$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.55 \geq 0.4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$



✓ Calcul des sollicitations :

A l'ELU :

$$\text{On a : } G=4.43KN/m^2 ; Q=2.5KN/m^2.$$

$$q_u = 1.35 * G + 1.5 * Q = 9.73KN/m^2$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0894 \\ \mu_y = 0.250 \end{cases} \dots\dots\dots(\text{annexe1}).$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x * q_u * l_x^2 = 0.0879 * 9.73 * 2.2^2 = 4.13KN.m \\ M_y = \mu_y * M_x = 0.250 * 4.13 = 1.03KN.m \end{cases}$$

en travée :  $M_{t_x} = 0.85 * M_x = 3.51KN.m.$

$$M_{t_y} = 0.85 * M_y = 0.87KN.m.$$

en appui :  $M_a = 0.3 * M_x = 1.23KN.m.$

Tableau III.30. Ferrillages de la dalle sur 04 appuis :

Sens		Mt (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{cal}(cm^2/ml)$	$A_{adp}(cm^2/ml)$
travée	x-x	3.51	0.017	0.021	0.11	0.85	4HA8=2.01
	y-y	0.87	0.0043	0.005	0.119	0.21	4HA8=2.01

appui	y-y	1.23	0.006	0.007	0.119	0.035	4HA8=2.01
	x-x						

✓ Espacement des armatures :

Sens x-x:  $St_y \leq \min(3h, 33cm) = 33cm$  ; on adopte **Sty = 25cm**.

Sens y-y :  $St_x \leq \min(4h, 45cm) = 45cm$  ; on adopte **Stx = 25cm**.

✓ Vérifications :

• la condition de non fragilité :

$$e \geq 12cm \text{ et } \rho > 0.4 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 * \frac{(3-\rho)}{2} * b * e \\ A_y^{\min} = \rho_0 * b * e \end{cases}$$

$$A_x^{\min} = 1.37cm^2$$

$$A_y^{\min} = 1.12 \text{ cm}^2$$

• l'effort tranchant :

On doit vérifier que :  $\tau_u = \frac{V_U}{b * d} \leq \tau_{adm} = 0.05f_{c28} = 1.25MPa$ .

$$\rho > 0.4 \Rightarrow V_U = \frac{q_u * l_y}{2} * \frac{1}{1+\frac{\rho}{2}} = \frac{9.73 * 4}{2} * \frac{1}{1+\frac{0.55}{2}} = 15.26KN.$$

$$\tau_u = \frac{15.26 * 10^{-3}}{1 * 0.1} = 0.152MPa < 1.25MPa \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

à l'ELS :

✓ Etat limite de compression de béton :

$$M_{xser} = 2.66KN.m \qquad M_{tyser} = 1.1KN.m$$

Sens x-x :

$$A_x = 2.01cm^2. \quad y = 2.32cm \quad I = 2847.54cm^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * y = 2.16MPa < 15MPa \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

Sens y-y :

$$A_y = 2.01cm^2 ; \quad y = 2.16cm ; \quad I = 2142.13cm^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * y = 1.1MPa < 15MPa \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

✓ Etat limite d'ouverture des fissures :

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

✓ Etat limite de déformation :

On doit vérifier les trois conditions suivantes :

**Sens x-x :**

$$1) \frac{h}{l} = \frac{0.14}{2.2} = 0.063 > \frac{1}{16} = 0.0625.$$

$$2) \frac{h}{l} = 0.063 < \frac{M_t}{10 \cdot M_0} = \frac{2.66}{10 \cdot 3.13} = 0.084.$$

$$3) \frac{A}{b \cdot d} = \frac{2.01 \cdot 10^{-4}}{1 \cdot 0.113} = 0.0017 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105.$$

**Sens y-y :**

$$1) \frac{h}{l} = \frac{0.14}{4} = 0.035 < \frac{1}{16} = 0.0625.$$

$$2) \frac{h}{l} = 0.035 < \frac{M_t}{10 \cdot M_0} = \frac{1.1}{10 \cdot 1.3} = 0.084.$$

$$3) \frac{A}{b \cdot d} = \frac{2.01 \cdot 10^{-4}}{1 \cdot 0.099} = 0.0020 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105$$

les conditions ne sont pas vérifiées, donc on doit vérifier la flèche conformément au CBA93 et au BAEL91.

**Tableau III.31** : vérification de la flèche de dalle sur 04 appuis :

Types		$f_{gi}$ (mm)	$f_{gv}$ (mm)	$f_{ji}$ (mm)	$f_{pi}$ (mm)	$\Delta f$ (mm)	$f_{adm}$ (mm)	Observation
D6	x-x	0.09	0.28	0.063	0.14	0.26	4.4	Vérifier
	y-y	0.077	0.28	0.052	0.12	0.22	8	Vérifier

**Sens x-x :**

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ji} = 0.26mm < f_{adm} = 4.4mm ; \text{ donc la flèche est vérifiée}$$

**Sens y-y :**

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ji} = 0.22mm < f_{adm} = 8mm ; \text{ donc la flèche est vérifiée}$$

**Remarque**

Les armatures qui devraient traverser l'ouverture de la cage d'escalier seront remplacées par des aciers de renfort de section équivalente définie comme suit :

$$A'x = 2.2 \cdot 2.01 = 4.42 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } A'x = \mathbf{4HA12} = 4.52 \text{ cm}^2$$

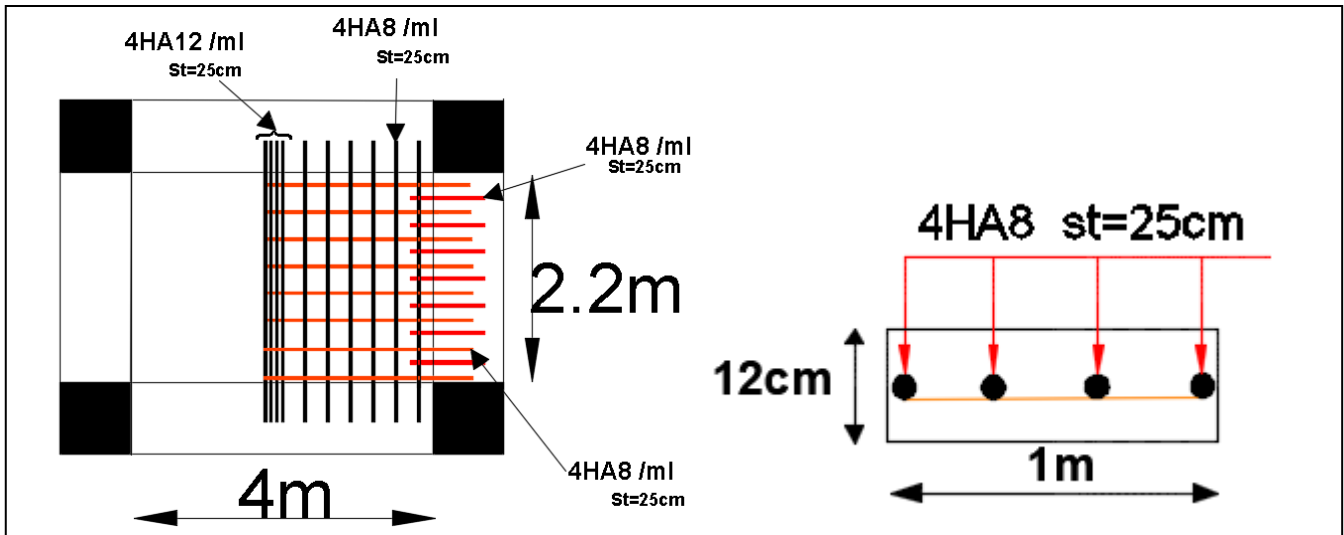


Figure III.11. Schéma de ferrailage de la dalle sur 4 appuis.

III.3. Etude de l'acrotère :

a) Hypothèse de calcul

- Le calcul se fait pour une bande de 1 ml
- Type de fissuration est préjudiciable.
- Le calcul se fait à la flexion composée.

b) Evaluation des charges et surcharges

- Le poids propre :  $G_t = 1,68 \text{ KN/ml}$
- Charge horizontale due à la main courant :  $Q = 1 \text{ KN}$

c) La force sismique

D'après le RPA99 Article 6.2.3 l'acrotère est soumis à une force horizontale due au séisme donnée par la loi suivante :  $F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$

$A$  : Coefficient de l'accélération de la zone donné par le (tableau 4-1) RPA99 (2003).

$C_p$  : Facteur de la force horizontale varie entre 0,3 et 0,8 (Tableau 6-1) RPA99(2003).

$W_p$  : Poids propre de l'acrotère (poids de l'élément considéré).

Dans notre projet on a : Le Groupe d'usage 2 et Zone IIa (Bejaia).

Donc:

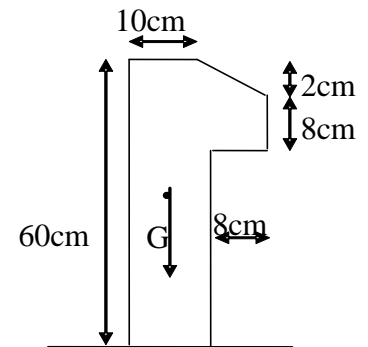


Figure III.12.:Vue en plan d'un acrotère

$$\left\{ \begin{array}{l} A = 0,15. \\ C_p = 0,8. \\ W_p = 1,68 \text{ KN/ml.} \end{array} \right.$$

Donc :  $F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,68 \Rightarrow F_p = 0,8064 \text{ KN}$

d) Calcul de centre de gravité de la section G ( $X_G; Y_G$ ) :

$$X_G = \frac{\sum X_i A_i}{\sum A_i} \Rightarrow X_G = 5,94 \text{ cm}$$

$$Y_G = \frac{\sum Y_i A_i}{\sum A_i} \Rightarrow Y_G = 32,63 \text{ cm}$$

✓ Calcul des sollicitations :

L'acrotère est sollicité par :

$$Q = 1 \text{ KN}, G = N_G = W_p = 1,68 \text{ KN}; \quad M_G = 0 \text{ KN.m}$$

$$M_Q = Q \times H \Rightarrow M_Q = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN.m}$$

$$M_{F_p} = F_p \times Y_G \Rightarrow M_{F_p} = 0,8064 \times 0,3263 = 0,26 \text{ KN.m.}$$

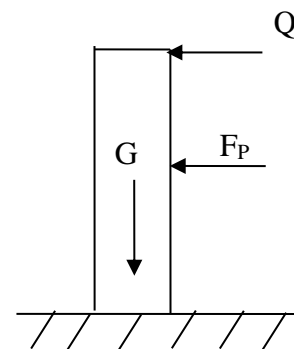


Figure III.13. Schéma des sollicitations de l'acrotère.

Tableau III.32. Combinaisons d'actions de l'acrotère :

Sollicitations	Combinaison accidentelle	ELU	ELS
Combinaison de charges	G + Q + E	1,35G + 1,5 Q	G + Q
N (KN)	1,68	1,268	1,68
M (KN .m)	0,86	0,9	0,6

a) Calcul de l'excentricité à l'état accidentel

$$e_1 = \frac{M_{ELA}}{N_{ELA}} = \frac{0,86}{1,68} \Rightarrow e_1 = 0,51 \text{ m} \quad ; \quad \frac{h}{6} = \frac{0,6}{6} = 0,1 \text{ m}$$

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$  Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central donc la section est partiellement comprimée.

Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifié vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

On remplace l'excentricité réelle ( $e = \frac{M}{N}$ ) par une excentricité totale de calcul =  $e_1 + e_2 + e_a$

Avec :

$e_1$  : Excentricité du premier ordre.

$e_a$  : Excentricité additionnelle.

$e_2$  : excentricité due aux effets de deuxième ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_a = \max(2\text{cm}; \frac{h}{250}); \text{ CBA93 (Article A.4.3.5)}$$

avec :  $h =$  hauteur de l'acrotère = 60cm  $\Rightarrow e_a = \max(2\text{cm}; \frac{60}{250}) = 2\text{cm}$

$$e_2 = \frac{3 l_f^2 \times (2 + \phi \times \alpha)}{h_0 \times 10^4}$$

Avec :  $l_f$  : Longueur de flambement  $l_f = 2h = 2 \times 0,6 = 1,2\text{m}$

$h_0$  : Hauteur de la section  $h_0 = 10\text{cm}$  ;  $\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0,6} = 0$

$\phi$  : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée généralement égale à 2.

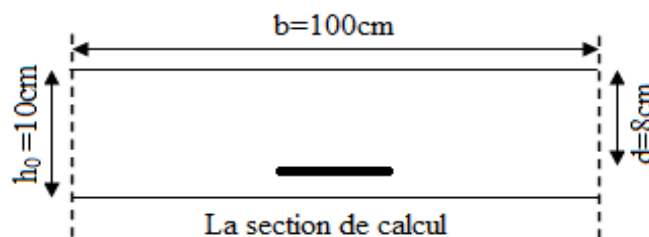
$$e_2 = \frac{3 \times 1,2^2 \times 2}{0,1 \times 10^4} = 0,00864 \text{ m} = 0,864 \text{ cm}.$$

D'où :  $e = 2 + 0,864 = 2,864\text{cm}$ .

Les sollicitations de calcul deviennent :

**b) Ferrailage de l'acrotère**

$$\begin{cases} N_u = 1,268\text{KN} \\ M_u = N_u \times e = 1,268 \times 0,5386 = 0,68\text{KN.m} \end{cases}$$



**Figure III.14.** Schéma statique de l'acrotère.

• **Calcul à l'ELU**

Le ferrailage est calculé à l'ELU, puis la vérification des contraintes se fera à l'ELS.



$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$  La section est partiellement comprimée, le ferrailage se fait par assimilation à la

flexion simple pour une section rectangulaire  $b \times h_0$  soumise à un moment égal à :

$$M_f = M_u + N_u \times (d - \frac{h_0}{2}) = 0,68 + 1,268 \times (0,08 - \frac{0,1}{2}) \Rightarrow M_f = 0,71 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_{bu} = 0,00781, \quad \alpha = 0,009, \quad z = 0,079 \text{ m.}$$

$$A_T = \frac{M_f}{z \times f_{st}} = \frac{0,71 \times 10^{-3}}{0,079 \times 348} = 0,25 \text{ cm}^2.$$

Calcul à la Flexion composée:

$$N_u \text{ est un effort de compression} \Rightarrow A_s = A_T - \frac{N_u}{f_{st}}$$

$$A_s = 0,25 \times 10^{-4} - \frac{1,268 \times 10^{-3}}{348} = 0,21 \text{ cm}^2.$$

**c) Vérification à l'ELU**

▪ **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0,966 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,966 \text{ cm}^2 > A_s = 0,21 \text{ cm} \Rightarrow \text{On adapte : } A_s = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

▪ **Armature de répartition**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4\text{HA}6 = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

▪ **Espacement**

$$\text{Armatures principale : } S_t \leq \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prend } S_t = 25 \text{ cm.}$$

$$\text{Armatures de répartitions : } S_t \leq \frac{80}{4} = 20 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prend } S_t = 25 \text{ cm.}$$

▪ **Vérification au cisaillement**

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$\tau \leq \bar{\tau} = \min(0,1 \times f_{c28}; 4 \text{ Mpa}) \Rightarrow \tau \leq \bar{\tau} = \min(2,5 ; 4 \text{ Mpa}) \Rightarrow \tau \leq 2,5 \text{ Mpa.}$$

$$V_u = F_p + Q \Rightarrow V_u = 0,8064 + 1 \Rightarrow V_u = 1,8064 \text{ KN.}$$

$$\tau = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \frac{1,8064 \times 10^{-3}}{1 \times 0,06} = 0,030 < \bar{\tau} = 2,5 \rightarrow \text{Vérifié.}$$

**d) Vérification à l'ELS**

Les vérifications à effectuer dans le cas de fissuration préjudiciable sont :

1. Contrainte limite de l'acier.
2. Contrainte limite du béton.

$$d=0,08m ; N_{ser}= 1,68 \text{ KN} ; M_{ser}=0,6 \text{ KN.m} ; \eta=1,6 \text{ pour les HR.}$$

▪ **Contrainte limite de l'acier**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser} \times y_{ser}}{\mu_t} ; \sigma_{st} = 15 \times \frac{N_{ser} \times (d - y_{ser})}{\mu_t}.$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ Mpa.}$$

$$\text{On a F.N} \Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = \min(266,67; 201,6) = 201,6 \text{ Mpa.}$$

▪ **Position de l'axe neutre**

$$e_G = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} \Rightarrow e_G = \frac{0,6}{1,68} = 0,35m > \frac{h_0}{2} = \frac{0,1}{2} = 0,050 \text{ m} \Rightarrow \text{Le centre de pression se trouve à}$$

l'extérieur de la section et l'effort normal  $N_{ser}$  est un effort de compression, donc la Section est partiellement comprimée.

▪ **Position de centre de poussée**

D'après la convention de singe illustrée par le schéma à coté on a :

$$y = y_c + c$$

$$c = \frac{h}{2} - e_G \Rightarrow 0,05 - 0,35 = -0,3m$$

On a N (compression) donc  $c = -0,3m$

Le calcul de  $y_c$  revient à résoudre l'équation suivante :  $y_c^3 + p \times y_c + q = 0$ .

$$P = -3c^2 - 90 \frac{A'}{b} (c - d') + 90 \frac{A}{b} (d - c).$$

$$P = -3(-0,3)^2 + 90 \times 2,01 \times 10^{-4} \times \frac{(0,08 + 0,3)}{1} \Rightarrow P = -0,26m^2.$$

$$q = -2c^3 - 90 \frac{A'}{b} (c - d')^2 - 90 \frac{A}{b} (d - c)^2.$$

$$q = -2(-0,3)^3 - 90 \times 2,01 \times 10^{-4} \frac{(0,08 + 0,3)^2}{1} \Rightarrow q = 0,051m^3$$

$$y_c^3 - 0,26 \times y_c + 0,051 = 0.$$

$$\Delta = 4p^3 + 27q^2 = -7,7 \times 10^{-5}$$

$\Delta < 0 \rightarrow$  trois racines réelles, il faut choisir celle qui convient :  $0 \leq y = y_c + c \leq h$ .

$$\left\{ \begin{array}{l} a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 0,58 \\ \cos\theta = \frac{3q}{2p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}} \Rightarrow \theta = 177,71^\circ \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} y_{c1} = a \cos \frac{\theta}{3} = 0,296m \\ y_{c2} = a \cos \left( \frac{\theta}{3} + 120^\circ \right) = -0,57m \\ y_{c3} = a \cos \left( \frac{\theta}{3} + 240^\circ \right) = 0,28m \end{array} \right.$$

On a :  $-c \leq y_c \leq h-c \Rightarrow 0,3 \leq y_c \leq 0,4$

On opte pour  $y_c = 0,296m \Rightarrow y = y_c + c = 0,004m$

$$\mu_t = \frac{b y^2}{2} - 15A(d - y) = \frac{1 \times 0,004^2}{2} - 15 \times 2,01 \times 10^{-4} (0,08 - 0,004) = -2,21 \times 10^{-4} m^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1,68 \times 10^{-3}}{-2,21 \times 10^{-4}} \times 0,004 = -0,0304 Mpa < \bar{\sigma}_{bc} = 15 Mpa \quad \dots \text{condition vérifié}$$

$$\sigma_{sc} = 15 \times \frac{1,68 \times 10^{-3}}{-2,21 \times 10^{-4}} \times (0,08 - 0,004) = -8,66 Mpa < \bar{\sigma}_{st} = 201,6 Mpa \quad \dots \text{condition vérifié}$$

e) Schéma de ferrailage :

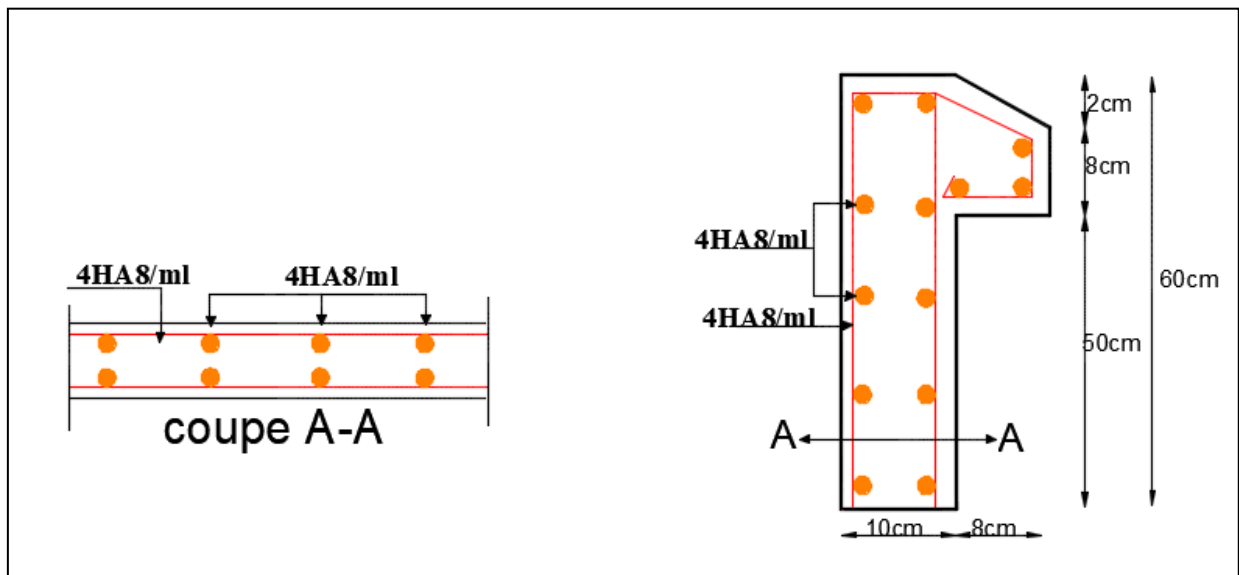


Figure III.15 : Schéma de ferrailage de l'acrotère

### III.4. Etude des escaliers :

#### 4.1. Escaliers Type 1 :

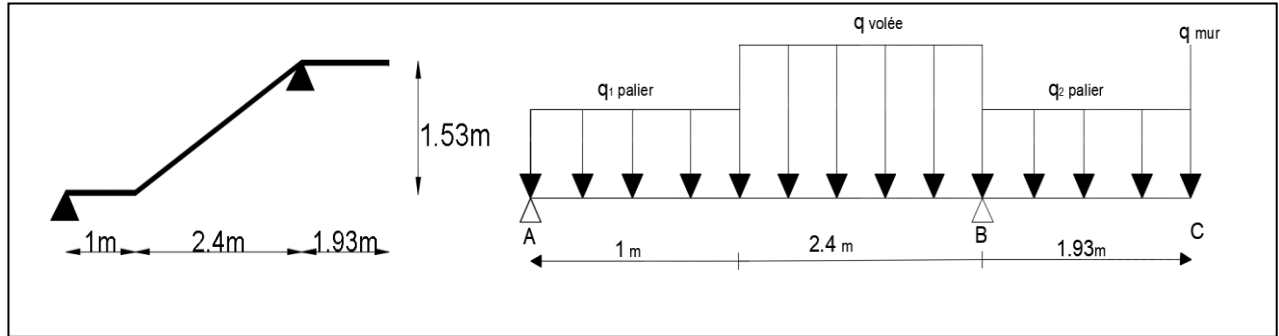


Figure III.16 : Schéma d'une volée 1 d'étage Type 1 .

❖ Les charges :

Volée :  $G_v = 8,34 \text{ KN/m}^2$ .  $Q_{v,p} = 2,5 \text{ KN/m}^2$

Palier:  $G_p = 5,45 \text{ KN/m}^2$ .

$G_{mur} = 2,85 \text{ KN/m}^2$ .

❖ Combinaison de charges :

✓ Sur la volée :

ELU :  $q_v^u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = [1,35 \times 8,34] + [1,5 \times 2,5] = 15,01 \text{ KN/ml}$ .

ELS :  $q_v^s = G + Q = [8,34 + 2,5] = 10,84 \text{ KN/ml}$ .

✓ Sur la palier :

ELU :  $q_p^u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = [1,35 \times 5,45] + [1,5 \times 2,5] = 11,11 \text{ KN/ml}$ .

ELS :  $q_p^s = G + Q = [5,45 + 2,5] = 7,95 \text{ KN/ml}$ .

✓ mur:

$q_{mur} = 1,35 \times G_{mur} = 1,35 \times 2,85 = 3,84 \text{ KN/ml}$

- Réaction d'appuis : le calcul se fera par la méthode RDM.

ELU :

$$\sum F_V \Rightarrow R_A + R_B = [1 \times 11,11] + [11,11 \times 1,93] + [15,01 \times 2,4] = 68,58 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$\Rightarrow R_B = \left[ \left( 17,01 \times \frac{2,4^2}{2} \right) + (4,365 \times 1,93 \times 10,09) + \left( 10,09 \times \frac{1}{2} \right) \right] / 3,4$$

$$\Rightarrow R_B^u = 52,47 \text{ KN} \quad R_A^u = 16,11 \text{ KN}$$

ELS : de la même manière que à l'ELU on trouve :

$$\Rightarrow R_B^s = 37,71 \text{ KN} \quad R_A^s = 11,60 \text{ KN}.$$

- Effort tranchant et moment fléchissant :

Calcul par la méthode des sections

✓ **Tronçon 1 :**  $0 \leq x \leq 1$  m

$$T(x) = -R_A + 11,11x = -16,11 + 11,11x$$

$$T(0) = -16,11 \text{ KN}$$

$$T(1) = -5 \text{ KN}$$

$$M(x) = 16,11x - 11,11 \frac{x^2}{2}$$

$$M(0) = 0 \text{ KN.m} \quad M(1) = 10,55 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELU} \begin{cases} T(\max) = 16,11 \text{ KN} \\ M(\max) = 10,55 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{ELS} \begin{cases} T(\max) = 11,60 \text{ KN} \\ M(\max) = 7,62 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ **Tronçon 2 :**

$$1 \leq x \leq 3,4 \text{ m}$$

$$T(x) = -16,11 + 11,11 \times 1 + 15,01(x-1)$$

$$M(x) = 16,11x - 11,11(x-0,5) - 15,01 \frac{(x-1)^2}{2}$$

$$\text{ELU} \begin{cases} T(\max) = 31,02 \text{ KN} \\ M(\max) = 20,69 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{ELS} \begin{cases} T(\max) = 22,36 \text{ KN} \\ M(\max) = 14,83 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ **Tronçon 3 :**

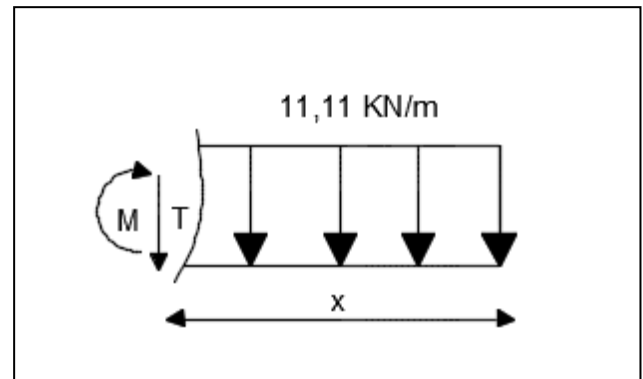
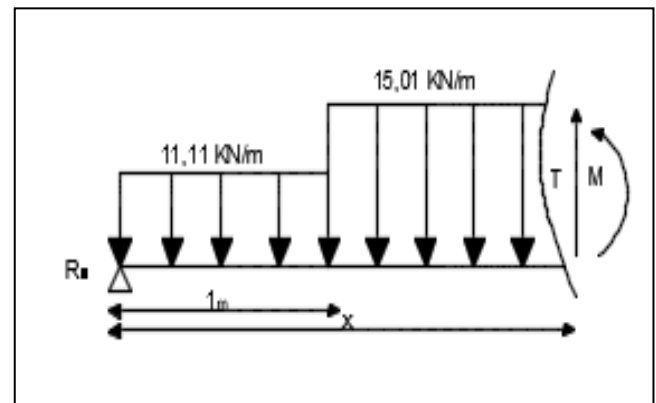
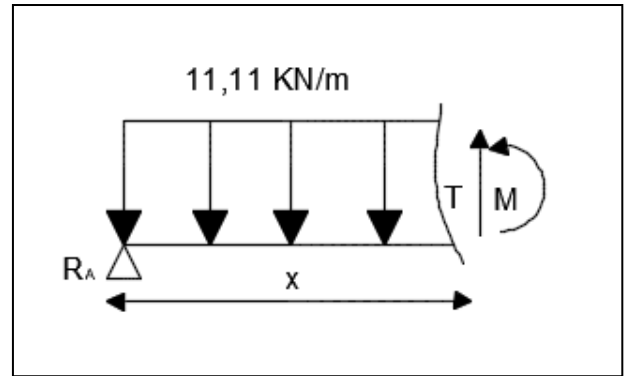
$$0 \leq x \leq 1,93 \text{ m}$$

$$T(x) = -11,11x$$

$$M(x) = -11,11 \frac{x^2}{2}$$

$$\text{ELU} \begin{cases} T(\max) = 21,44 \text{ KN} \\ M(\max) = 20,67 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{ELS} \begin{cases} T(\max) = 15,34 \text{ KN} \\ M(\max) = 14,80 \text{ KN.m} \end{cases}$$



On trouve :

$$M^{\max} = M_0 = 20,69 \text{ KN.m} \quad ; \quad V^{\max} = R_B = 52,47 \text{ KN}$$

▪ **Calcul les moments réels :**

$$M_t^{\max} = 0,85 \times 20,69 = 17,58 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_a^{\max} = -0,5 \times 20,69 = -10,34 \text{ KN.m}$$

• **Ferraillage**

Le ferraillage se fera en flexion simple pour une section  $(b \times h) = (100 \times 15) \text{ cm}^2$ . les résultats sont résumés dans le tableau suivant : soit FPN ; e = 15cm ; C=2cm. d=13 cm.

Tableau III.33. Résultats des ferrillages des volées des l'étages courants :

Zone	M <sub>u</sub> (KNm)	μ <sub>bu</sub>	α	Z (m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	S <sub>t</sub> (cm)
Travée	17,58	0,073	0,09	0,125	4,04	1,56	4HA12=4,52	25
En appui	-10,34	0,043	0,05	0,127	2,33	1,56	4HA10=3,14	25

➤ Vérifications :

✓ Calcul à ELU :

- Vérification de l'effort tranchant :  $V^{max} = 52,47KN$

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{52,45 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} = 0,403MPa \leq \tau^{adm} = \frac{0,07f_{c28}}{\gamma_b} = 1,16MPa \dots\dots\dots vérifiée$$

→ Pas besoin des armatures transversales

➤ Calcul des armatures de répartition : on a une charge répartie donc :

En travée :  $A_{r_t} \geq \frac{A_t}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2/ml$  ; on choisit : 4HA8/ml = 2,01 cm<sup>2</sup>/ml.

En appuis :  $A_{r_a} \geq \frac{A_a}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,785 \text{ cm}^2/ml$  ; on choisit : 3HA8/ml = 1,51 cm<sup>2</sup>/ml.

➤ Vérification des espacements : on a FPN donc :

\* Sens principale :

En travée :  $S_t = 25cm \leq \min(3 e, 33cm) = 33cm \dots\dots\dots vérifiée.$

En appuis :  $S_t = 25cm \leq \min(3 e, 33cm) = 33cm \dots\dots\dots vérifiée.$

\* Sens secondaire :

Armature de répartition :  $S_t = 33 \text{ cm} \leq \min(4 e, 45cm) = 45cm \dots\dots\dots vérifiée.$

❖ Calcul à l'ELS :

➤ Vérification des contraintes dans le béton :

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

$$q_v^s = G + Q = 8,34 + 2,5 = 10,84 \text{ KN/ml}.$$

$$q_p^s = G + Q = 5,45 + 2,5 = 7,95 \text{ KN/ml}.$$

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.34. Vérifications de l'état limite de compression du béton :

Position	M (KN)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc}^{adm}$ (MPa)	Observation $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^{adm}$
En travée	12,60	3,6	7546,008	6,01	15	vérifiée
En appuis	-7,41	3,05	5608,771	4,02	15	vérifiée

➤ Vérification de la flèche :

$$1. \frac{e}{l} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20 \times M_{0x}}\right) \Leftrightarrow \frac{15}{340} = 0,044 \geq 0,0425 \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

$$2. \frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{4,52}{100 \times 13} = 0,0034 < 0,005 \Rightarrow \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

Les conditions ne sont pas satisfaites, donc pas besoin de vérifier la flèche.

❖ Schéma de ferrailage

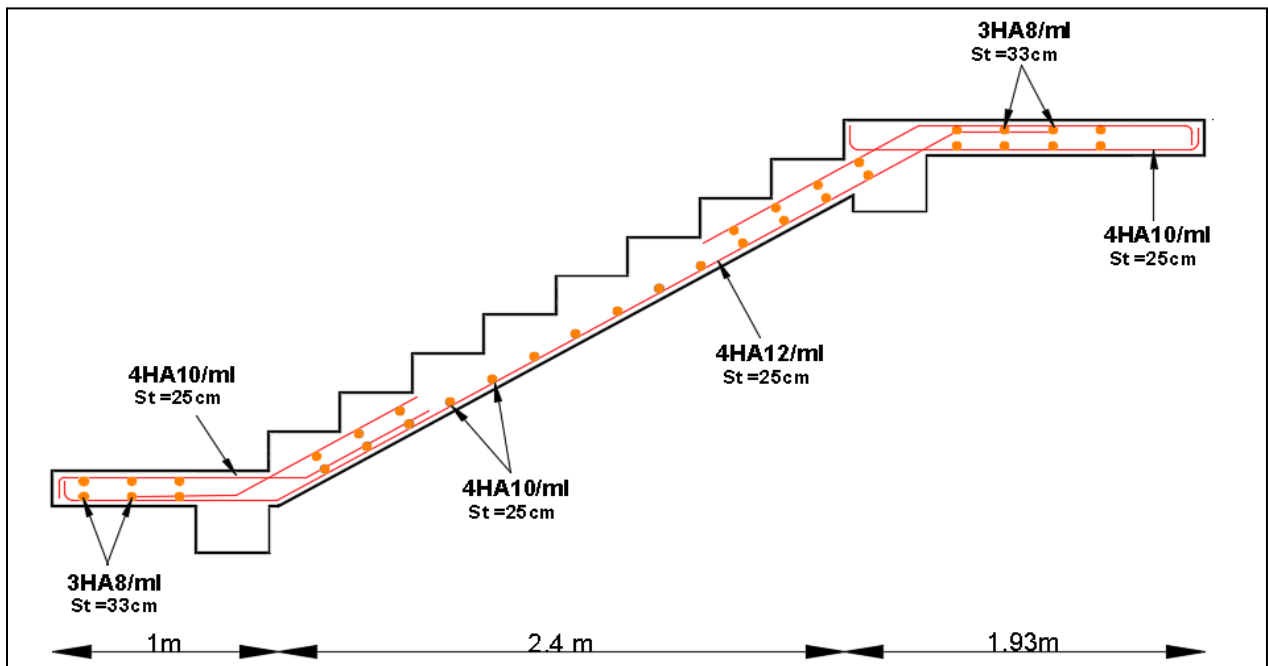


Figure III.17. Schéma de ferrailage d'une volée 1 d'étage Type 1 .

4.2. Etude de la consol :

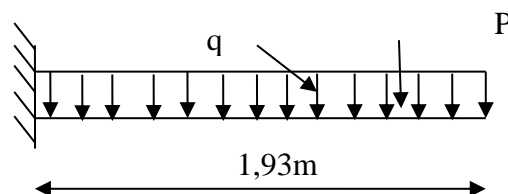


Fig III.18. schéma statique du consol

C'est une dalle sur un seul appui travaille comme une consol soumise à la flexion simple :

$$G_p = 5,45 \text{ KN/m}^2 ; \quad Q_p = 2,5 \text{ KN/m}^2 .$$

$$q_p^u = 11,11 \text{ KN/ml} \quad q_p^s = 7,95 \text{ KN/ml} .$$

✓ **Poids de mur :**

$$q_{mur} = 1,35 \times G_{mur} = 1,35 \times 2,85 = 3,84 \text{ KN/ml}$$

**a) Calcul des moments à L'ELU et L'ELS :**

$$M_u = - \left[ \frac{11,11 \times 1,93^2}{2} + 3,84 \times 1,93 \right] = -28,10 \text{ KN.m}$$

$$M_s = - \left[ \frac{7,95 \times 1,93^2}{2} + 3,84 \times 1,93 \right] = -22,21 \text{ KN.m}$$

**b) Calcul l'effort tranchant :**

$$V_u = 11,11 \times 1,93 + 3,84 = 25,28 \text{ KN}$$

$$V_s = 7,95 \times 1,93 + 3,84 = 19,18 \text{ KN}$$

**c) Ferrailage**

➤ **Ferrailage longitudinale**

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III.35.** Résultats de ferrailage du consol :

Zone	M <sub>u</sub> (KNm)	μ <sub>bu</sub>	α	Z (m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	S <sub>t</sub> (cm)
Travée	-28,10	0,117	0,155	0,122	6,61	1,56	6HA12=6,79	15

➤ **Armatures de répartition :**

$$A_r \geq \frac{A_t \text{ adopté}}{4} = \frac{6,79}{4} = 1,69 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ soit } A_r = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ et } S_t = 25 \text{ cm} .$$

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

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{25,28 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} = 0,194 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_{bu}} = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,16 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

→ Pas de risque de cisaillement, donc on aura pas besoin des armatures transversales.

➤ **Espacement des armatures :**

Armatures principales : S<sub>t</sub> = 15cm ≤ min (3 e, 33cm) = 33cm .....condition vérifiée.

Armatures secondaires : S<sub>t</sub> = 25cm ≤ min (4 e, 45cm) = 45cm.....condition vérifiée.

❖ **Calcul à l'ELS :**

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



Comme la fissuration est peu nuisible et A' est nulle, donc on ne vérifie que :

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

As = 6,79 cm<sup>2</sup>; M<sub>ser</sub> = 20,82 KN.m ; y = 4,2cm; I = 10356,864 cm<sup>4</sup>.

$$\sigma_{bc} = \frac{19,18 \times 0,042}{1,035 \times 10^{-4}} \times 10^{-3} = 7,78MPa \leq \bar{\sigma}_b = 15MPa \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

➤ Vérification de la flèche

1.  $\frac{h}{l_x} \geq \max(\frac{3}{80}; \frac{1}{20}) \Leftrightarrow \frac{0,15}{1,93} = 0,077 > 0,05 \Rightarrow$  la condition vérifiée

2.  $\frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{6,79}{100 \times 13} = 0,0052 \geq 0,005 \Rightarrow$  la condition n'est pas vérifiée

Les conditions n'est pas vérifiée , donc on doit vérifier la flèche.

Tableau III.36. Vérification de la flèche du consol :

Données (KN/m)		Moments (KN.m)		Contraintes(MPa)		Flèches(mm)	
<i>J</i>	3,75	<i>Mj</i>	6,98	<i>σstj</i>	88,74	<i>fji</i>	0,749
<i>g</i>	5,45	<i>Mg</i>	17,56	<i>σstg</i>	223,13	<i>fgi</i>	4,162
						<i>fgv</i>	7,636
<i>p</i>	7.95	<i>Mp</i>	22,21	<i>σstp</i>	282,30	<i>fpi</i>	5,892

Δf = 8,61 mm < l/250 = 7,72 mm.....la condition n'est pas vérifié

Donc on doit augmenter l'épaisseur avec e = 20 cm

On obtient les résultats suivant :

	<i>f<sub>gi</sub></i> (mm)	<i>f<sub>gv</sub></i> (mm)	<i>f<sub>ji</sub></i> (mm)	<i>f<sub>pi</sub></i> (mm)	Δf (mm)	<i>f<sub>adm</sub></i> (mm)	Observation
La consol	1,261	2,640	0,248	2,042	3,17	7,72	Vérifier

Δf = 3,17 mm < l/250 = 7,72 mm.....la condition est vérifié

Donc en prend e = 20 cm.

❖ Schéma de ferrailage

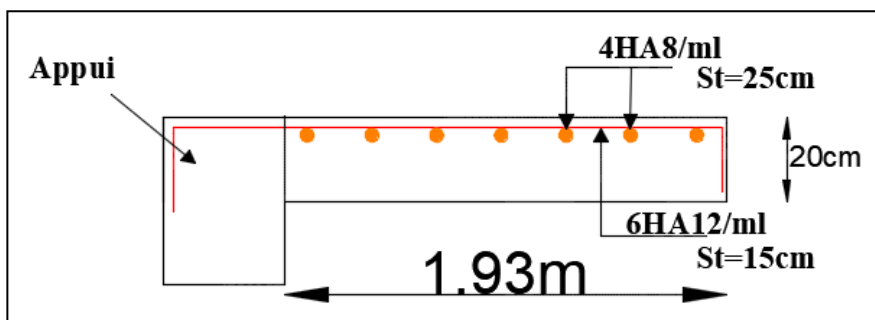


Figure III.19. Schéma de ferrailage de palier de repos.

4.3. Escaliers Type 2 :

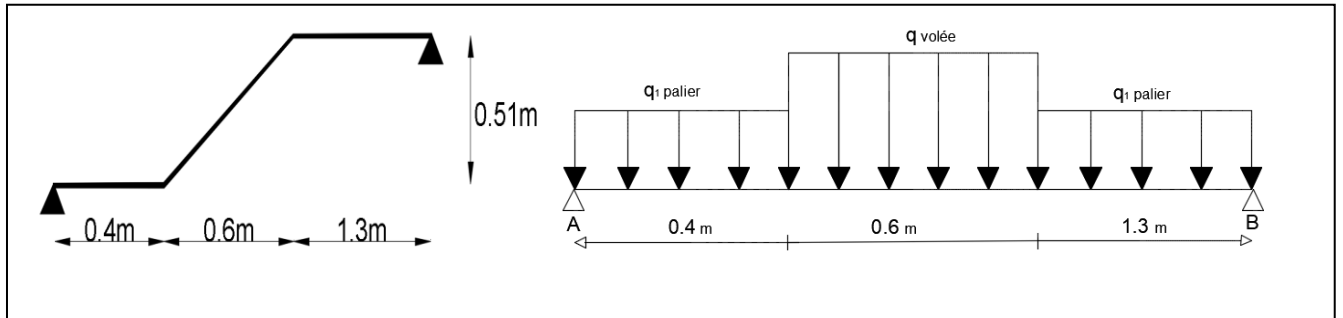


Figure III.20. Schéma de l'escalier d'une seule volée Type 2 .

❖ Les charges

Volée :  $G_v = 7,83 \text{ KN/m}^2$  ;  $Q_v = 2,5 \text{ KN/m}^2$  .

Palier :  $G_p = 4,70 \text{ KN/m}^2$  .

❖ Calcul des sollicitations :

Tableau III.37. Calcul les sollicitations de l'escalier d'une seule volée Type 2 :

Zone	$q_v$ (KN/m)	$q_p$ (KN/m)	$R_A$ (KN)	$R_B$ (KN)	$M_t^{max}$ (KN.m)	$M_{ap}^{max}$ (KN.m)	$V_u$ (KN)
ELU	14,32	10,09	13,37	12,38	5,69	3,79	13,37
ELS	10,33	7,20	9,58	8,85	4,62	2,17	12,29

❖ Ferrailage :

Le ferrailage se fera en flexion simple pour une section  $(b \times h) = (100 \times 20) \text{ cm}^2$  .les résultats sont résumés dans le tableau suivant : soit **FPN**;  $e = 12 \text{ cm}$  ;  $C = 2 \text{ cm}$ .  $d = 10 \text{ cm}$ .

Tableau III.38. Résultats de ferrailage d'escalier d'une seule volée Type 2 :

Zone	$M_u$ (KNm)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	$Z$ (m)	$A_{cal}$ ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	$A_{min}$ ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	$A_{adoptée}$ ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	$S_t$ (cm)
Travée	5,69	0,0401	0,051	0,097	1,67	1,21	3HA10=2,36	33.33
appui	3,79	0,026	0,033	0,098	1,11	1,21	3HA10=2,36	33.33

➤ Vérifications

❖ Calcul à ELU

✓ Vérification de l'effort tranchant :  $V^{max} = 13,37 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{13,37 \times 10^{-3}}{1 \times 0,10} = 0,133 \text{MPa} \leq \tau^{adm} = \frac{0,07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1,16 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

→ Pas besoin des armatures transversales

➤ **Calcul des armatures de répartition** : on a une charge répartie donc :

**En travée** :  $A_{rt} \geq \frac{A_t}{4} = \frac{2,36}{4} = 0,59 \text{ cm}^2/\text{ml}$  ; on choisit : 3HA8/ml = 1,51 cm<sup>2</sup>/ml.

**En appuis** :  $A_{ra} \geq \frac{A_a}{4} = \frac{2,36}{4} = 0,59 \text{ cm}^2/\text{ml}$  ; on choisit : 3HA8/ml = 1,51 cm<sup>2</sup>/ml.

➤ **Vérification des espacements**: on a FPN donc :

\* **Sens principale** :

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

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

\* **Sens secondaire** :

Armature de répartition :  $S_t = 33 \text{ cm} \leq \min(4 e, 45 \text{cm}) = 45 \text{cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$

❖ **Calcul à l'ELS**

➤ **Vérification des contraintes dans le béton**

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

$$q_v^s = G + Q = 9,82 + 2,5 = 12,32 \text{ KN/ml.}$$

$$q_p^s = G + Q = 4,7 + 2,5 = 7,2 \text{ KN/ml.}$$

En appliquant la méthode des sections de la même manière qu'à l'ÉLU, on aura :

- **En travée**

$$A_s = 2,36 \text{ cm}^2 ; M_{t_{ser}}^{max} = 4,62 \text{ KN.m} ; Y = 3,67 \text{cm} ; I = 11320 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{4,62 \times 0,0367}{1,132 \times 10^{-4}} \times 10^{-3} = 1,49 \text{MPa} \leq \overline{\sigma}_b = 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

- **En appui**

$$A_s = 2,36 \text{ cm}^2 ; M_{a_{ser}}^{max} = 2,17 \text{ KN.m} ; Y = 3,006 \text{cm} ; I = 7683,7 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2,17 \times 0,03}{7,6837 \times 10^{-5}} \times 10^{-3} = 0,847 \text{MPa} \leq \overline{\sigma}_b = 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

➤ **Vérification de la flèche** :

1.  $\frac{e}{l} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M'_x}{20 \times M_{0x}}\right) \Leftrightarrow \frac{12}{230} = 0,052 \geq 0,042 \Rightarrow$  la condition est vérifiée
2.  $\frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{2,36}{100 \times 10} = 0,002 < 0,005 \Rightarrow$  la condition est vérifiée

Les conditions de flèche sont vérifiées donc sa sera pas nécessaire de vérifiée la flèche.

❖ Schéma de ferrailage

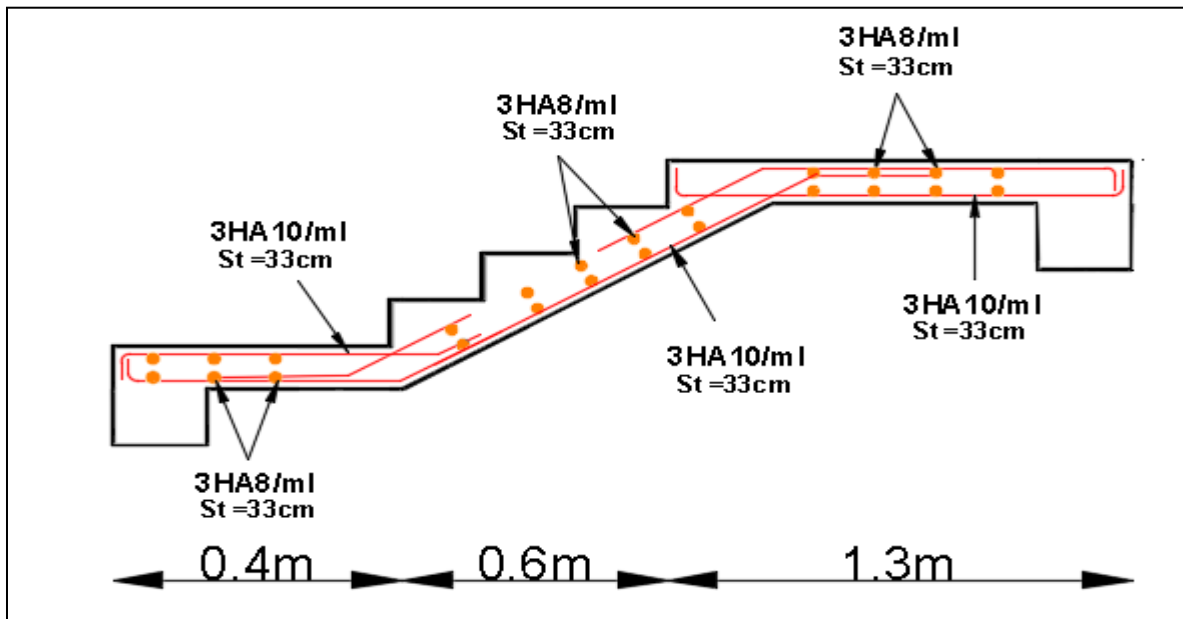


Figure III.21. Schéma de ferrailage de l'escalier d'une seule volée Type 2 .

III.5. Eude de la poutre palière :

Ona : (b×h) ↔ (30×30) cm<sup>2</sup>

La poutre palière et soumise à :

- Son poids propre :  $g_0 = 0,3 \times 0,3 \times 25 = 2,25$  KN/ml
- Charge transmise de la palliasse :  $R_B = \begin{cases} \text{ELU} : R_b = 52,47 \text{ KN/ml} \\ \text{ELS} : R_b = 37,71 \text{ KN/ml} \end{cases}$
- Charge d'exploitation :  $q_0 = 2,5 \times b = 0,75$  KN/m
- Moment de torsion :  $M_{\text{torr}} = M_B \times \frac{l}{2}$

➤ Calcul des sollicitations :

✓ Calcul à la flexion simple :

$$\text{ELU} : q_u = 1,35 \times g_0 + R_B + 1,5 \times q_0 = 56,63 \text{ KN}$$

$$\text{ELS} : q_u = g_0 + R_B + q_0 = 40,71 \text{ KN}$$

- Les moments à L'ELU :

$$\begin{cases} M_0^u = \frac{qu l^2}{8} = \frac{56,63 \times 2,85^2}{8} = 57,49 \text{ KN.m} \\ M_{tu} = 0,85 M_0 = 48,86 \text{ KN.m} \\ M_{au} = -0,5 M_0 = -28,74 \text{ KN.m} \end{cases}$$

▪ Les moments à L'ELS :

$$\begin{cases} M_0^s = \frac{qu l^2}{8} = \frac{40,71 \times 2,85^2}{8} = 41,33 \text{ KN.m} \\ M_{ts} = 0,85 M_0 = 35,13 \text{ KN.m} \\ M_{as} = -0,5 M_0 = -20,66 \text{ KN.m} \end{cases}$$

▪ L'effort tranchant :  $V_u = \frac{qu l}{2} = \frac{56,63 \times 2,85}{2} = 80,69 \text{ KN}$

➤ Ferrailage à L'ELU :

Ona : **b** = 30 cm , **h** = 30 cm , **d** = 28 cm

Tableau III.39. ferrailage de la poutre palière :

Zone	M(KN.m)	$\mu bu$	$\alpha$	Z (m)	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$
Travée	48,86	0,146	0,199	0,257	5,46	1,01
Appui	-28,74	0,086	0,112	0,267	3,09	1,01

✓ Contrainte de cisaillement en flexion simple :

$$\tau_u = \frac{Vu}{b \times d} = \frac{80,69 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,28} = 0,96 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,96 \text{ Mpa} < \overline{\tau}_u = \min(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5) = 3,33 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

✓ Armatures transversales :

On fixe  $s_t = 15 \text{ cm}$  et on calcule  $A_{trans}$  :

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq \min(0,9 d, 40 \text{ cm}) = 25,2 \text{ cm} \dots \dots \text{condition verifier.}$$

a)  $A_{trans} \geq \frac{0,4 b s_t}{f_e} \quad A_{trans} \geq 0,45 \text{ cm}^2$

b)  $A_{trans} \geq b s_t \frac{(\tau_u - 0,3 f_{t28})}{0,9 f_e} \quad A_{trans} \geq 0,4125 \text{ cm}^2$

$$A_{trans} = \max(0,45 \text{ cm}^2, 0,4125 \text{ cm}^2) \longrightarrow A_{trans} = 0,45 \text{ cm}^2$$

✓ Calcul à la torsion :

$$M_{tors} = M_B \times \frac{l}{2} = 10,34 \times \frac{2,85}{2} = 14,73 \text{ KN.m}$$

✓ Calcul des Armatures longitudinales :

$$e = \frac{\phi}{6} \longrightarrow \phi = \min(b, h) \longrightarrow e = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = (b - e) \times (h - e) \longrightarrow \Omega = 625 \text{ cm}^2$$

$$\mu = 2[(b - e) + (h - e)] = 1 \text{ m}$$

$$A_l = \frac{M_{tor} \times \mu \times \gamma_s}{2 \times f_e \times \Omega} = \frac{14,73 \times 10^{-3} \times 1 \times 1,15}{2 \times 400 \times 0,0625} = 3,38 \text{ cm}^2$$

✓ **Armatures transversales :**

$$A_{l}^{tor} = \frac{M_{tor} \times St}{2 \times f_{st} \times \Omega} = \frac{14,73 \times 10^{-3} \times 0,15}{2 \times 625 \times 10^{-4} \times 348} = 0,51 \text{ cm}^2$$

✓ **Les contraintes de cisaillement :**

$$\tau_{tor} = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{14,73 \times 10^{-3}}{2 \times 625 \times 10^{-4} \times 5 \times 10^{-2}} = 2,35 \text{ MPa}$$

On vérifie :  $\tau_{tot}^{tor} \leq \overline{\tau}_U$ .

$$\tau_{tot}^{tor} = \sqrt{\tau_u^{Fs^2} + \tau^{tor^2}} = \sqrt{(0,96)^2 + (2,35)^2} = 2,53 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{tot}^{tor} = 2,53 \text{ MPa} \leq \overline{\tau}_U = 3,33 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée, nous avons opté pour une section de (b×h) = (30×30).

➤ **Ferraillage globale :**

- **En travée :**

$$A_s^t = A_{trav}^{Fs} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 5,46 + \frac{3,38}{2} = 7,15 \text{ cm}^2 \text{ Soit } 3\text{HA}14 + 3\text{HA}12 = 8,01 \text{ cm}^2$$

- **En appui :**

$$A_s^a = A_{trav}^{Fs} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 3,09 + \frac{3,38}{2} = 4,78 \text{ cm}^2 \text{ Soit } 3\text{HA}10 + 3\text{HA}12 = 5,75 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul des Armatures transversales :**

$$A_{trans} = A_{trans}^{FS} + A_{trans}^{tor} = 0,45 + 0,51 = 0,96 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 2\text{HA}8 = 1,01 \text{ cm}^2 \text{ (un cadre + un entier)}$$

✓ **Vérification des conditions des armatures longitudinales :**

$$A_l \geq \gamma_s \frac{v}{f_e} = 1,15 \frac{80,69 \times 10^{-3}}{400} = 2,31 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 8,01 + 5,75 = 13,76 \text{ cm}^2 \geq 2,31 \text{ cm}^2 \text{ ..... Condition vérifiée}$$

✓ **Vérification à L'ELS :**

**Tableau III.40. Vérifications de l'état limite de compression du béton pour la poutre palière :**

Position	M (KN)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc}^{adm}$ (MPa)	Observation $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^{adm}$
En travée	48,86	11,49	47919,6	11,71	15	vérifiée
En appuis	-28,74	10,12	37937,9	7,66	15	vérifiée

➤ **Vérification de la flèche :**

a)  $\frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 \times M_0}\right) \Leftrightarrow \frac{30}{285} = 0,105 \geq 0,084 \Rightarrow$  la condition est vérifiée

b)  $\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{8,01}{30 \times 28} = 0,009 < 0,0105 \Rightarrow$  la condition est vérifiée

c)  $L = 2,85\text{m} < 8\text{m}$  la condition est vérifiée.

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire car les conditions sont observées.

➤ **Le schéma de ferrailage**

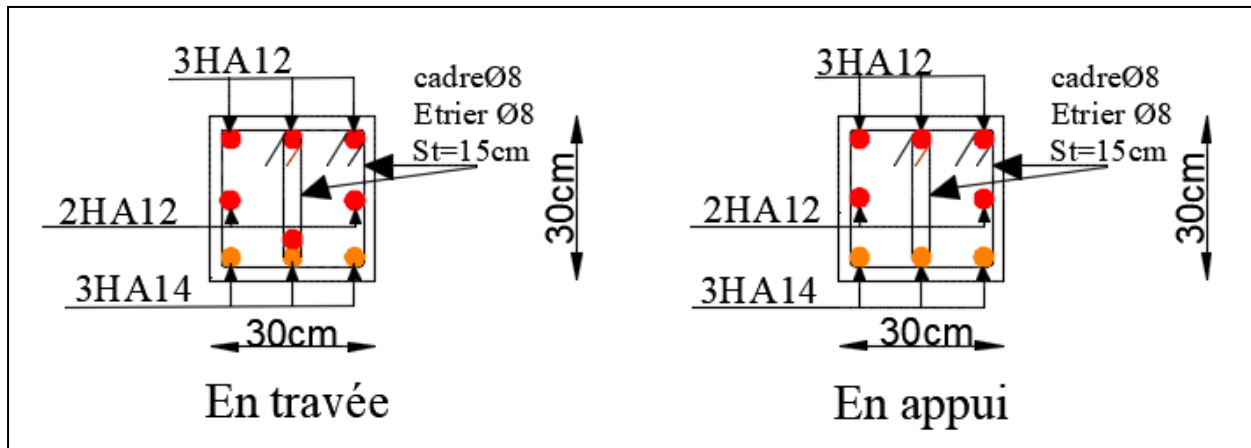


Figure III.22. Ferrailage de la Poutre palière .

**III.6. Etude de la poutre de chaînages :**

➤ **Calcul des sollicitations :**

La poutre de chaînage qu'on va étudier est celle au niveau de l'étage courant elle soumise aux chargements suivant :

$G_{\text{plancher}} = 5,21 \text{ KN/m}^2$  ;  $Q_{\text{plancher}} = 1,5 \text{ KN/m}^2$ .  $L_{\text{pch}} = 4,3 \text{ m}$

**Poids propre de la poutre :**  $G_p = 25 \times 0,35 \times 0,3 = 2,625 \text{ KN/ml}$ .

**Poids du plancher :**  $G_{\text{plancher}} = 5,21 \times \frac{0,65}{2} = 1,693 \text{ KN/ml}$ .

✓ **Combinaison de Charge :**

**ELU :**  $q_u = 1,35 \times (1,693 + 2,625) + 1,5 \times 1,5 = 8,07 \text{ KN/ml}$

**ELS :**  $q_s = (1,693 + 2,625) + 1,5 = 5,81 \text{ KN/ml}$

✓ **Calcul à ELU :**

$M_u = q_u \frac{L_{\text{max}}^2}{8} = 18,65 \text{ KN.m}$  ;  $M_t^u = 0,85 \times M_u = 15,85 \text{ KN.m}$

$M_a^u = -0,5 \times M_u = -9,32 \text{ KN.m}$  ;  $V_u = q_u \times \frac{L_{\text{max}}}{2} = 17,35 \text{ KN}$ .

✓ **Calcul à ELS :**

$$M_s = q_s \frac{L_{max}^2}{8} = 13,42 \text{KN.m} ; M_t^s = 0,85 \times M_s = 11,40 \text{KN.m}$$

$$M_a^s = -0,5 \times M_s = -6,71 \text{KN.m}$$

➤ **Ferraillage :**

Le calcul des armateurs se fait à la flexion simple et les résultats sont résumés dans le tableau suivant : on a FPN on adopté d=33cm.

**Tableau III.41.** Ferraillage longitudinales de la poutre de chainage.

Position	M <sub>u</sub> KN.m	μ <sub>bu</sub>	α	Z (m)	A <sub>Cal</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>Choisit</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)
En travée	15,85	0,034	0,043	0,324	1,41	1,19	3HA10=2,36
En appuis	9,32	0,020	0,025	0,326	0,82	1,19	3HA10=2,36

➤ **Vérifications à ELU :**

✓ **Effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{17,35 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,33} = 0,175 \text{MPa} < \overline{\tau_u} = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5\right) = 3,33 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Calcul des armatures transversales :**

Selon le (Art A.7.2,2) BAEL91/99 :  $\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) = 10 \text{mm}$ .

Soit un cadre HA8 plus un étrier HA8  $\Rightarrow A_t = 4HA8 = 2,01 \text{cm}^2$ .

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

- 1)  $S_t \leq \min(0,9d, 40 \text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 29,7 \text{cm}$ .
- 2)  $S_t \leq \frac{A_t \times 0,8 \times f_e}{b(\tau_u - 0,3f_{t28})} \Rightarrow S_t \leq 0 \text{cm}$ .
- 3)  $S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b} \Rightarrow S_t \leq 67 \text{cm}$ .

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

on prend  $S_t = 15 \text{cm}$ .

➤ **Vérification à l'ELS**

**Tableau III.42.** Vérifications des états limites de compression du béton de la poutre chainage :

Zone	M <sub>ser</sub> (KN.m)	Y (cm)	I(cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> <sup>adm</sup> (MPa)	OBS
En travée	11,40	7,72	27224,37	3,23	15	vérifier
En appuis	6,71	7,72	27224,37	1,90	15	vérifier



➤ Vérification de la flèche :

a)  $\frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 \times M_0}\right) \Leftrightarrow \frac{35}{430} = 0,081 < 0,084 \Rightarrow$  la condition n'est pas vérifiée

b)  $\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{2,36}{30 \times 33} = 0,002 < 0,0105 \Rightarrow$  la condition est vérifiée

c)  $L = 4,3m < 8m$  la condition est vérifiée.

La première condition n'est pas satisfaite, donc on doit vérifier la flèche.

Tableau III.43. Vérification de la flèche pour la poutre chaînage :

Données (KN/m)		Moments (KN.m)		Contraintes(MPa)		Flèches(mm)	
<i>J</i>	4,48	<i>M<sub>j</sub></i>	7,86	<i>σ<sub>stj</sub></i>	109,47	<i>f<sub>ji</sub></i>	0,889
<i>g</i>	9,85	<i>M<sub>g</sub></i>	17,30	<i>σ<sub>stg</sub></i>	240,96	<i>f<sub>gi</sub></i>	4,76
						<i>f<sub>gv</sub></i>	9,24
<i>p</i>	10,83	<i>M<sub>p</sub></i>	19,02	<i>σ<sub>stp</sub></i>	264,92	<i>f<sub>pi</sub></i>	6,02

$\Delta f = 9,61 \text{ mm} \geq 1/500 = 8,6 \text{ mm} \dots$  la condition n'est pas vérifiée.

Donc on doit augmenter la section avec  $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}$ .

On obtient les résultats suivant :

	<i>f<sub>gi</sub></i> (mm)	<i>f<sub>gv</sub></i> (mm)	<i>f<sub>ji</sub></i> (mm)	<i>f<sub>pi</sub></i> (mm)	$\Delta f$ (mm)	<i>f<sub>adm</sub></i> (mm)	Observation
<b>Poutre de chaînage</b>	1,84	4,58	0,59	2,62	4,77	8.6	Vérifier

$\Delta f = 4,77 \text{ mm} \leq 1/500 = 8,6 \text{ mm} \dots$  la condition est vérifiée .

➤ Le schéma de ferrailage

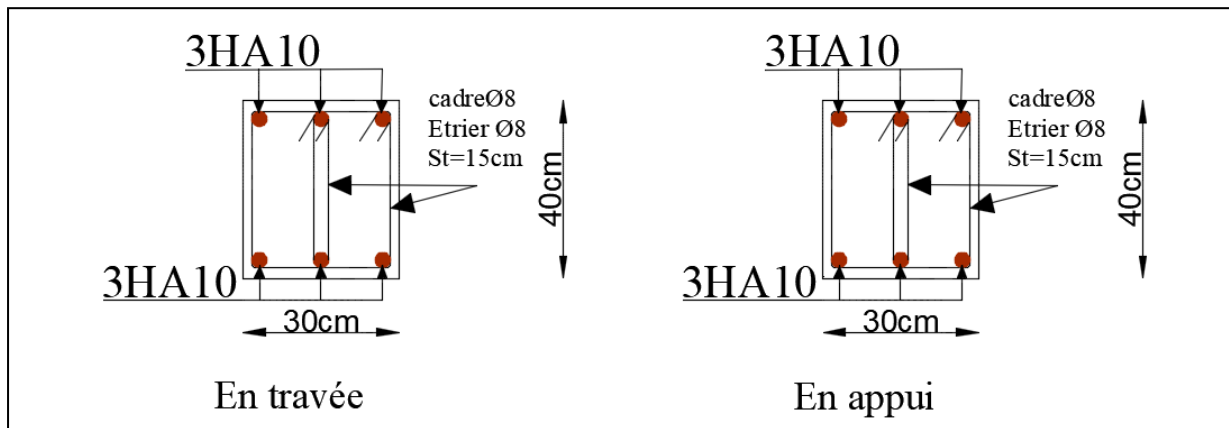


Figure III.23. Ferrailage de la Poutre de chaînage.

**III.7. Conclusion :**

Le but de ce chapitre est la détermination des sections d'acier nécessaire pour reprendre les charges revenant aux éléments secondaires, avec toutes les vérifications nécessaires tout en respectant les règles données par le BAEL91/99 et le RPA99/2003. Ces éléments ont été étudiés et ferrailés.

# **Chapitre IV**

**Etude Dynamique**

**IV.1 Introduction :**

L'étude sismique d'une structure vise à assurer une protection des constructions vis à vis des effets des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés, tout en satisfaisant les trois aspects essentiels de la conception qui sont : la résistance, l'aspect architectural et l'économie.

Cet objectif ne peut être atteint qu'avec un calcul adéquat tout en respectant la réglementation en vigueur. L'étude a été faite avec robot analyse structural2018, qui est un logiciel de calcul et d'analyse des structures par la méthode des éléments finis.

**IV.2 Méthodes de calcul :**

Les règles parasismiques algérienne (*RPA99/Version2003*) donnent deux méthodes de calcul :

1. Méthode statique équivalente.
2. Méthode dynamique :
  - La méthode d'analyse modale spectrale.
  - La méthode d'analyse par Accélérogrammes.

**IV 3. Méthode choisit :**

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise. La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée dans tous les cas, tous en justifiant auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées.

Notre structure n'est pas régulière en plan, ainsi les conditions complémentaires de *RPA99/Version 2003* art(4.1.2)  $H_{\text{structure}} > 23\text{m}$ .

Donc les conditions d'application de la méthode statique équivalent n'est pas satisfait ; ci pourquoi on adopte la méthode d'analyse modale spectrale.

**IV.4. Calcul de la force sismique totale (effort tranchant à la base) :**

L'effort sismique équivalent « V » appliqué à la base de la structure dans les deux directions est donné par la formule suivante :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \dots\dots\dots \text{Article 4.2.3 (RPA99/Version 2003)}$$

A : Coefficient d'accélération de zone.

D'après le tableau 4.1 de *RPA99/Version 2003* et suivant notre structure on aura :

- Groupe d'usage : 2(moyen importance)

- zone sismique :IIa ⇒ A=0.15

D : facteur d’amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d’amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases}$$

Avec : η : Facteur de correction de l’amortissement, donnée par la formule suivant :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7 \text{ Avec } \xi : \text{ Pourcentage d’amortissement critique donner par le Tableau 4.2 de}$$

$$\text{RPA99/Version2003} \Rightarrow \xi = 8.5\% \Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2+8.5}} = 0.81$$

T1 et T2: période caractéristique relative au sol, est donnée par le tableau 4.7(RPA99/version 2003)

On a site ferme (S3) donc  $\begin{cases} T1 = 0.15s \\ T2 = 0.5s \end{cases}$

➤ **Estimation de la période fondamentale de la structure T**

Pour une structure contreventée partiellement par des voiles en béton armé, la période fondamentale est donnée par le minimum des deux expressions du RPA99/Version2003 suivantes :

$$\begin{cases} T = C_T \times h_N^{\frac{3}{4}} \\ T = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L}} \end{cases}$$

**Avec :**

h<sub>N</sub> :Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu’au dernier niveau **h<sub>N</sub> = 27,88m.**

C<sub>T</sub> : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage donnée par le tableau 4.6 du RPA99 addenda 2003.

Le contreventement étant assuré partiellement par des voiles en béton armé, C<sub>T</sub> = 0,05.

$$T = 0.05 \times (27,88)^{\frac{3}{4}} = 0.606s \dots \dots \dots (I)$$

$$\text{et } T_{x,y} = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{L_{x,y}}}$$

L<sub>X, Y</sub> : Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

L<sub>x</sub>=28,65m ; étant la dimension du bâtiment selon le sens x.

L<sub>y</sub>= 18,50m ; étant la dimension du bâtiment selon le sens y.

- Calcul de la période suivant l'axe longitudinal (x) :

$$T_x = \frac{0.09 \times 27.88}{\sqrt{28.65}} = 0.468s \dots \dots \dots (II)$$

Entre (I) et (II) on prend le minimum défavorable : Tx=0,468s

- Calcul de la période suivant l'axe transversal (y) :

$$T_y = \frac{0.09 \times 27.88}{\sqrt{18.50}} = 0,583s \dots \dots \dots (III)$$

Entre (I) et (III) on prend le minimum défavorable : Ty=0,583s

D'après RPA99/Version2003 art(4.2.4.4) la période fondamentale statique T doit être majorée de 30% soit :  $\begin{cases} T_{sx} = 1.3 \times 0.468 = \mathbf{0.60s} \\ T_{sy} = \mathbf{0.583s} \end{cases}$

$$T_2 = 0.5 s < T_{sx} \leq 3 s \Rightarrow D_x = 2.5\eta\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times 0.81 \times \left(\frac{0.5}{0.6}\right)^{\frac{2}{3}} \Rightarrow D_x = 1,79$$

$$T_2 = 0.5 s < T_{sy} \leq 3 s \Rightarrow D_y = 2.5\eta\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times 0.81 \times \left(\frac{0.5}{0.583}\right)^{\frac{2}{3}} \Rightarrow D_y = 1,82$$

Q :facteur de qualité

$$Q = 1 + \sum_{i=1}^6 P_q \text{ avec : } P_q \text{ est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité } q \text{ " est satisfait}$$

ou non". Sa valeur est donnée au tableau 4.4 de RPA99/ Version 2003

**Tableau IV.1.** Valeurs des pénalités Pq

Critère Q	Valeurs de Pq Selon x-x		Valeurs de Pq Selon y-y	
	Observation	Pénalité	Observation	Pénalité
1) Condition minimale des files porteuses	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 la qualité des matériaux	Non	0.05	Non	0.05
6) Contrôle de la qualité de la construction	Oui	0	Oui	0

$$\text{Ce qui donne } Q_x = 1,2 \\ Q_y = 1,2$$

R : Coefficient de comportement global de la structure, fonction du système de contreventement.il est donné dans le tableau 4.3 (RPA99/ Version 2003). (Dans ce projet on a un contreventement mixte ⇒R=5

W : poids total de la structure.

Calcul du poids total de la structure

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{Avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$\beta$  : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la charge d'exploitation

$$\beta = \begin{cases} 0.2 & \text{pour les étages à usage d'habitation.} \\ 0.6 & \text{pour les étages à usage commercial.} \end{cases} \dots\dots\dots \text{Tableau 4.5 du RPA99/}$$

Version2003

$W_{Gi}$  : Poids dû aux charges permanentes et à celle des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

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

A partir des résultats du logiciel robot structural analysis2018 on a trouvé :

$$W_{tot} = 36173,20KN.$$

Après calcul de tous les paramètres on à la force sismique totale à la base de la structure est :

$$\text{sens X : } V_x = \frac{A \times D_x \times Q_x}{R} \times W = 2331,00KN$$

$$\text{Sens Y : } V_y = \frac{A \times D_y \times Q_y}{R} \times W = 2370,06KN$$

**IV.5 Méthode dynamique modale spectrale :**

**5.1 Principe :**

Le principe de cette méthode est d'estimer les efforts sismiques engendrer pour chaque une des modes ainsi établir un spectre de réponse en se servant des expressions suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) \times \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99/ Version 2003(4.3.3)}$$

Avec :  $\eta$  : Facteur de correction d'amortissement.

Le spectre de réponse obtenu est représenté dans la figure suivantes :

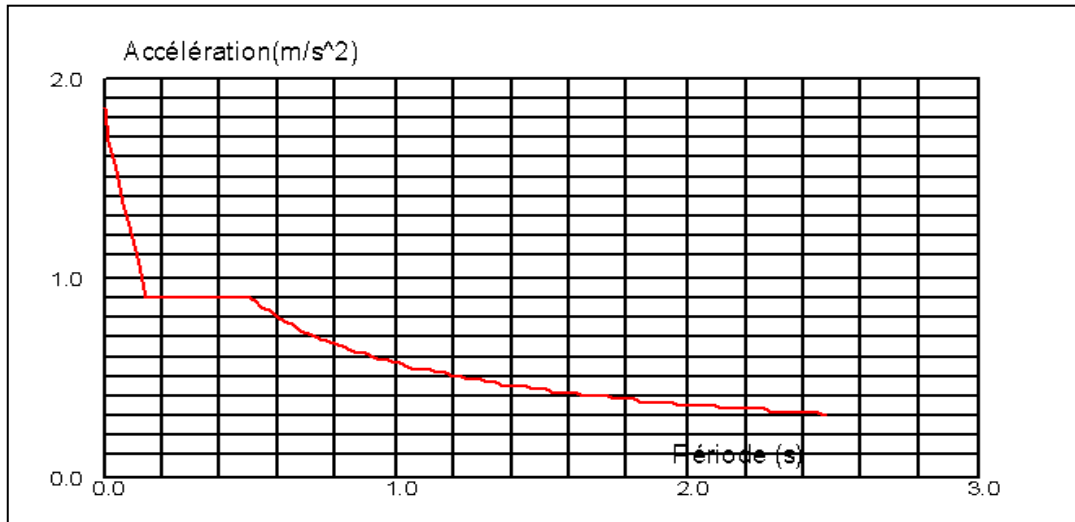


Figure IV.1 Schéma de spectre de réponse .

5. 2. Disposition des voiles :

Après plusieurs essais de disposition des voiles, et de modification des dimensions des éléments et des voiles, afin d’aboutir à un meilleur comportement de la construction en satisfaisant à la fois les contraintes architecturales ainsi que les exigences de RPA99/2003, cette disposition nous a permis d’éviter un mode de torsion au premier mode et répondre favorablement aux conditions du RPA99 /2003, on a opté pour la disposition Suivante :

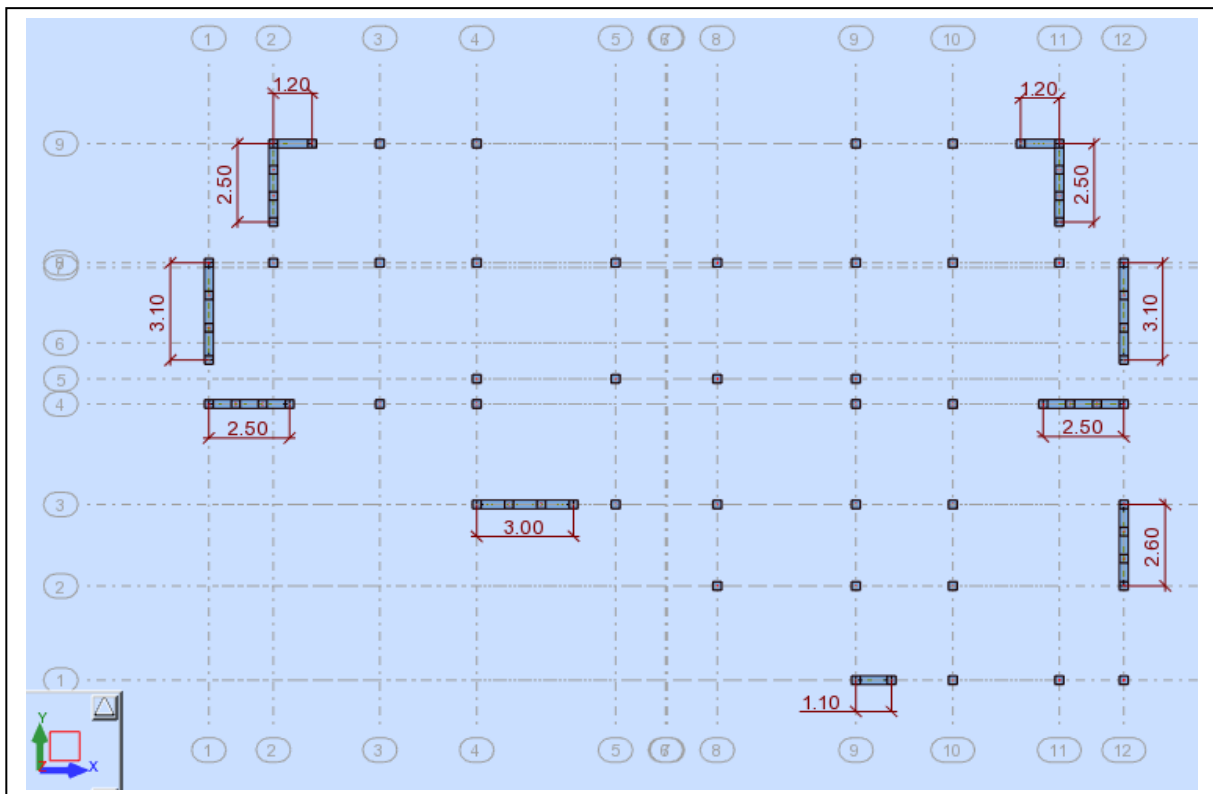


Figure IV.2 Schéma de dispositions des voiles.



5.3. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par robot2018 :

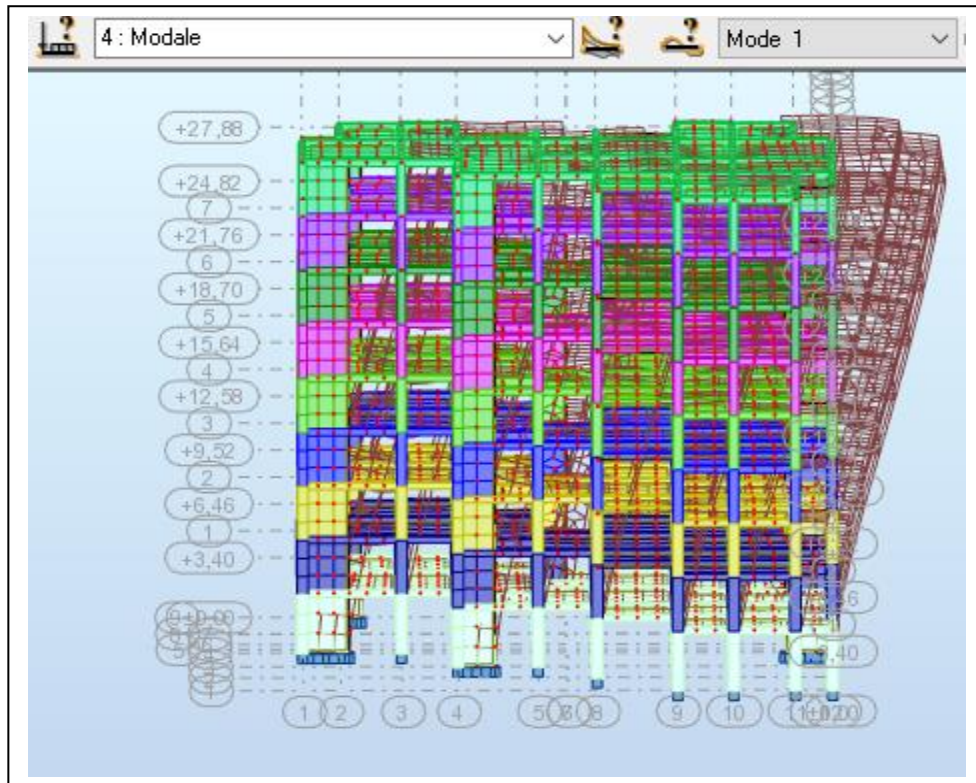


Figure IV.3 1<sup>ère</sup> mode de déformation (translation suivant x-x)

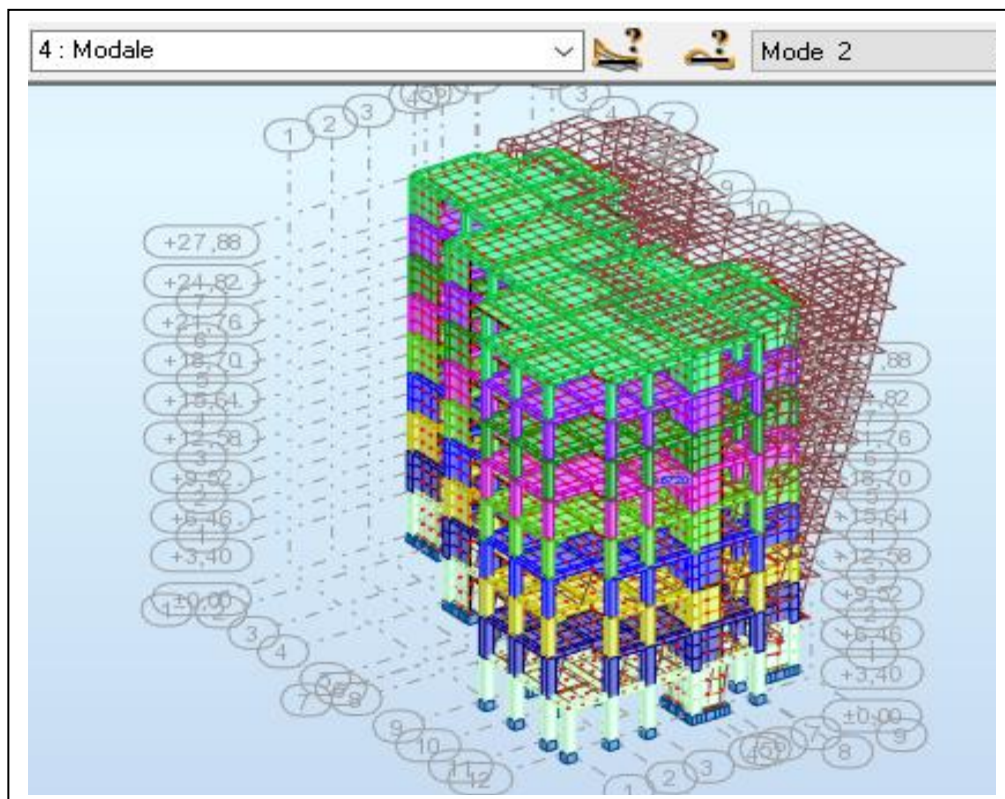


Figure IV.4 2<sup>ème</sup> mode de déformation (translation suivant y-y)

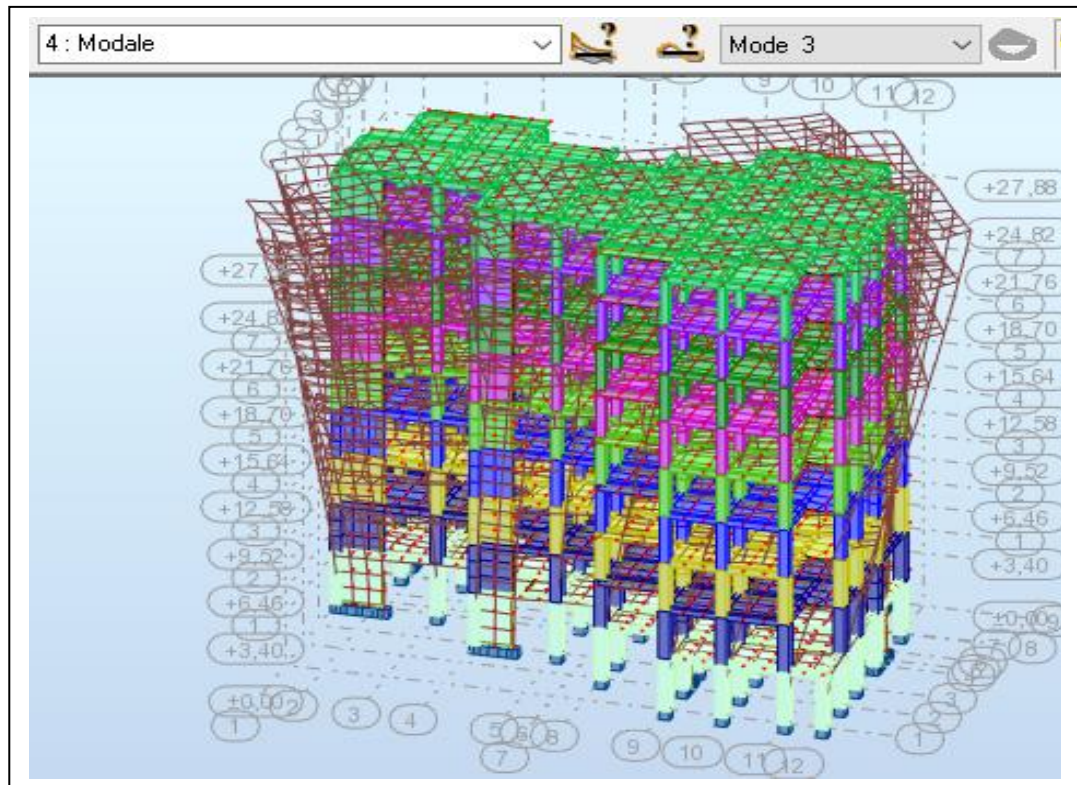


Figure IV.5 3<sup>ème</sup> mode de déformation (torsion au tour de z-z)

**5.4 Vérification de la résultante des forces sismiques**

En se référant à l'article 4-3-6 du RPA99/Version2003, le rapport des forces sismiques à la base obtenue  $V_{dy} / V_{st}$  ne doit pas être inférieure à 80%., ces rapports est résumé dans le tableau suivant :

**Tableau IV.2** Vérification de l'effort tranchant à la base

Sens	$V_{dyn}$ (KN)	$V_{st}$ (KN)	$0,8V_{st}$	Résultat	Observation
X-X	1864,89	2331,00	1864,80	$V_{dyn} > 0,8V_{st}$	<i>vérifiée</i>
Y-Y	1908,04	1896,05	1896,05	$V_{dyn} > 0,8V_{st}$	<i>vérifiée</i>

**Interprétation des résultats :**

**Sens x-x :** la condition de l'effort tranchant est vérifié .

**Sens y-y :** la condition de l'effort tranchant est vérifié .

**a) Périodes de vibration et taux de participation des masses modales :**

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le RPA99-2003 doit être supérieur à 90% .le tableau suivant donne la participation massique pour chaque mode :

**Tableau IV.3** Période de vibration et taux de participation massique.

Mode	Période [sec]	Mode individuel (unîtes)		Somme Cumulée	
		UX [%]	UY [%]	UX [%]	UY [%]
<i>1</i>	0,73	68,94	0,46	68,94	0,46
<i>2</i>	0,69	0,48	67,29	69,42	67,74
<i>3</i>	0,51	0,00	0,04	69,42	67,78
<i>4</i>	0,23	15,00	0,01	84,42	67,79
<i>5</i>	0,20	0,01	16,41	84,43	84,20
<i>6</i>	0,15	0,02	0,01	84,45	84,21
<i>7</i>	0,11	6,57	0,00	91,02	84,21
<u><i>8</i></u>	0,09	0,00	7,03	<b>91,02</b>	<b>91,24</b>

**Interprétation des résultats :**

- ✓ Ce modèle présente une période fondamentale  $\begin{cases} T_x = 0,73s \\ T_y = 0,69s \end{cases}$
- ✓ Les 1<sup>er</sup> et 2<sup>eme</sup> modes sont des modes de translation selon x-x et y-y respectivement
- ✓ Le 3<sup>eme</sup> mode est un mode de rotation selon z-z.
- ✓ On doit retenir les 8 premiers modes, pour que la masse modale atteigne les 90% (selon le RPA99/2003).

**5.5 vérification des résultats selon R.P.A 99/ Version 2003 :**

**5.5.1 Vérification de l'interaction voiles portiques :**

**5.5.1.1 Sous charges verticales :**

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous

**Tableau IV.4** Vérification de l'interaction sous charges verticales

Étages	Portique (KN)	Voiles(KN)	Portique (%)	Voiles(%)
<i>ENTRE-SOL</i>	34670,3	6634,67	83,937	16,063
<i>RDC</i>	29700,31	5376,55	84,672	15,328
<i>1<sup>er</sup> étage</i>	25370,59	5053,98	83,388	16,612

<i>2<sup>ème</sup> étage</i>	21207,7	4705,92	81,84	18,16
<i>3<sup>ème</sup> étage</i>	17498,26	3987,59	81,441	18,559
<i>4<sup>ème</sup> étage</i>	13705,37	3402,7	80,111	19,889
<i>5<sup>ème</sup> étage</i>	10239,76	2564,95	79,969	20,031
<i>6<sup>ème</sup> étage</i>	6738,27	1807,2	78,852	21,148
<i>7<sup>ème</sup> étage</i>	3524,29	829,96	80,939	19,061

**Interprétation des résultats :** Les résultats obtenus montrent que l'interaction voile portique est vérifiée sous chargement vertical pour tous les étages sauf l'étage avant dernier .

**5.5.1.2 Sous charges horizontales :**

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau IV.5** Vérification de l'interaction sous charges horizontales

Etages	Sens x-x				Sens y-y			
	Portique (KN)	Voiles (KN)	P(%)	V(%)	Portique (KN)	Voiles (KN)	P(%)	V(%)
<i>ENTRE-sol</i>	857,6	1007,29	45,987	54,013	686,07	1221,98	35,957	64,043
<i>RDC</i>	852,9	958,27	47,091	52,909	517,92	1332,54	27,989	72,011
<i>1<sup>er</sup> étage</i>	899,37	819,59	52,321	47,679	593,02	1163,17	33,767	66,233
<i>2<sup>ème</sup> étage</i>	818,8	777,86	51,282	48,718	543,50	1092,14	33,229	66,771
<i>3<sup>ème</sup> étage</i>	869,05	576,12	60,135	39,865	590,68	895,55	39,744	60,256
<i>4<sup>ème</sup> étage</i>	666,28	589,5	53,057	46,943	457,77	837,10	35,353	64,647
<i>5<sup>ème</sup> étage</i>	662,14	369,81	64,164	35,836	471,07	596,23	44,137	55,863
<i>6<sup>ème</sup> étage</i>	429,62	347,95	55,252	44,748	309,52	499,90	38,24	61,76
<i>7<sup>ème</sup> étage</i>	434,22	29,02	93,735	6,265	346,10	140,74	71,091	28,909

**Interprétation des résultats :** Les résultats obtenus montrent que l'interaction voile portique est vérifiée sous chargement horizontal pour tous les étages.

**5.5.3 Vérification vis-à-vis des déplacements :**

Le déplacement horizontal à chaque niveau *K* de la structure est calculé par :



$\delta_k = R \times \delta_{ek}$  .....RPA99/version2003 (Article 4.4.3)

$\delta_{ek}$  :Déplacement dû aux forces  $F_i$ .

R: Coefficient de comportement(R=5).

Le déplacement relatif au niveau  $K$  par rapport au niveau  $K-1$  est égal à :  $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Le RPA99/2003 (art 5.10) exige que le déplacement relatif soit inférieur à 1% de la hauteur de l'étage,

C.à.d. :  $\Delta_k < 1\% \times h_e$  ; Avec :  $h_e$  la hauteur de l'étage.

**Remarque :**

Il ne faut pas multiplier les valeurs de  $\delta_k$  par le coefficient R , parce que Ceci est déjà fais dans le logiciel robot

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.6** Vérification des déplacements.

Niveaux	$h_k$ (cm)	Sens x-x				Sens y-y			
		$\delta_k$ (cm)	$\delta_{k-1}$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	$\Delta_k/h_k$ (%)	$\delta_k$ (cm)	$\delta_{k-1}$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	$\Delta_k/h_k$ (%)
<i>Entre-sol</i>	340	0,37	0	0,37	0,0010	0,30	0	0,30	0,0008
<i>RDC</i>	306	1,00	0,37	0,63	0,0020	0,84	0,30	0,54	0,0017
<i>1<sup>er</sup> étage</i>	306	1,78	1,00	0,78	0,0025	1,52	0,84	0,68	0,0022
<i>2<sup>ème</sup> étage</i>	306	2,64	1,78	0,86	0,0028	2,31	1,52	0,79	0,0025
<i>3<sup>ème</sup> étage</i>	306	3,51	2,64	0,87	0,0028	3,13	2,31	0,82	0,0026
<i>4<sup>ème</sup> étage</i>	306	4,38	3,51	0,87	0,0028	3,96	3,13	0,83	0,0027
<i>5<sup>ème</sup> étage</i>	306	5,18	4,38	0,80	0,0026	4,75	3,96	0,79	0,0025
<i>6<sup>ème</sup> étage</i>	306	5,93	5,18	0,75	0,0024	5,50	4,75	0,75	0,0024
<i>7<sup>ème</sup> étage</i>	306	6,59	5,93	0,66	0,0021	6,20	5,50	0,7	0,0022

**Interprétation des résultats :**

D'après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

Sens (x - x):  $\Delta_{kmax} = 0,0087m < 1\% \times h_e = 0.0306$ .....Vérifiée

Sens (y - y) :  $\Delta_{kmax} = 0,0083m < 1\% \times h_e = 0.0306$ .....Vérifiée

**5.5.4 Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :**

L'effet P-Δ (effet de second ordre) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement. Il peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_k} \leq 0,1 ; \text{ Tel que :}$$

$p_k$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau « k » avec  $p_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$

$v_k$  : Effort tranchant d'étage de niveau « k ».

$\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

$h_k$  : Hauteur de l'étage « k ».

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau IV.7** Vérification à L'effet P-Δ.

Niveaux	$h_k$ (cm)	$P_k$ (KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			$\Delta_k$ (cm)	$V_k$ (KN)	$\theta_k$	$\Delta_k$ (cm)	$V_k$ (KN)	$\theta_k$
<i>Entre-sol</i>	340	41304,97	0,37	1864,89	0,024	0,30	1908,06	0,019
<i>RDC</i>	306	35076,86	0,63	1811,18	0,039	0,54	1850,46	0,033
<i>1<sup>er</sup> étage</i>	306	30424,57	0,78	1718,96	0,045	0,68	1756,19	0,038
<i>2<sup>ème</sup> étage</i>	306	25913,61	0,86	1596,66	0,045	0,79	1635,64	0,040
<i>3<sup>ème</sup> étage</i>	306	21485,85	0,87	1445,18	0,042	0,82	1486,23	0,038
<i>4<sup>ème</sup> étage</i>	306	17108,06	0,87	1255,78	0,038	0,83	1294,87	0,035
<i>5<sup>ème</sup> étage</i>	306	12804,71	0,80	1031,95	0,032	0,79	1067,29	0,030
<i>6<sup>ème</sup> étage</i>	306	8545,46	0,75	777,57	0,026	0,75	809,42	0,025
<i>7<sup>ème</sup> étage</i>	306	4354,25	0,66	463,25	0,020	0,7	486,84	0,020

**Interprétation des résultats :** On remarque que les valeurs de  $\theta_k$  inférieur à 0.1 donc l'effet (P-Δ) n'a pas d'influence sur la structure est peut-être négliger.

**5.5.5 Vérification de l'effort normal réduit :** Pour éviter le risque de rupture de la section du béton, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :  $v = \frac{Nd}{B \times F_{cJ}} \leq 0,3$  .....RPA99/version 2003(Art : 7.4.3.1). l'effort sera vérifier à ELA.

$N_d$  : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton

$B_c$  : est l'aire (section brute) de cette dernière

$f_{cj}$  : est la résistance caractéristique du béton

**Tableau IV.8** Vérification de l'effort normal réduit

Niveaux	$B_r$ (cm <sup>2</sup> )	$N_d$ (KN)	$\nu$	Observation
<i>Entre- sol</i>	55×55	2008,59	0,26	<i>Vérifiée</i>
<i>RDC</i>	55×55	1856,20	0,24	<i>Vérifiée</i>
<i>1er étage</i>	50×50	1570,51	0,25	<i>Vérifiée</i>
<i>2<sup>ème</sup> étage+3<sup>ème</sup> étage</i>	45×45	1291,42	0,25	<i>Vérifiée</i>
<i>4<sup>ème</sup> étage+5<sup>ème</sup> étage</i>	40×40	781,61	0,19	<i>Vérifiée</i>
<i>6<sup>ème</sup> étage+7<sup>ème</sup> étage</i>	35×35	360,86	0,11	<i>Vérifiée</i>

**Interprétation des résultats** : On remarque que l'effort est vérifié dans tous les étages.

## VI.6. Conclusion :

La modalisation avec logiciel de calcul **robot structural analysis2018**, nous a permis de faire une étude tridimensionnelle dans le but de faciliter les calculs, et d'avoir un modèle meilleur qui se rapproche du comportement réel de la structure. Ainsi que la vérification à la fois des conditions de R.PA nous a poussé à faire un redimensionnement des éléments structuraux.

A la fin on a opté pour les dimensions suivantes :

Poutre principale (30×40) cm<sup>2</sup>; Poutre secondaire (30×35)cm<sup>2</sup>

Poteaux d'entre- sol et R.D.C (55×55) cm<sup>2</sup>

Poteaux de 1<sup>er</sup> étage (50×50) cm<sup>2</sup>

Poteaux de 2<sup>ème</sup> et 3<sup>ème</sup> étage (45×45) cm<sup>2</sup>

Poteaux de 4<sup>ème</sup> et 5<sup>ème</sup> étage (40×40) cm<sup>2</sup>

Poteaux de 6<sup>ème</sup> et 7<sup>ème</sup> étage (35×35) cm<sup>2</sup>

Pour les voiles ;  $e = 15\text{cm}$

# Chapitre V

**Etude des éléments principaux**



## V.1 Introduction :

Une construction résiste aux séismes grâce à ces éléments principaux porteurs. Pour cela ces éléments doivent être suffisamment dimensionnés et ferrillés, de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre toutes les sollicitations.

**Remarque :** Dans le logiciel, la convention de signes pour les éléments barres est basée sur la convention des forces sectorielles. Suivant cette règle, le signe des efforts sectoriels est le même que celui des forces nodales positives appliquées à l'extrémité de l'élément produisant les mêmes effets (il s'agit des efforts dont l'orientation est conforme à l'orientation des axes du système local). Par conséquent, **les efforts de compression sont positifs et les efforts de traction sont négatifs. Les moments fléchissant positifs MY provoquent la traction des fibres de la poutre se trouvant du côté négatif de l'axe local z. Les moments fléchissant positifs MZ provoquent la traction des fibres de la poutre se trouvant du côté positif de l'axe local « y ».**

Pour la convention de signes décrite, les sens positifs des efforts et des moments ont été représentés de façon schématique sur la figure ci-dessous.

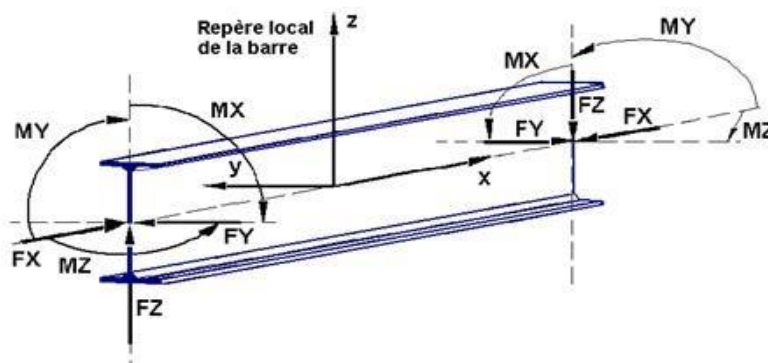


Figure V.1 . Schéma de la convention des signes des efforts et des moments.

## V.2 Etude des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les charges à la base de la structure. Ils sont soumis à des efforts normaux et moments fléchissant en tête et à la base dans les deux sens. Leurs ferrillages se fait à la flexion composée selon les sollicitations les plus défavorables .

Les combinaisons utilisées pour déterminées ces sollicitations sont :

$$\begin{aligned}
 & * 1.35G + 1.5Q \quad ; \quad * G + Q \\
 & * G + Q \pm E \quad ; \quad * 0.8G \pm E
 \end{aligned}$$

**2.1 Recommandations du RPA99.V2003 :**

**a. Les armatures longitudinales :**

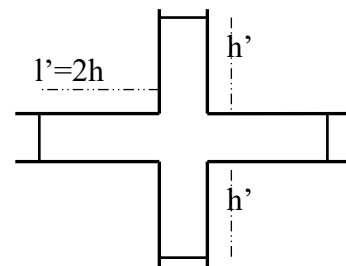
- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal sera de :  $0.8 \% \times b_1 \times h_1$  en zone II.
- Leur pourcentage maximal sera de :
  - 4 % en zone courante.
  - 6 % en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12mm.
- 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 (IIa).
- 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.2** Zone nodale.

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du **RPA99** sont apportées dans le tableau suivant :

**Tableau V.1.** Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.

Niveau	Section du poteau (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> RPA (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> RPA (cm <sup>2</sup> )	
			Zone courante	Zone de recouvrement

<i>Entre-sol</i>	55×55	24,2	121	181,5
<i>RDC</i>	55×55	24,2	121	181,5
<i>1 étages</i>	50×50	20	100	150
<i>2 et 3ème étages</i>	45×45	16,2	81	121,5
<i>4 et 5ème étages</i>	40×40	12,8	64	96
<i>6 et 7ème étages</i>	35×35	9,8	49	73,5

**b. Les armatures transversales**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e} \quad \text{RPA99/version2003 (Art 7.4.2)}$$

Avec  $V_u$  : L'effort tranchant de calcul.

$h_1$  : Hauteur totale de la section brute.

$f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant.

Il est pris égal à 2,5 si l'élancement géométrique " $\lambda_g$ " dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire

$t$  : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule précédente.

Par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit pour la zone IIa :

- Dans la zone nodale :  $t \leq \text{Min}(10\Phi_{L^{\min}}, 15\text{cm})$ .
- Dans la zone courante :  $t \leq 15\Phi_{L^{\min}}$ .

Où :  $\Phi_{L^{\min}}$  est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimales :  $A_t^{\min}$  en % est donnée comme suit :

$$A_t^{\min} = 0.3\%(t \times b_1) \quad \text{si } \lambda_g \geq 5$$

**RPA99.V2003**

$$A_t^{\min} = 0.8\%(t \times b_1) \quad \text{si } \lambda_g \leq 3$$

si :  $3 < \lambda_g < 5$  Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

$$\lambda_g : \text{est l'élancement géométrique du poteau } \lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

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  $10\phi$  min

**2.2 Sollicitations dans les poteaux :**

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel robot structural analysis2018, les résultats sont résumés dans les tableaux ci-après :

**Tableau.V.2.** Les sollicitations dans les poteaux.

Niveau	Section	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$V_u$ (KN)
		N (KN)	M(KN.m)	N (KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N (KN)	
<i>Entre –sol</i>	55×55	2262,27	-11,78	-201,03	37,98	71,82	107,33	36,07
<i>RDC</i>	55×55	2052,21	-19,91	-143,84	81,32	-96,34	-59,62	90,56
<i>1 étages</i>	50×50	1743,74	-48,52	-78,09	89,16	94,02	-59,53	92,53
<i>2 et 3ème étages</i>	45×45	1453,35	-38,37	-15,31	76,51	91,75	114,04	78,69
<i>4 et 5ème étages</i>	40×40	920,57	-16,04	57,42	60,03	69,92	449,28	58,84
<i>6 et 7ème étages</i>	35×35	467,42	-15,14	21,14	-13,98	52,22	97,66	45,72

**2.3 Ferrailage des poteaux :**

Le ferrailage des poteaux se fait à la flexion composée avec les sollicitations les plus défavorables.

**2.3.1 Armatures longitudinale :**

**Tableau V.3.** Armatures longitudinale dans les poteaux

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ RPA (cm <sup>2</sup> )	$A_{adopte}$ (cm <sup>2</sup> )
<i>Entre sol</i>	55×55	4,5	24,2	16HA14=24,63
<i>RDC</i>	55×55	5,9	24,2	16HA14=24,63
<i>1 étages</i>	50×50	6,1	20	16HA14=24,63
<i>2, 3ème étages</i>	45×45	5,1	16,2	16HA12=18,10
<i>4 ,5ème étages</i>	40×40	3,6	12,8	12HA12=13,57
<i>6 ,7ème étages</i>	35×35	3,2	9,8	12HA12=13,57

**2.3.2 Armatures transversales :**

➤ **Exemple de calcul :**

On prend pour exemple le poteau d'Entre sol (55×55):

$$\text{Soit : } \frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

$$\lambda g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) = \frac{0,7 \times 3,40}{0,55} = 4,32 \Rightarrow \rho_a = 3,75$$

$$D'où : A_t = \frac{3,75 \times 36,07 \times 10^{-3} \times 15}{55 \times 400} \times 10^4 = 0,922 \text{ cm}^2$$

✓ **Longueur de recouvrement :**

$$L_r \geq 40 \phi_{l_{\max}} \Rightarrow L_r = 56 \text{ cm}$$

✓ **Espacement :**

- Dans la zone nodale :  $t \leq \text{Min} (10\phi_{l_{\min}} ; 15 \text{ cm}) = \text{min} (12 ; 15) \Rightarrow t = 10 \text{ cm}$

- Dans la zone courante :  $t' \leq 15 \phi_{l_{\min}} = 15 \times 1,2 = 18 \text{ cm} \Rightarrow t' = 15 \text{ cm}$

✓ **La quantité d'armature minimale :**

On a  $3 < \lambda g < 5$  , d'où :

- Dans la zone nodale :  $A_t^{\min} = 0,5\% (t \times b) = 0,5\% (12 \times 55) = 3,3 \text{ cm}^2$

- Dans la zone courante :  $A_t^{\min} = 0,5\% (t \times b) = 0,5\% (15 \times 55) = 4,1 \text{ cm}^2$

Donc : on adopte pour **8** cadre **HA10=6,28 cm<sup>2</sup>**

**2.3.3 Résultats du calcul des armatures transversales :**

Les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.4.** Armatures transversales adoptées pour les poteaux

Niveau	Entre-sol	RDC	1 étages	2.3éme étages	4.5éme étages	6.7éme étages
<b>Section (cm<sup>2</sup>)</b>	55×55	55×55	50×50	45×45	40×40	35×35
<b>Ø<sub>l max</sub> (cm)</b>	1,4	1,4	1,4	1,2	1,2	1,2
<b>Ø<sub>l min</sub> (cm)</b>	1,4	1,4	1,4	1,2	1,2	1,2
<b>L<sub>0</sub> (cm)</b>	340	360	360	360	360	360

<b>L<sub>f</sub>(cm)</b>	238	214,2	214,2	214,2	214,2	214,2
<b>λ<sub>g</sub></b>	4,32	3,89	4,284	4,76	5,355	6,12
<b>ρ<sub>a</sub></b>	3,75	3,75	3,75	3,75	2,5	2,5
<b>Vu(kn)</b>	36,07	90,56	92,53	78,69	58,84	45,72
<b>L<sub>r</sub>(cm)</b>	56	56	56	48	48	48
<b>S<sub>t</sub> zone nodale (cm)</b>	10	10	10	10	10	10
<b>S<sub>t</sub> zone courante (cm)</b>	15	15	15	15	15	15
<b>A<sup>t</sup><sub>cal</sub>(cm<sup>2</sup>)</b>	0,922	2,315	2,602	2,459	1,379	1,22
<b>A<sup>t</sup><sub>min</sub>(cm<sup>2</sup>)z.nodale</b>	3,3	3,3	3	2,7	2,4	2,1
<b>A<sup>t</sup><sub>min</sub>(cm<sup>2</sup>)z.courante</b>	4,125	4,125	3,75	3,375	3	2,625
<b>A<sup>t</sup><sub>adopte</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	5,49	5,49	4,02	4,02	4,02	4,02
<b>Nombre des cadres</b>	2T10+6T8	2T10+6T8	8T8	8T8	8T8	8T8

2.4 Vérifications :

a) Vérification au flambement :

Selon le CBA93 (art 4.4.1), les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis à vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau et le poteau le plus élancé.

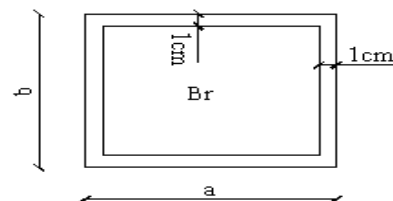
➤ Exemple de calcul :

On prend pour exemple le poteau d'Entre sol (55×55):

$l_0 = 3,4m$  et  $N_{max} = 2262,27KN$ .

$$N_{max} \leq N_d = \alpha \times \left( \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$$

Tel que :  $\begin{cases} \gamma_b = 1,5 \\ \gamma_s = 1,15 \end{cases}$  Coefficients de sécurité béton, acier.



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

$B_r$  : Section réduite du béton.

Figure V.3 Section réduite du béton

$A_s$  : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$l_f$  : Longueur de flambement ( $0.7 \times l_0 = 2,38m$ )

$i$  : Rayon de giration

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{b \times h^3}{12b h}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = \sqrt{\frac{0,55^2}{12}} \Rightarrow i = 0,158m$$

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \dots\dots\dots \text{pour } \lambda \leq 50.$$

$$\alpha = 0,6 \left(\frac{\lambda}{50}\right)^2 \dots\dots\dots \text{pour } 50 < \lambda \leq 70.$$

$\lambda$  élancement du poteau prise :  $\begin{cases} \lambda = 3,46 \times l_f / b \dots\dots\dots \text{poteau rectangulaire} \\ \lambda = 4 \times l_f / \phi \dots\dots\dots \text{poteau circulaire} \end{cases}$

$$\Rightarrow \lambda = 3,46 \times \frac{2,38}{0,55} = 14,972 \rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{14,972}{35}\right)^2} \Rightarrow \alpha = 0,819.$$

$$B_r = (a - 2) \times (b - 2) = (55 - 2) \times (55 - 2) = 2809cm^2 = 0,2809m^2$$

$$N_d = 0,819 \times \left[ \frac{0,2809 \times 25}{0,9 \times 1,5} + 24,63 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1,15} \right] \times 10^3 \Rightarrow N_d = 4961,95KN$$

$$N_{max} = 1998,09KN < N_d \rightarrow \text{Pas de risque de flambement}$$

Les résultats des calculs effectués sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau V.5.** Justification de l'effort normal ultime et l'effort normal maximum

Niveau	Section (m <sup>2</sup> )	$l_0$ (m)	$l_f$ (m)	$\lambda$	$\alpha$	$A_s$ (m <sup>2</sup> )	$B_r$ (m <sup>2</sup> )	$N_d$ (KN)	$N_{max}$ (KN)	obs
Entre sol	55×55	3,4	2,38	14,972	0,819	24,63	0,2809	4961,95	2262,27	vérifiée
RDC	55×55	3,06	2,14	13,462	0,825	24,63	0,2809	4998,301	2052,21	vérifiée
1 étages	50×50	3,06	2,14	14,808	0,821	24,63	0,2304	4206,280	1743,74	vérifiée
2,3ème étages	45×45	3,06	2,14	16,454	0,814	18,10	0,1849	3299,662	1453,35	vérifiée
4,5ème étages	40×40	3,06	2,14	18,511	0,804	13,57	0,1444	2529,443	920,57	vérifiée
6,7ème étages	35×35	3,06	2,14	21,155	0,792	13,57	0,1089	1971,024	467,42	vérifiée

On voit bien que  $N_{max} < N_u$  pour tous les niveaux de cette structure, donc il n'y pas de risque de flambement.

**b) Vérification des contraintes de compression :**

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression du béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau.

$\sigma_{bc1, 2} \leq \overline{\sigma_{bc}} ; \overline{\sigma_{bc}} = 0.6.f_{c28} = 15MPa$  tel que :

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V \text{ béton fibre supérieure.}$$

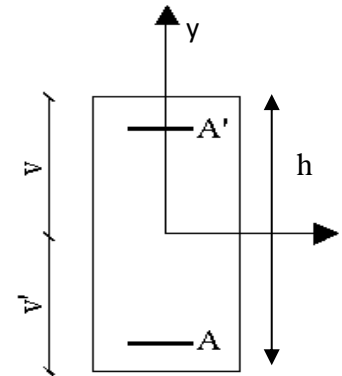
$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V \text{ béton fibre inférieure}$$

$$S = b \times h + 15(A + A')$$
 (section homogène)

$$M_{serG} = M_{ser} - N_{ser} \left( \frac{h}{2} - V \right)$$

$$V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15(A' \times d' + A \times d)}{S} ; V' = h - V$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{2} (V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V')^2$$



**Figure V.4** Section d'un poteau

Tous les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.6** Vérification des contraintes dans le béton des poteaux

Niveau	Entre sol	RDC	1er étages	2.3ème étages	4.5ème étages	6.7ème étages
Section (cm <sup>2</sup> )	55 × 55	55 × 55	50 × 50	45 × 45	40 × 40	35 × 35
d (cm)	50	50	45	40	35	30
A (cm)	24,63	24,63	24,63	18,10	13,57	13,57
S (m <sup>2</sup> )	0,339445	0,339445	0,286945	0,22965	0,180355	0,142855
V (cm)	29,948	29,948	27,575	24,568	21,695	19,281
V' (cm)	25,052	25,052	22,425	20,432	18,305	15,719
I <sub>yy'</sub> (m <sup>4</sup> )	0.01401	0,01401	0,01969	0,00629	0,00383	0,00234
N <sub>ser</sub> (KN)	1620,96	1471,30	1250,44	1042,60	666,01	339,43
M <sub>ser</sub> (KN.m)	25,38	48,04	47,25	46,16	44,70	32,43
M <sub>serG</sub> (MN.m)	0,06506	0,08405	0,07944	0,06772	0,05598	0,03847
σ <sub>bc1</sub> (MPa)	6,16	6,13	5,47	7,18	6,86	5,54
σ <sub>bc2</sub> (MPa)	3,61	2,83	3,45	2,34	1,02	-0,22
$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	15	15	15	15	15	15
Observation	vérifiée	Vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée

**c) Vérification aux des sollicitations tangentes :**



Selon le RPA99addenda2003 (Article 7.4.3.2) :

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \quad \text{Tel que :} \quad \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{avec :} \quad \rho_d = \begin{cases} 0.075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$  (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 dans les poteaux

Niveau	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)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
Entre sol	3025	2,38	4,32	0,04	50	36,07	0,131	1	vérifiée
RDC	3025	2,14	3,89	0,04	50	90,56	0,329	1	vérifiée
1 étages	2500	2,14	4,28	0,04	45	92,53	0,411	1	vérifiée
2,3ème étages	2025	2,14	4,75	0,04	40	78,69	0,437	1	vérifiée
4,5ème étages	1600	2,14	5,35	0,075	35	58,84	0,420	1,875	vérifiée
6,7ème étages	1225	2,14	6,11	0,075	30	45,72	0,435	1,875	vérifiée

**2.5 Dispositions constructives :**

▪ **Longueur des crochets :**

$$L = 10 \times \phi_t = 10 \times 1 = 10 \text{ cm}$$

▪ **Longueur de recouvrement :**

$$L_r \geq 40 \times \phi :$$

$$\phi = 14 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$$

$$\text{On adopte: } L_r = 60 \text{ cm.}$$

$$\phi = 12 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm}$$

$$\text{On adopte: } L_r = 50 \text{ cm.}$$

▪ **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 RPA99/2003).

La longueur à prendre en compte pour chaque barre est donnée dans la figure suivante :

Avec :

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; h_1; b_1; 60\text{cm}\right)$$

$$L' = 2 h$$

$h_e$  : Hauteur de chaque niveau.

• *Entre – Sol :*

$$L'(P.Y) = 2 \times 40 = 80\text{cm}$$

$$L'(P.X) = 2 \times 35 = 70\text{cm}$$

$$h' = \max(50 ; 55 ; 55 ; 60\text{cm}) = 60\text{cm}.$$

• *étagescourant :*

$$L'(P.Y) = 80\text{cm}$$

$$L'(P.X) = 70$$

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

Réduction de section des poteaux

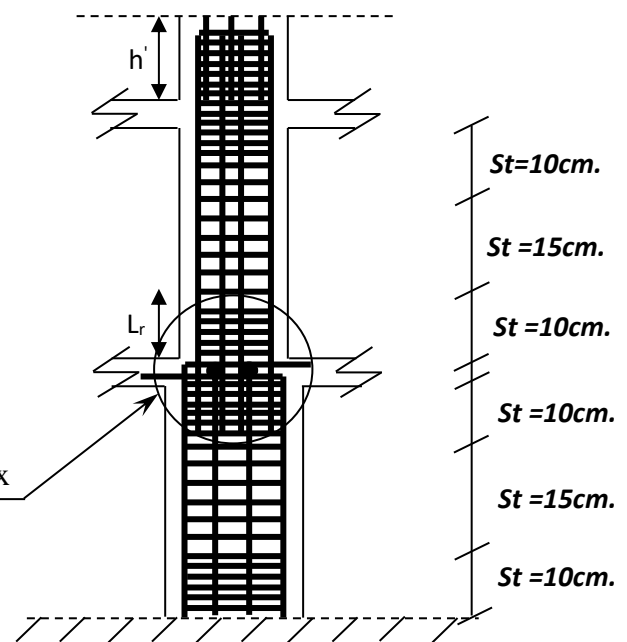
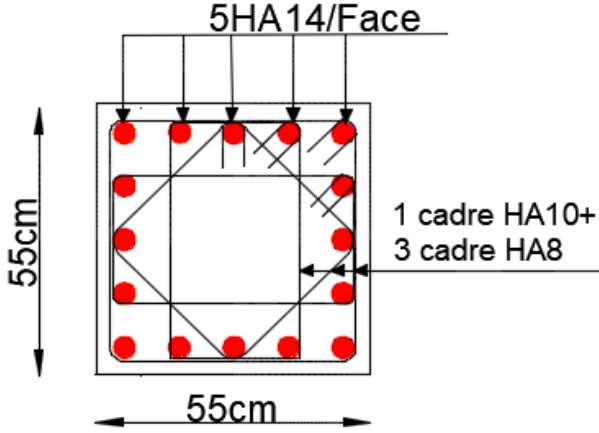
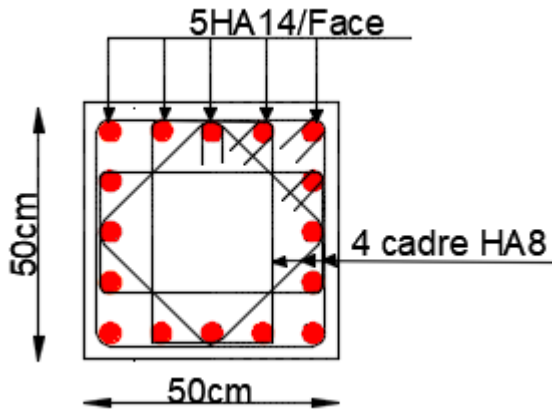
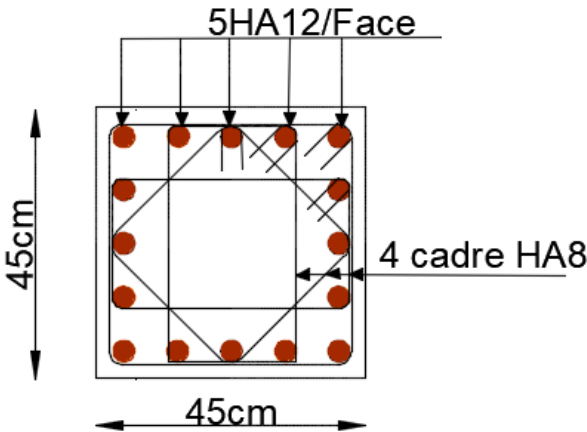
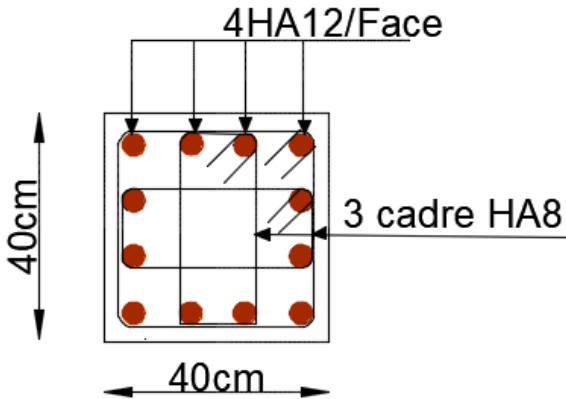
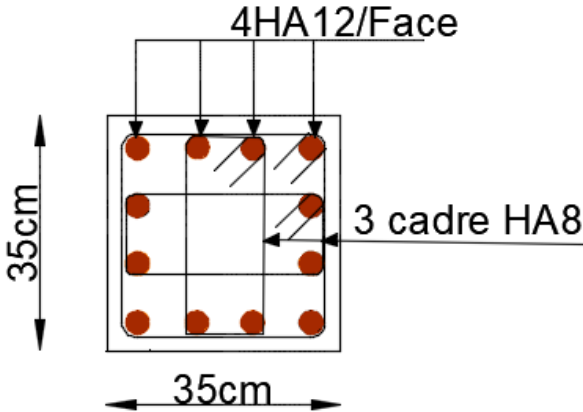


Figure V.5 Ferrailage des sections des poteaux

## 2.6 Schéma de ferrailage des poteaux :

Tableau V.8 Ferrailage des sections des poteaux :

Entre sol et RDC	1 étages
 <p>55cm</p> <p>55cm</p> <p>5HA14/Face</p> <p>1 cadre HA10+ 3 cadre HA8</p>	 <p>50cm</p> <p>50cm</p> <p>5HA14/Face</p> <p>4 cadre HA8</p>
2 et 3ème étages	4 et 5ème étages
 <p>45cm</p> <p>45cm</p> <p>5HA12/Face</p> <p>4 cadre HA8</p>	 <p>40cm</p> <p>40cm</p> <p>4HA12/Face</p> <p>3 cadre HA8</p>
6 et 7ème étages	
 <p>35cm</p> <p>35cm</p> <p>4HA12/Face</p> <p>3 cadre HA8</p>	

**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, les poutres secondaires. Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel robot structural analysis2018. Combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le RPA99/2003 suivantes :

$$\begin{array}{ll} *1.35G + 1.5Q & G + Q \\ *G + Q \pm E & 0.8G \pm E \end{array}$$

**3.1 Recommandation du RPA99 :**

**a) Armatures longitudinales**

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section totale du béton, c'est à dire,  $A_l^{\min} = 0.5\% \times b \times h$ .
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
  - 4% de la section de béton en zone courante.
  - 6% de la section de béton en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de  $40 \times \phi$  (zone IIa) 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 à 90°.

**b) Armatures transversales :**

- La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :  $A_t = 0.003 \times S_t \times b$ .
- L'espacement maximum entre les armatures transversales, est donné comme suit :
  - $S_t = \min(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_1)$ . : dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires.
  - $S_t \leq \frac{h}{2}$  : en dehors de la zone nodale. Avec : h : La hauteur de la poutre

- La valeur du diamètre  $\phi_l$  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 de l'appui ou de l'encastrement.

**3.2 Les sections minimales et maximales préconisée par le RPA99V2003 :**

**Tableau V.9** Armatures les longitudinales min et max dans les poutres selon le RPA99/2003

Type de poutre	Section (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> )	
			zone nodale	zone de recouvrement
<i>Principale</i>	30×40	6	48	72
<i>Secondaire</i>	30×35	5,25	42	63

**3.3 Sollicitations de calcul :**

Les sollicitations de calcul les plus défavorables sont représentées dans le tableau ci-dessous :

**Tableau V.10** Les sollicitations les plus défavorables.

Niveaux	Poutre principale			Poutre secondaire		
	M <sub>travée</sub>	M <sub>appui</sub>	V	M <sub>travée</sub>	M <sub>appui</sub>	V
<i>RDC</i>	83,24	-95,61	132,64	61,18	-67,01	94,07
<i>Les étages courants</i>	102,91	-102,65	150,52	108,52	-106,55	159,49
<i>Terrasse inaccessible</i>	52,37	-84,17	133,07	43,70	-62,28	82,51

**3.4 Ferrailage des poutres :**

**a. Armatures longitudinales :**

**a.1 Méthode de calcul des armatures à l'ELA (flexion simple) :**

Le ferrailages des poutres sont résumés dans le tableau qui suit :

**Tableau.11** Armatures longitudinales dans les poutres.

Niveaux	Type de poutre	Section	Localisation	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )	Nbre de barres
<b>RDC</b>	<b>PP</b>	30×40	Appuis	6,9	6	8,01	3HA14(filante)+ 3HA12(chapeaux).

			Travée	5,9		6,88	3HA14(filante)+ 2HA12(chapeaux).
	PS	30×35	Appuis	5,6	5,25	5,75	3HA14(filante)+ 1HA12(chapeaux).
			Travée	5,1		5,75	3HA14(filante)+ 1HA12(chapeaux).
Les étages courants	PP	30×40	Appuis	7,4	6	8,01	3HA14(filante)+ 3HA12(chapeaux).
			Travée	7,4		8,01	3HA14(filante)+ 3HA12(chapeaux).
	PS	30×35	Appuis	9	5,25	9,11	3HA16(filante)+ 2HA14(chapeaux).
			Travée	9,2		10,65	3HA16(filante)+ 3HA14(chapeaux).
Terrasse inaccessible	PP	30×40	Appuis	6	6	6,88	3HA14(filante)+ 2HA12(chapeaux).
			Travée	3,7		6,88	3HA14(filante)+ 2HA12(chapeaux).
	PS	30×35	Appuis	5,2	5,25	5,75	3HA14(filante)+ 1HA12(chapeaux).
			Travée	3,6		5,75	3HA14(filante)+ 1HA12(chapeaux).

**b. Les armatures transversales**

➤ **Diamètre des armatures transversales :**

Soit  $\phi_t$  le diamètre des armatures transversales telle que

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_t; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \text{BAEL91 (Article H.III.3)}$$

✓ **Poutres principales :**

$$\phi_t \leq \min\left(1,2; \frac{40}{35}; \frac{30}{10}\right) \text{cm} = \min(1,2; 1,14; 3) \text{cm}$$

✓ **Poutres secondaires :**

$$\phi \leq \min\left(1,2 ; \frac{35}{35} ; \frac{30}{10}\right)cm = \min(1,2 ; 1 ; 3)cm$$

Donc on prend  $\phi_t = 8mm \Rightarrow A_t = 4HA8 = 2,01cm^2$  (un cadre et un étrier) Ø8.

➤ **Calcul des espacements des armatures transversales :**

Selon le RPA99/version2003 (art 7.5.2.2).

- **Zone nodale :**  $S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{\min}; 30cm\right)$ .
  - Poutres principales :  $S_t \leq \text{Min}(10cm ; 14,4cm ; 30cm)$  Soit :  **$S_t=10cm$**
  - Poutres secondaires :  $S_t \leq \text{Min}(8,75cm; 14.4cm, 30cm)$  Soit :  **$S_t= 8cm$**
- **Zone courante :**  $S_t \leq \frac{h}{2}$ 
  - Poutres principales :  $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{40}{2} = 20 \Rightarrow$  Soit :  **$S_t=15cm$**
  - Poutres secondaires :  $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{35}{2} = 17,5 \Rightarrow$  Soit :  **$S_t=15cm$**

❖ **Vérifications des armatures transversales :**

\* *Pour les poutres principales :*

$$A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35cm^2$$

\* *Pour les poutres secondaires :*

$$A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35cm^2$$

$A_t = 2,01 cm^2 > A_{t \min} = 1,35 cm^2$  condition vérifiée pour toutes les poutres.

❖ **Verification à l'ELU :**

1) **Condition de non fragilité :**

$$\begin{cases} A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,34cm^2 \rightarrow \text{Poutres principales.} \\ A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,16cm^2 \rightarrow \text{Poutres secondaires} \end{cases}$$

$A_{\min} < A_{cal}$  ; Donc la condition de non fragilité est vérifiée.

2) **Vérification des contraintes tangentielles :**

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

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\text{Tel que : } \tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

Fissuration peu nuisible  $\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0,133 \times f_{c28}; 5MPa) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33MPa$ .

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant:

**Tableau V.12** Vérification de l'effort tranchant.

Poutres	Vu (KN)	$\tau_u$ (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérification
<i>Principales</i>	150,52	1,35	3,33	<i>Vérifiée</i>
<i>Secondaires</i>	159,49	1,66	3,33	<i>Vérifiée</i>

D'après les résultats ; on déduit qu'il n'y a pas de cisaillement car  $\tau_{bu} < \bar{\tau}_u = 3,33MPa$ .

▪ **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :**

➤ En appui de rives :  $A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$  BAEL91 (Art IV.1)

➤ En appui intermédiaires :  $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d})$  BAEL91 (Art IV.2)

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.13** Vérification au cisaillement.

Poutres	$A_l$ (cm <sup>2</sup> )	Vu(MN)	$M_a$ (MN.m)	$\frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$ (cm <sup>2</sup> )	$\frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d})$ (cm <sup>2</sup> )	Observation
<i>Principales</i>	8,01	150,52	-102,65	4,32	-4,53	<i>Vérifiée</i>
<i>Secondaires</i>	9,11	159,49	-106,55	4,58	-6,05	<i>Vérifiée</i>

❖ **Vérification à l'ELS :**

• **L'Etat limite d'ouvertures des fissures :**

Aucune vérification à faire car la fissuration est peu préjudiciable.

• **État limite de compression du béton :**

La fissuration est peu nuisible donc il faut juste vérifier la contrainte de compression du béton est nécessaire.

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

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

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



Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau V.14** Vérification de l'état limite de compression du béton.

Poutres	Localisation	$M_{ser}(KN.m)$	$y$ (cm)	$I (cm^4)$	$\sigma_{bc} (MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc} (MPa)$	Vérification
Principales	Appui	-62,42	13,66	90941,34	9,37	15	Vérifiée
	Travée	34,83	13,66	90941,34	5,23	15	Vérifiée
Secondaires	Appui	-43,40	13,12	71293,53	7,98	15	Vérifiée
	Travée	24,12	13,87	79192,01	4,22	15	Vérifiée

- **Vérification de la flèche** : D'après le CBA93 et BAEL91/99, la vérification de la flèche

est inutile si les conditions suivantes sont satisfaites :

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

✓ **Poutres principales**

$$\frac{h}{L} = \frac{40}{530} = 0,076 > \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0,076 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0,071 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{8,01 \times 10^{-4}}{0,3 \times 0,37} = 0,0072 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0,0105 \quad \text{Condition vérifiée}$$

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

✓ **Poutres secondaires**

$$\frac{h}{L} = \frac{35}{450} = 0,077 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0,081 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0,072 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{10,65 \times 10^{-4}}{0,3 \times 0,32} = 0,0101 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0,0105 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Les trois conditions étant satisfaites, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

**V.3.5 Vérification des zones nodales :**

La vérification des zones nodales convient de vérifier pour les portiques participant au système de contreventement et pour chacune des orientations possibles de l'action sismique c-a-dire :  $|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times (|M_w| + |M_e|)$ .....RPA99/2003(art7.6.2)

Cette disposition tend à faire en sorte que les rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux.

Ce pendant, cette vérification est facultatif pour les deux derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.

$M_s$  : Moment résistant dans le poteau inférieur.

$M_n$  : Moment résistant dans le poteau supérieur.

$M_w$  : Moment résistant gauche de la poutre.

$M_e$  : Moment résistant droite de la poutre.

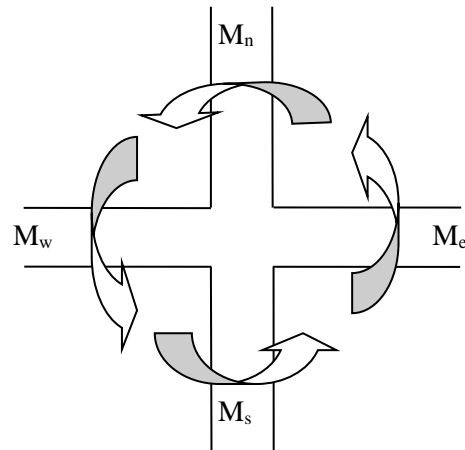


Figure V. 6 Les moments dans la zone nodale

3.5.1 Détermination du moment résistant dans les poteaux :

Le moment résistant ( $M_R$ ) d'une section de béton dépend essentiellement :

- Des dimensions de la section du béton
- De la quantité d'armatures dans la section du béton
- De la contrainte limite élastique des aciers

$M_R = z \times A_s \times \sigma_s$  Avec :  $Z=0,9 \times h$  (h : La hauteur totale de la section du béton).

$$\sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 400\text{MPa}$$

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau ci-dessous:

Tableau V.15 Moment résistant dans les poteaux

Niveau	h (m)	z (m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$M_R$ (kn.m)
RDC	0,55	0,495	24,63	487,674
Etage1	0,50	0,45	24,63	443,34
Etage2	0,45	0,405	18,10	293,22
Etage3	0,45	0,405	18,10	293,22
Etage4	0,40	0,36	13,57	195,408

<i>Etage5</i>	0,40	0,36	13,57	195,408
<i>Etage6</i>	0,35	0,315	13,57	170,982
<i>Etage7</i>	0,35	0,315	13,57	170,982

Les résultats des moments résistant dans les poutres sont donnés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau V.16 Moments** résistants dans les poutres

Niveau	h (m)	z (m)	As (cm <sup>2</sup> )	MR (kn.m)
<i>RDC</i>	0,40	0,36	8,01	115,344
<i>Etage1</i>	0,40	0,36	8,01	115,344
<i>Etage2</i>	0,40	0,36	8,01	115,344
<i>Etage3</i>	0,40	0,36	8,01	115,344
<i>Etage4</i>	0,40	0,36	8,01	115,344
<i>Etage5</i>	0,40	0,36	8,01	115,344
<i>Etage6</i>	0,40	0,36	8,01	115,344
<i>Etage7</i>	0,40	0,36	6,88	99,072

**3.5.2 Vérification :**

Les résultats des vérifications de la condition  $|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times (|M_w| + |M_e|)$  sont donnés dans le tableau suivant :

**Tableau V.17 Vérification** de la zone nodale :

Niveau	$M_N$	$M_S$	$M_N+M_S$	$M_W$	$M_E$	1.25 ( $M_W+M_E$ )	Observation
<i>RDC</i>	443,34	487,674	931,014	115,344	115,344	288,36	<i>Vérifiée</i>
<i>Etage1</i>	293,22	443,34	736,56	115,344	115,344	288,36	<i>Vérifiée</i>
<i>Etage2</i>	293,22	293,22	586,44	115,344	115,344	288,36	<i>Vérifiée</i>
<i>Etage3</i>	195,408	293,22	488,628	115,344	115,344	288,36	<i>Vérifiée</i>
<i>Etage4</i>	195,408	195,408	390,816	115,344	115,344	288,36	<i>Vérifiée</i>
<i>Etage5</i>	170,982	195,408	366,39	115,344	115,344	288,36	<i>Vérifiée</i>
<i>Etage6</i>	170,982	170,982	341,964	115,344	115,344	288,36	<i>Vérifiée</i>
<i>Etage7</i>	170,982	170,982	341,964	99,072	99,072	247,68	<i>Vérifiée</i>

**Interprétation des résultats :**

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.

- Exemple de ferrailage d'une poutre principale du RDC et GC.

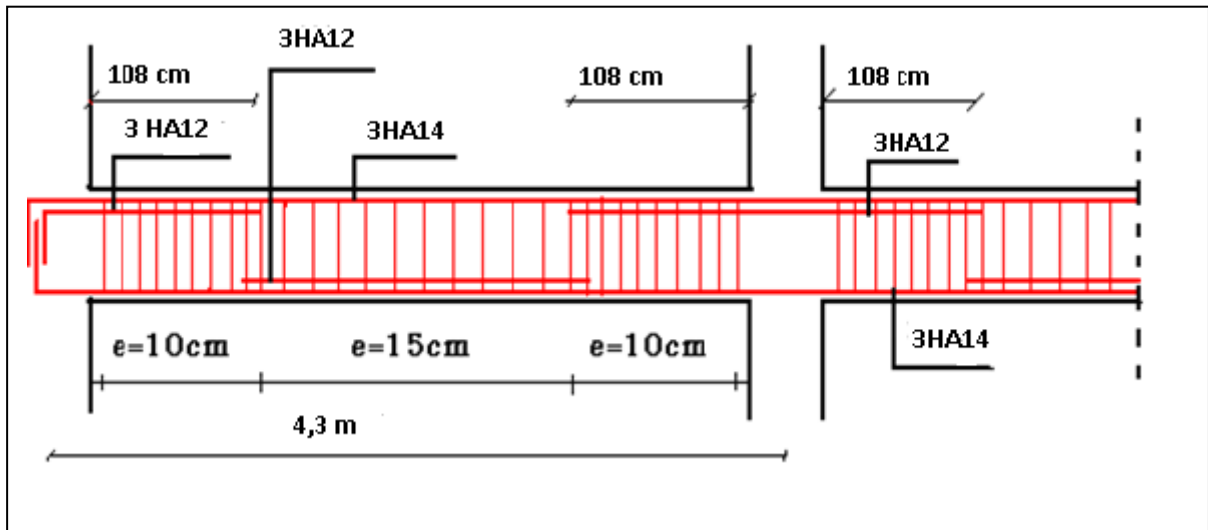


Figure V.7 Exemple de dispositions constructives de la poutre principale.

Sachant que : le recouvrement des barres sup seront aux travées.  
 le recouvrement des barres inf seront aux appuis .

- ✚ Coupe de schéma de ferrailage de poutre principales de l'étage (30×40):

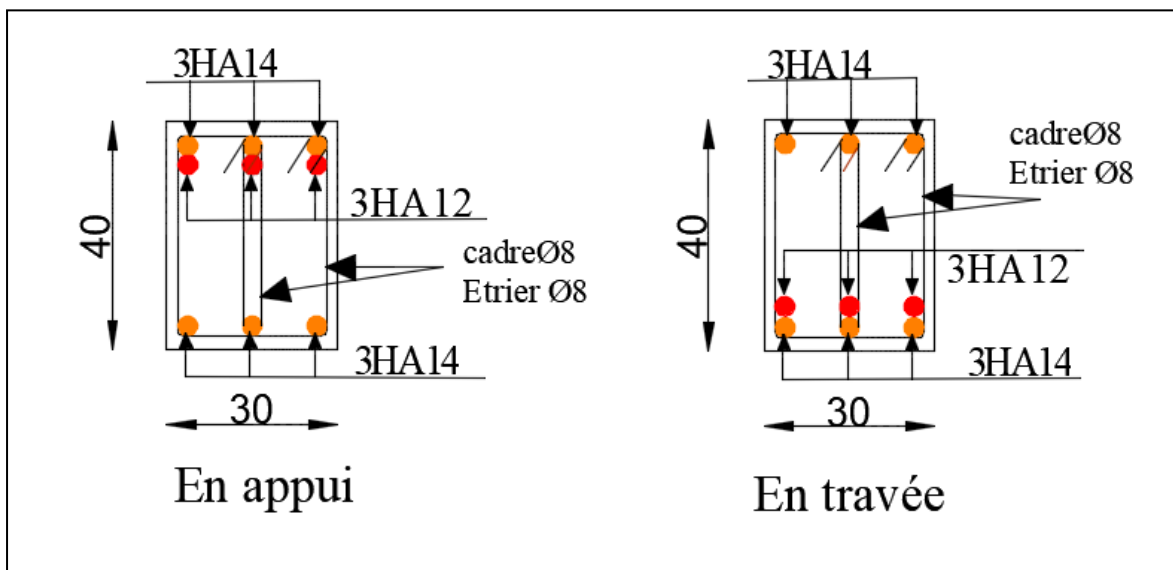
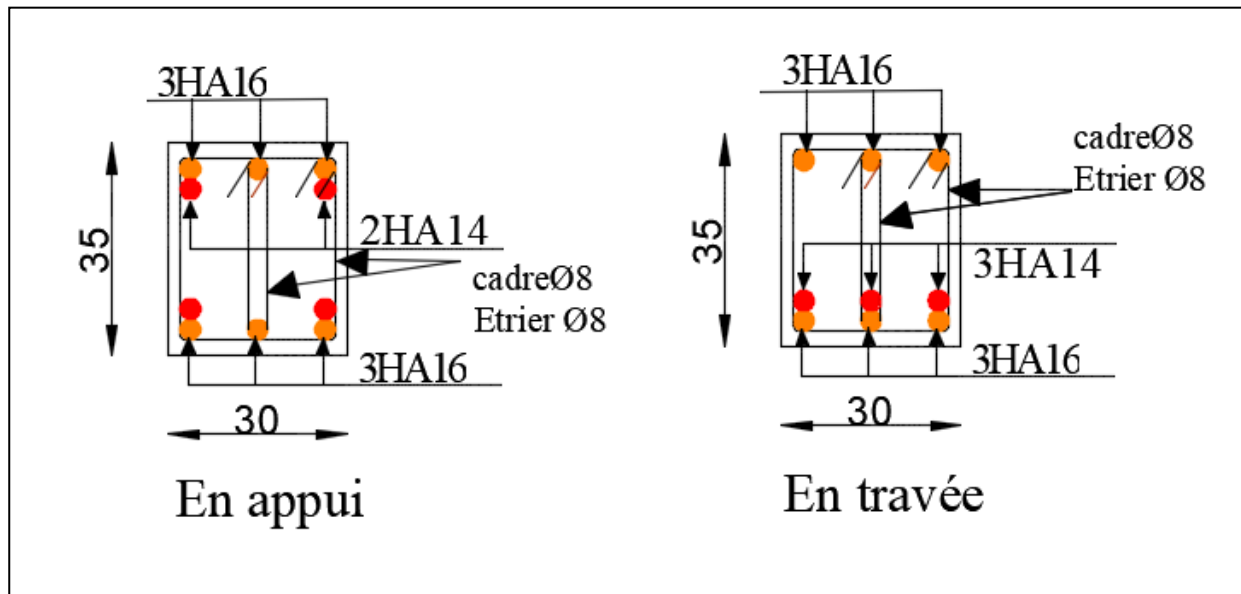


Figure V.8 Schéma de ferrailage des poutres principales de l'étage.

- ✚ Coupe de schéma de ferrailage de poutre secondaire de l'étage (30×35):

Figure V.9 Schéma de ferrailage d'une poutre secondaire de l'étage.



#### V.4 Etude des voiles :

Le RPA99/version 2003 (3.4.A.1.a), exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa (moyenne sismicité).

Les combinaisons de calcul à prendre sont les suivants :

$$* 1.35G + 1.5Q \quad ; \quad G + Q$$

$$* G + Q \pm E \quad ; \quad 0.8G \pm E$$

#### 4.1 Recommandation du RPA 99/Version2003(art 7.7.4.1)

##### A. Armatures verticales

Elles sont destinées à reprendre les effets de flexion. Elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

- ✓  $A_{\min} = 0.2\% \times L_t \times e$  avec  $L_t$  : longueur de la zone tendue ;  $e$  : épaisseur du voile
- ✓ les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile
- ✓ A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur  $\frac{1}{10}$  de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm.
- ✓ Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

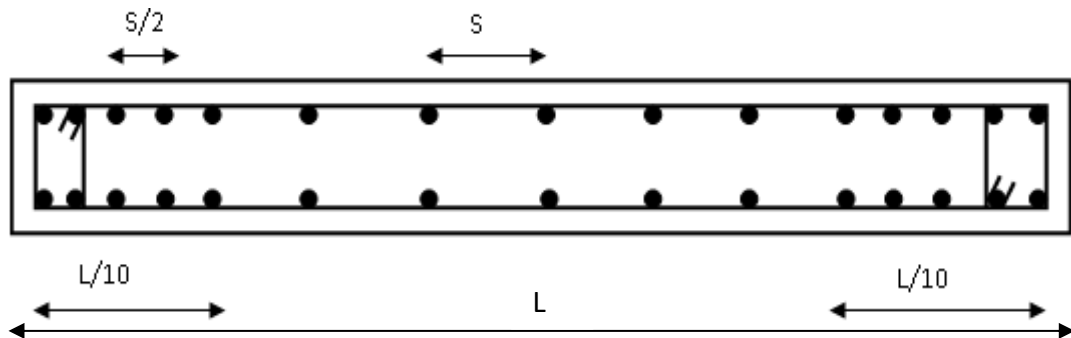


Figure V.10 Disposition des armatures verticales

### B. Armatures horizontales

Elles sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales pour empêcher leur flambement et elles doivent être munies de crochets à  $135^\circ$  avec une longueur égale à :  $10 \times \phi$

### C. Armatures transversales :

Destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, Elles sont en nombre de 4 épingles par  $1\text{m}^2$  au moins.

### D. Armatures de couture :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée par la formule suivante :  $A_{vj} = 1,1 \times \frac{V}{f_e}$  avec  $V = 1,4V_u$

### E. Règles communes aux armatures verticales et horizontales

- Le pourcentage minimal d'armatures est de :
  - $A_{\min} = 0.15\% \times e \times h$  dans la zone extrême de voile.
  - $A_{\min} = 0.10\% \times e \times h$  dans la zone courante du voile.
- Le diamètre des barres (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser  $\frac{1}{10}$  de l'épaisseur du voile.
- L'espacement  $S_t = \min\left(1.5 \times e ; 30\text{cm}\right)$  avec  $e$  : épaisseur du voile.
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles par  $\text{m}^2$ .
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- $40\phi$  : pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- $20\phi$  : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

#### 4.2 Ferrailage des voiles

Les voiles travaillent à la flexion composée ils seront donc ferrillés sous effort normal « N » et le moment fléchissant « M ». Ces efforts sont tirés directement du SAP2000 avec les sollicitations issues des combinaisons précédentes et on prend les plus défavorables :

- 1) Moment maximal avec son effort normal correspondant :  $M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$
- 2) Effort normal maximal avec son moment correspondant :  $N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$
- 3) Effort normal minimal avec son moment correspondant :  $N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$

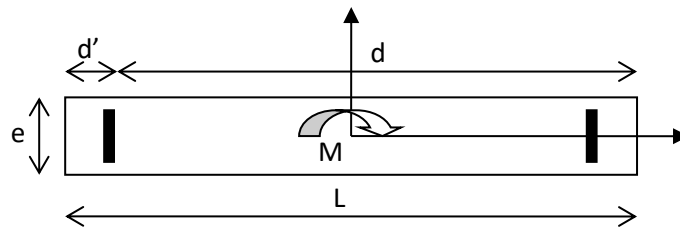


Figure V.11 Schéma d'un voile pleine

Le calcul des armatures verticales se fait en flexion composée sous  $M$  et  $N$  pour une section ( $e \times l$ )

$A_v^{\min}$  : section d'armature verticale minimale dans le voile ( $A_v^{\min} = 0,15\% \times e \times l$ )

- $A_v^{\min} / \text{ten}$  : Section d'armature verticale minimale dans la zone tendue ( $A_v^{\min} / \text{ten} = 0,2\% \times e \times L_t$ )
- $A_v^{\min} / \text{comp}$  : Section d'armature verticale minimale dans la zone comprimée ( $A_v^{\min} / \text{comp} = 0,1\% \times e \times L_c$ )
- $A_v^{\text{cal}}$  : section d'armature calculée dans l'élément.
- $A_v^{\text{adop}}$  : section d'armature adoptée pour une seule face de voile.
- $S_t$  : espacement.
- $A_h^{\min} = 0,15\% \times e \times l$  : section d'armature horizontale minimale dans le voile.
- $A_h^{\text{calc}}$  : section d'armature horizontale calculée
- $A_h^{\text{adop}}$  : section d'armature horizontale adoptée par espacement

- $N^{bre}$  : nombre de barre adoptée par espacement

4.3 Calcul des sollicitations

- Sens x-x' :

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau V.18 Sollicitations maximales dans le voile  $V_x=1,1m$  .

Niveau	N <sub>max</sub> et M <sub>corres</sub>		M <sub>max</sub> et N <sub>corres</sub>		N <sub>min</sub> et M <sub>corres</sub>		V <sub>u</sub> (KN)
	N (KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N (KN)	N (KN)	M(KN.m)	
Entre- sol	-65,24	74,28	-75,53	-398,23	-398,23	-75,53	26,57
RDC	-113,53	2,43	45,89	-246,38	-311,63	3,38	6,69
1 étages	-108,72	3,88	43,96	-248,57	-304,68	4,46	21,15
2,3éme étages	-89,50	-22,69	39,61	-252,67	-294,09	5,73	30,71
4,5éme étages	-50,87	-10,30	28,98	-191,38	-218,65	7,72	27,78
6,7éme étages	-8,51	-0,16	18,95	-106,39	-115,87	9,22	20,27

Tableau V.19 Sollicitations maximales dans le voile  $V_x =1,2m$

Niveau	N <sub>max</sub> et M <sub>corres</sub>		M <sub>max</sub> et N <sub>corres</sub>		N <sub>min</sub> et M <sub>corres</sub>		V <sub>u</sub> (KN)
	N (KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N (KN)	N (KN)	M(KN.m)	
Entre- sol	96,61	98,28	-99,35	-47,21	-759,63	4,31	36,24
RDC	28,45	-15,91	-66,47	-181,70	-600,86	-4,37	17,82
1 étages	-13,67	-16,96	-62,07	-211,04	-533,86	-6	23,67
2,3éme étages	-39,93	-20,08	-56,46	-213,15	-467,85	-6,47	40
4,5éme étages	-32,43	-8,92	-44,99	-214,92	-284,76	-8,67	36,95
6,7éme étages	14,13	4,22	-167,51	-122,64	-123,59	-33,61	84,90

Tableau V.20 Sollicitations maximales dans le voile  $V_x =2,5m$

Niveau	N <sub>max</sub> et M <sub>corres</sub>		M <sub>max</sub> et N <sub>corres</sub>		N <sub>min</sub> et M <sub>corres</sub>		V <sub>u</sub> (KN)
	N (KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N (KN)	N (KN)	M(KN.m)	
Entre- sol	155,85	692,17	-724,09	-1279,92	-1526,28	712,26	195,79
RDC	3,98	15,50	-438,32	-401,53	-1039,86	-59,34	204,04
1 étages	5,25	18,59	-311,85	-506,85	-960,51	-58,28	169,39
2,3éme étages	-5,40	21,16	-243,19	-523,46	-873,26	-66,98	157,78
4,5éme étages	-32,05	27,14	-164,43	-512,20	-598,64	-41,64	135,38
6,7éme étages	-15,86	77,30	-143,82	-155,42	-314,49	-80,60	112,17



Tableau V.21 Sollicitations maximales dans le voile  $V_x = 3m$

Niveau	N <sub>max</sub> et M <sub>corres</sub>		M <sub>max</sub> et N <sub>corres</sub>		N <sub>min</sub> et M <sub>corres</sub>		V <sub>u</sub> (KN)
	N (KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N (KN)	N (KN)	M(KN.m)	
<i>Entre- sol</i>	-73,94	1089,18	-1139,39	-1029,09	-1029,09	-1139,39	289,91
<i>RDC</i>	-319,07	8,16	-656,36	-519,04	-775,37	-26,61	284,76
<i>1 étages</i>	-235,46	-418,17	-420,68	-383,26	-732,60	-14,09	240,86
<i>2,3ème étages</i>	-120,92	-173,33	-276,70	-301,42	-708,09	272,41	210,31
<i>4,5ème étages</i>	-86,15	169,72	171,08	-174,39	-554,18	157,84	143,61
<i>6,7ème étages</i>	-50,90	128,65	175,38	-149,97	-341,22	-155,56	90,96

- Sens y-y' :

Tableau V.22 Sollicitations maximales dans le voile  $V_y = 2,5m$

Niveau	N <sub>max</sub> et M <sub>corres</sub>		M <sub>max</sub> et N <sub>corres</sub>		N <sub>min</sub> et M <sub>corres</sub>		V <sub>u</sub> (KN)
	N (KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N (KN)	N (KN)	M(KN.m)	
<i>Entre- sol</i>	-39,85	-566,45	589,64	-1123,08	-1123,08	589,64	193,67
<i>RDC</i>	-119,18	-47783	-491,14	-314,70	-925,29	455,69	180,84
<i>1 étages</i>	-209,49	-37,52	-447,62	-393,63	-781,11	-38,88	173,73
<i>2,3ème étages</i>	-198,66	-51,90	-416,26	-409,54	-707,09	-57,91	177,64
<i>4,5ème étages</i>	-137,99	-61,25	-312,26	-438,93	-499,07	-83	163,18
<i>6,7ème étages</i>	-24,80	12,21	-215,13	-259,41	-273,20	-185,01	123,41

Tableau V.23 Sollicitations maximales dans le voile  $V_y = 2,6m$

Niveau	N <sub>max</sub> et M <sub>corres</sub>		M <sub>max</sub> et N <sub>corres</sub>		N <sub>min</sub> et M <sub>corres</sub>		V <sub>u</sub> (KN)
	N (KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N (KN)	N (KN)	M(KN.m)	
<i>Entre- sol</i>	-453,56	16,78	-545,12	-736,31	-1072,70	-18,36	134,87
<i>RDC</i>	-393,74	9,61	-379,75	-658,75	-923,40	-16,34	217,82
<i>1 étages</i>	-362,11	6,28	-282,59	-557,99	-846,41	-19,57	181,19
<i>2,3ème étages</i>	-299,86	9,20	-205,42	-533,70	-808,68	-20,26	141,58
<i>4,5ème étages</i>	-207,27	8,84	-93,07	-398,76	-602,47	-12,86	78,91
<i>6,7ème étages</i>	-85,18	-2,13	83,66	-156,72	-340,51	-0,66	68,33

Tableau V.24 Sollicitations maximales dans le voile  $V_y = 3,1m$

Niveau	N <sub>max</sub> et M <sub>corres</sub>		M <sub>max</sub> et N <sub>corres</sub>		N <sub>min</sub> et M <sub>corres</sub>		V <sub>u</sub> (KN)
	N (KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N (KN)	N (KN)	M(KN.m)	
<i>Entre- sol</i>	70,09	-1015,65	1064,07	-1195,78	-1243,56	1004,25	265,66
<i>RDC</i>	-113,47	-1,24	-700,04	-385,74	-946,93	-42,60	266,22
<i>1 étages</i>	-116,87	-14,80	-562,14	-473,17	-855,80	-71,18	227,66
<i>2,3ème étages</i>	-117,59	38,16	-460,83	-491,75	-765,71	-97,74	219,14
<i>4,5ème étages</i>	-95,84	31,57	-259,24	-458,59	-535,27	-75,53	177,22
<i>6,7ème étages</i>	-37,20	11,79	-154,60	-144,09	-280,09	-65,32	120,46

Le calcul des voiles sont fait par les sollicitations les plus défavorables, les résultats obtenus sont récapitulés dans les tableaux suivants :

- Sens x-x :

Tableau V.25. Ferrailage du voile  $V_x = 2,5m$

Niveau	Entre- sol	RDC	1 étages	2,3ème étages	4,5ème étages	6, 7ème étages
Section (cm <sup>2</sup> )	250×15	250×15	250×15	250×15	250×15	250×15
M(KN.m)	712,26	-59,34	-58,28	-66,98	-41,64	-80,60
N(KN)	-1526,28	-1039,86	-960,51	-873,26	-598,64	-314,49
V(KN)	195,79	204,04	169,39	157,78	135,38	112,17
Type de section	SET	SET	SET	SET	SET	SET
τ(MPa)	0,74	0,77	0,64	0,60	0,51	0,42
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5
A <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> ) (f sup)	13,41	15,66	14,51	13,36	9,1	5,49
A <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> ) (f inf)	30,47	14,24	13,11	11,75	8,11	3,56
A <sub>v</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	5,62	5,62	5,62	5,62	5,62	5,62
N <sup>bre</sup> /par face	<b>11HA16</b>	<b>11HA14</b>	<b>11HA14</b>	<b>11HA14</b>	<b>11HA12</b>	<b>11HA12</b>
S <sub>t</sub> (cm)	20	20	20	20	20	20
A <sub>h</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	0,76	0,79	0,63	0,61	0,52	0,43
A <sub>h</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	5,62	5,62	5,62	5,62	5,62	5,62
A <sub>h</sub> <sup>adop</sup> (cm <sup>2</sup> )	5,65	5,65	5,65	5,65	5,65	5,65

$N^{bre}$ /par Plan	5HA12	5HA12	5HA12	5HA12	5HA12	5HA12
$S_t$ (cm)	20	20	20	20	20	20

Tableau V.26. Ferrailage du voile  $V_x=3m$

Niveau	Entre- sol	RDC	1 étages	2,3éme étages	4,5éme étages	6, 7éme étages
Section (cm <sup>2</sup> )	300×15	300×15	300×15	300×15	300×15	300×15
M(KN.m)	-1139,39	-26,61	-14,09	272,41	157,84	-155,56
N(KN)	-1029,09	-775,37	-732,60	-708,09	-554,18	-341,22
V(KN)	289,91	284,76	240,86	210,31	143,61	90,96
Type de section	SET	SET	SET	SET	SET	SET
$\tau$ (MPa)	0,91	0,9	0,76	0,66	0,45	0,28
$\bar{\tau}=0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5
$A^{cal}$ (cm <sup>2</sup> ) (f sup)	26,09	11,41	10,67	7,48	6,4	6,45
$A^{cal}$ (cm <sup>2</sup> ) (f inf)	3,5	10,88	10,35	12,88	9,53	3,36
$A_v^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	6,75	4,5	4,5	4,5	4,5	4,5
$N^{bre}$ /par face	12HA14	12HA12	12HA12	12HA12	12HA12	12HA12
$S_t$ (cm)	25	25	25	25	25	25
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	0,93	0,92	0,78	0,68	0,46	0,29
$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	3,04	6,75	6,75	6,75	6,75	6,75
$A_h^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	4,52	6,79	6,79	6,79	4,52	4,52
$N^{bre}$ /par Plan	4HA12	6HA12	6HA12	6HA12	6HA12	6HA12
$S_t$ (cm)	20	15	15	15	15	15

Sens y-y :

Tableau V.27. Ferrailage du voile  $V_y=2,6m$

Niveau	Entre- sol	RDC	1 étages	2,3éme étages	4,5éme étages	6, 7éme étages
Section (cm <sup>2</sup> )	260×15	260×15	260×15	260×15	260×15	260×15

<b>M(KN.m)</b>	-18,36	-16,34	-19,57	-20,26	-12,86	-0,66
<b>N(KN)</b>	-1072,70	-923,40	-846,41	-808,68	-602,47	-340,51
<b>V(KN)</b>	134,87	217,82	181,19	141,58	78,91	68,33
<b>Type de section</b>	SET	SET	SET	SET	SET	SET
<b><math>\tau</math>(MPa)</b>	0,49	0,79	0,66	0,51	0,28	0,25
<b><math>\bar{\tau} = 0.2f_{c28}</math>(MPa)</b>	5	5	5	5	5	5
<b><math>A^{cal}</math> (cm<sup>2</sup>) (f sup)</b>	15,63	13,46	12,39	11,86	8,81	4,90
<b><math>A^{cal}</math> (cm<sup>2</sup>) (f inf)</b>	15,21	13,09	11,94	11,39	8,51	4,89
<b><math>A_v^{min}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	5,85	5,85	4,5	4,5	4,5	4,5
<b><math>N^{bre}</math> /par face</b>	<b>11HA14</b>	<b>11HA14</b>	<b>11HA14</b>	<b>11HA12</b>	<b>11HA12</b>	<b>11HA12</b>
<b>S<sub>t</sub>(cm)</b>	20	20	20	20	20	20
<b><math>A_h^{cal}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	0,50	0,81	0,67	0,52	0,29	0,25
<b><math>A_h^{min}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	5,85	5,85	5,85	5,85	5,85	5,85
<b><math>A_h^{adop}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	6,79	6,79	6,79	6,79	6,79	6,79
<b><math>N^{bre}</math> /par Plan</b>	<b>6HA12</b>	<b>6HA12</b>	<b>6HA12</b>	<b>6HA12</b>	<b>6HA12</b>	<b>6HA12</b>
<b>S<sub>t</sub>(cm)</b>	15	15	15	15	15	15

Tableau V.28. Ferrailage du voile  $V_y=3,1m$

Niveau	Entre- sol	RDC	1 étages	2,3ème étages	4,5ème étages	6, 7ème étages
<b>Section (cm<sup>2</sup>)</b>	310×15	310×15	310×15	310×15	310×15	310×15
<b>M(KN.m)</b>	1004,25	-42,60	-71,18	-97,74	-75,53	-65,32
<b>N(KN)</b>	-1243,56	-946,93	-855,80	-765,71	-535,27	-280,09
<b>V(KN)</b>	265,66	266,22	227,66	219,14	177,22	120,46
<b>Type de section</b>	SET	SET	SET	SET	SET	SET
<b><math>\tau</math>(MPa)</b>	0,81	0,81	0,69	0,67	0,54	0,36
<b><math>\bar{\tau} = 0.2f_{c28}</math>(MPa)</b>	5	5	5	5	5	5
<b><math>A^{cal}</math> (cm<sup>2</sup>) (f sup)</b>	8,25	14,02	12,98	11,94	8,42	4,65
<b><math>A^{cal}</math> (cm<sup>2</sup>) (f inf)</b>	27,5	13,2	11,62	10,07	6,97	3,4
<b><math>A_v^{min}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	6,97	6,97	6,97	6,97	6,97	6,97
<b><math>N^{bre}</math> /par face</b>	<b>12HA14</b>	<b>12HA14</b>	<b>12HA12</b>	<b>12HA12</b>	<b>12HA12</b>	<b>12HA12</b>

<b>St(cm)</b>	25	25	25	25	25	25
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	0,83	0,83	0,71	0,68	0,55	0,37
$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	4,46	6,97	6,97	6,97	6,97	6,97
$A_h^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	4,52	7,92	7,92	7,92	7,92	7,92
$N^{bre}$ /par Plan	4HA12	7HA12	7HA12	7HA12	7HA12	7HA12
<b>St(cm)</b>	20	15	15	15	15	15

4.5 Exemples de schéma de ferrailage d'un voile  $V_x$  :

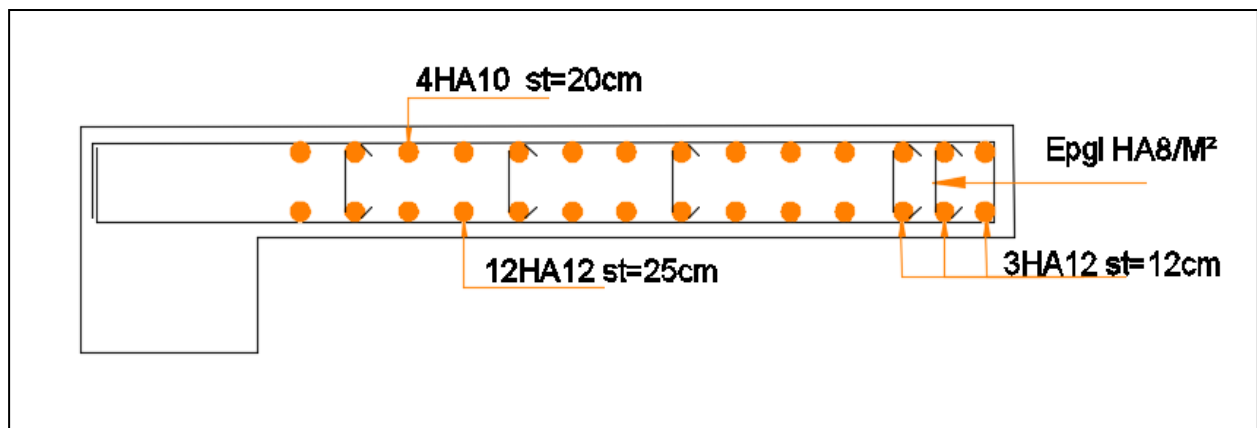


Figure V.12 Schéma de ferrailage du voile RDC  $V_x = 3$  m

V. 5 Conclusion

Au terme de ce chapitre, nous avons étudié les différents éléments principaux. Les poteaux ont été calculés et ferrailés. Il est noté que le ferrailage minimum du RPA99/2003 est souvent plus important que celui calculé par le BAEL91/99. Les poutres sont ferrillées en utilisant les sollicitations obtenues par le logiciel ROBOT STRUCTURAL2018. Les voiles de contreventement ont été calculés à la flexion composée par les sollicitations obtenues par le modèle .

Les ferrillages adoptés respectent les recommandations du RPA99/2003 et le BAEL91/99.

# **Chapitre VI**

**Etude des fondations**

### **VI.1. Introduction :**

L'infrastructure est la partie au-dessous du niveau 0,00 c'est l'ensemble des éléments, elle a pour objectif la transmission des déferont charge venue de la superstructure vers sol, cette transmission peut se faire par un contacte directe (semelles posées directement sur le sol  $\Rightarrow$  fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux  $\Rightarrow$  fondations profondes).

Une bonne conception de l'infrastructure en termes de stabilité et résistance peut assurée :

- un bon encastrement de la structure dans le sol.
- une bonne transmission des efforts apportés par la superstructure au sol d'assise.
- une bonne limitation des tassements différentiels

### **VI.2. Etude des fondations :**

#### **2.1. Les déférent type de fondation :**

Le D.T.U 13-12 définit les défirent types de fondation en fonction du rapport D/B est qui sont:

- $D/B \leq 6$  : fondation superficielle (isolé ; filante ou radier générale)
- $6 < D/B < 10$  : fondation semi profond (puits)
- $D/B \geq 10$  : fondation profonde (pieux .....)  
Avec : **D** : l'ancrage de la semelle  
**B** : la largeur de la semelle

#### **2.2. Choix du type des fondations**

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les Charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La nature du sol.
- La profondeur du sol résistant.

Pour notre projet on adaptera des semelles superficielles ( $D=2,5m \leq B \times 6$ ). Ensuite pour le choix du type on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

#### **2.3. Capacité portante du sol d'assise :**

Les essais in situ et les analyses de laboratoire effectués et selon le rapport de sol ,dans le cadre de l'étude de sol projet d'une construction à Tichy, on permit de conclure les résultats suivants :

- Les sondages pénétrométriques nous ont permis de déterminer la résistance du sol, son homogénéité ainsi que sa capacité portante. L'analyse des pétrographes a enregistré des résistances de pointe forte en surface.
- Après essai et calcul on a pus déterminer les caractéristiques suivant :

D (encrage)=1,7m ;  $Q_{adm}=1,8$  bar(contrainte admissible) ;  $C=0$ KN/m<sup>2</sup>(Cohésion) ;  $\gamma=18$  KN/m<sup>3</sup>(Poids volumique) ;  $\theta =25^\circ$  (angle de frottement interne)

**2.4. Vérification vis-à-vis les fondations superficielles :**

**2.4.1. Semelles isolées :**

**A/ Combinaisons d'actions à considérer :**

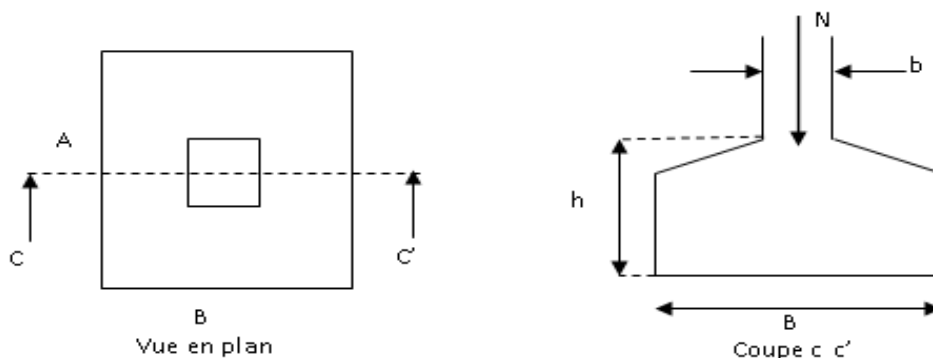
D'après le **RPA99/Version 2003**(Article 10.1.4.1) les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons suivantes :

- $G + Q \pm E$
- $0.8 \times G \pm E$

La vérification à faire est :  $\sigma = \frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow S = A \times B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \dots \dots \dots (1)$

Avec :  $N=1620,96$  KN

Donne :



**Figure VI.1** Vue d'une semelle isolée

On a une semelle et un poteau homothétique :  $\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow A = \frac{a}{b} \times B$

on remplace la valeur de A donné (1) ce qui donne :

$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{0,55}{0,55} \times \frac{1620,96}{180}} = 3m$$



$L_{\min}$ (entre axe de poteaux) = 2 m ; On remarque qu'il y'a un chevauchement entre les semelles, donc le choix des semelles isolées dans ce cas est exclure.

**2.4.2. Vérification des semelles filantes**

Choisissant une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de 6 poteaux N1, N2, N3, N4, N5, N6 .

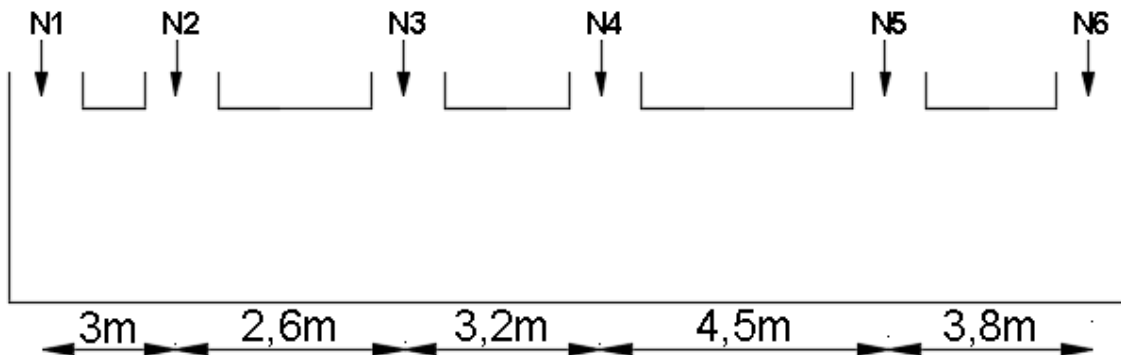


Figure VI.2 Semelle filante dans le sens yy

Avec :

$$N = \sum_{i=1}^{i=6} N_i = 1211,12 + 1324,43 + 1224,58 + 1370,52 + 810,54 + 628,15 = 6569,34KN$$

$$B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L} = \frac{6569,34}{180 \times 18,50} = 1,97m$$

Vu la distance existante entre les axes de deux portiques parallèles, on constate qu'il y a un chevauchement entre les deux semelles, Ce choix ne convient pas.

On adopte un radier général.

**2.4.3. Radier général nervuré :**

a) **Pré dimensionnement :**

Le radier est considéré comme infiniment rigide, donc on doit satisfaire les conditions suivantes :

➤ **Condition de coffrage :**

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$h_r \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

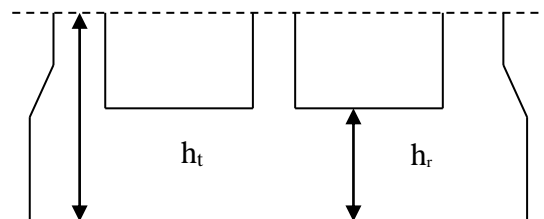


Figure VI.3 Dimension du radier.

$h_t$  : hauteur des nervures ;  $h_r$  : hauteur de la dalle.

$L_{\max}$  : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs  $L_{\max} = 5,3m$

Ce qui donne :  $h_t \geq 53cm$

$$h_r \geq 26,5cm$$

➤ **La condition de rigidité :**

Pour un radier rigide, il faut que  $L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$  avec  $L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{k \times b}}$

$L_e$  : Est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

E : Module d'élasticité du béton,  $E = 3.216 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$ .

I : Inertie de la section du radier.

K : Coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen ( $\sigma_{adm} = 1,8bar$ )  $K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$

b : La largeur de la semelle.

$$I = \frac{bh_t^3}{12} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{\max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}} = 0,6596m$$

Donc :  $h_t \geq 0,6596m$

- Surface du radier :  $S_{\text{radier}} \geq \frac{N}{\sigma_{adm}} = \frac{49694,97}{180} = 276,08m^2$

$$S_{\text{radier}} = 276,08m^2 \leq S_{\text{bâtiment}} = 335,6m^2 \Rightarrow \text{le radier est sans débord.}$$

On opte pour  $S_{\text{radier}} = S_{\text{bâtiment}}$

➤ **Condition de cisaillement :**

$$\tau_{bu}^{\max} = \frac{V_d}{b \times d} \leq \tau_{adm} = 0,05 f_{c28} \quad (I)$$

$$V_d = \frac{N_d \times L_{\max} \times 1m}{2 \times S_{\text{radier}}} \Rightarrow V_d = \frac{56841,74 \times 5,3 \times 1}{2 \times 276,08} = 545,60KN$$

$$\text{de (I)} \Rightarrow d \geq \frac{V_d \times b}{1,25} = \frac{545,60 \times 10^{-3} \times 1}{1,25} = 0,436 m$$

A partir des ces trois conditions on opte pour :

–  $h_t = 75cm$  pour les nervures du radier.

–  $h_r = 35cm$  pour la dalle du radier.

La surface du radier  $S_{rad} = S_{bat} = 335,6 m^2$ .

b) Les vérifications :

➤ Vérification au poinçonnement :

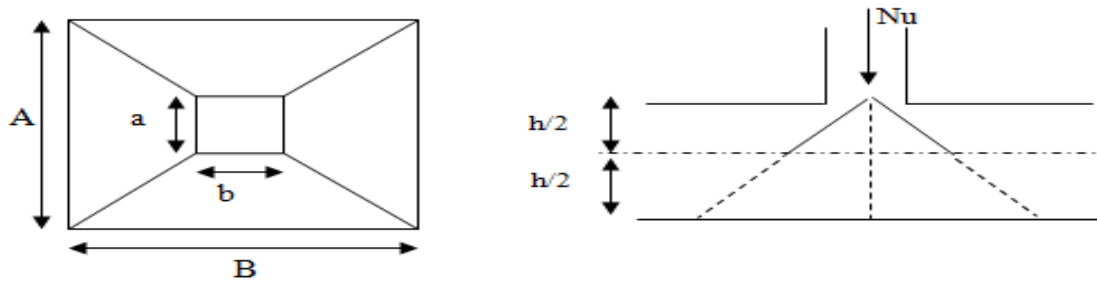


Figure VI.4 Zone de contact poteau- radier

Il faut vérifier que :  $N_d \leq 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$  ..... BAEL99 (article A.5.2,41),

Avec :  $N_d$  : L'effort normal de calcul.

$h_t$  : l'épaisseur du radier.

$U_c$  : Le périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$a = 0,55m$ . ;  $b = 0,55m$ .

$$\Rightarrow U_c = 2 \times (A + B) \text{ avec : } \begin{cases} A = a + h_t = 0,55 + 0,75 = 1,3 \\ B = b + h_t = 0,55 + 0,75 = 1,3 \end{cases} \Rightarrow U_c = 5,2m$$

$$N_d = 2,262MN \leq 0,045 \times 5,2 \times 0,75 \times \frac{25}{1,15} = 3,81MN \text{ Vérifiée (pas d'armatures d'effort tranchant)}$$

➤ Vérification des contraintes dans le sol :

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal Il faut vérifier que :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} < \sigma_{sol} ; \quad \sigma_{x,y} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} \times e \quad \text{dans les deux sens}$$

$N$ : L'effort normale du aux charges verticales.

$M_y, M_x$ : Moment sismique à la base tiré du logiciel Robot analyse structural .

• Dans le sens x-x

$$\sigma_{\max} = \frac{49,694}{335,6} + \frac{30,24}{23076} \times 16,7 = 0,16MPa$$

$$\sigma_{\min} = \frac{49,694}{335,6} - \frac{30,24}{23076} \times 16,7 = 0,12MPa$$

$$\sigma_{moy} = 0,15MPa < 0,18MPa$$

- Dans le sens y-y

$$\sigma_{\max} = \frac{49,694}{335,6} + \frac{17,34}{6385} \times 9,95 = 0,17MPa$$

$$\sigma_{\min} = \frac{49,694}{335,6} - \frac{17,34}{6385} \times 9,95 = 0,12MPa$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 0,15MPa < 0.18MPa$$

Remarque : Les contrainte est vérifiée dans les deux sens.

➤ **Vérification de la stabilité au renversement :**

Selon (Article 10.1.5) RPA99V2003, on doit vérifier que :  $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

**Sens x-x :**  $e = \frac{30,24}{49,694} = 0,61m < \frac{28,65}{4} = 7,16m$

**Sens y-y :**  $e = \frac{17,34}{49,694} = 0,34m < \frac{17,40}{4} = 4,35m$

Pas de risque au renversement dans les deux sens.

➤ **Vérification de la poussé hydrostatique :**

Il faut s'assurer que :  $N \geq F_s \times H \times S_{\text{rad}} \times \gamma_w$

Avec :

$N = 49694,97$  KN (poids propre du bâtiment ; uniquement la superstructure)

$H = 1,7m$ , la hauteur de la partie encrée du bâtiment).

$F_s = 1,15$  (coefficient de sécurité).

$S_{\text{rad}} := 335,6$  m<sup>2</sup> (surface du radier).

$\gamma_w = 10$  KN/m<sup>3</sup> (poids volumique d'eau)

On trouve :

$N = 49694,97KN \geq 1,15 \times 1,7 \times 335,6 \times 10 = 6560,98$  KN..... vérifiée.

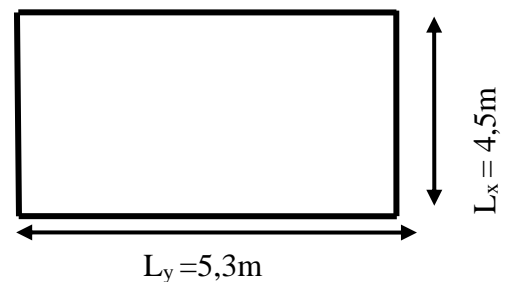
Le bâtiment est stable vis-à-vis la poussé hydrostatique de l'eau.

c) **Ferraillage du radier :**

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversée, et sollicité à la flexion simple. Le calcule se fera pour le panneau de dalle le plus sollicité et

On adoptera le même ferraillage pour les autres.

$L_x = 4,5m$  et  $L_y = 5,3m$ .



VI.5: Dalle sur quatre appuis.

Soit :  $G_0$  le poids propre du radier.

$$G_0 = \rho \times e = 25 \times 0,35 = 8,75 \text{KN} / \text{m}^2.$$

➤ **Calcul des sollicitations :**

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} + 1,35G_0 \Rightarrow q_u = \frac{56841,74}{335,6} + 1,35 \times 8,75 \Rightarrow q_u = 181,18 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$q_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} + G_0 \Rightarrow \frac{49694,97}{335,6} + 8,75 = 156,82 \text{KN} / \text{m}^2$$

Avec  $N_u$  est l'effort normal ramené par la superstructure, et  $G_0$  le poids propre du radier.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,5}{5,3} = 0,85 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

**L'ELU :**

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0506 \\ \mu_y = 0,6864 \end{cases} \quad (\text{Annexe II})$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 0,0506 \times 181,18 \times 4,5^2 = 185,64 \text{KN.m} \\ M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 0,6864 \times 185,64 = 127,42 \text{KN.m} \end{cases}$$

En tenant compte de la continuité des panneaux, les moments seront réduits ainsi :

$$\text{Moment en travées} \begin{cases} M_t^x = 0,85 \times M_x = 157,79 \text{KN.m} \\ M_t^y = 0,85 \times M_y = 108,30 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moment en appuis} \begin{cases} M_a^x = -0,5 \times M_x = -92,82 \text{KN.m} \\ M_a^y = -0,5 \times M_y = -63,71 \text{KN.m} \end{cases}$$

**L'ELS :**

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0576 \\ \mu_y = 0,7794 \end{cases} \quad (\text{Annexe II})$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 0,0576 \times 156,82 \times 4,5^2 = 182,91 \text{KN.m} \\ M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 0,7794 \times 182,91 = 142,56 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moment en travées} \begin{cases} M_t^x = 0,85 \times M_x = 155,47 \text{KN.m} \\ M_t^y = 0,85 \times M_y = 121,17 \text{KN.m} \end{cases}$$

Moment en appuis  $\begin{cases} M_a^x = -0,5 \times M_x = -91,45 \text{KN.m} \\ M_a^y = M_a^y = -0,5 \times M_y = -71,28 \text{KN.m} \end{cases}$

➤ **Ferraillage de la dalle :**

Le ferraillage se fait à la flexion simple pour une bande de 1m. Le ferraillage se fait pour une section  $b \times h = (1 \times 0,35) \text{ m}^2$

➤ **Calcul de  $A_{\min}$  :**

$$\left. \begin{matrix} e > 12 \text{cm} \\ \rho \geq 0.4 \end{matrix} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = \rho_0 \left( \frac{3-\rho}{2} \right) \times b \times e \\ A_{\min}^y = \rho_0 b e \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = 0.0008 \times \left( \frac{3-0.85}{2} \right) \times 100 \times 35 = 3,01 \text{cm}^2 \\ A_{\min}^y = 0.0008 \times 100 \times 35 = 2,8 \text{cm}^2 \end{cases}$$

➤ **Espacement des armatures :**

Pour les deux sens :  $S_t \leq \min (2e, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$

Les résultats du ferraillage sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.1 : Ferraillage du radier**

Position	Sens	$M_u$ KN.m	$A_{\text{cal}}$ ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	$A_{\min}$ ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	$A_{\text{choisit}}$ ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	$S_t$ (cm)
En travée	Selon x	157,79	16,19	3,01	8HA20=25,13	10
	Selon y	108,30	10,85	2,8	8HA16=16,08	10
En appuis	Selon x-y	92,82	9,12	2,8	8HA16=16,08	10

**L'ELS**

• **Vérification des contrainte du béton :**

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.2 Vérifications des contraintes du béton et l'acier.**

Position	Sens	$M_{\text{ser}}$ (KN.m)	$\sigma_{bc}$ (Mpa)	$\sigma'_{bc}$ (Mpa)	$\sigma_{st}$ (Mpa)	$\sigma'_{st}$ (Mpa)	Observation
En travée	X-X	155,47	13,98	15	326,71	201,633	Non vérifiée
	Y-Y	121,17	9,18	15	282,31	201,633	Non vérifiée
En appuis	X-Y	91,45	6,93	15	213,07	201,633	Non vérifiée

Recalculé à **L'ELS** :

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.3 les nouvelles sections d'acier adopté à l'ELS.**

Position	Sens	$M_{\text{ser}}$ KN.m	$A_{\text{choisit}}$ ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	$\sigma_{st}$ (Mpa)	$\sigma'_{st}$ (Mpa)
En travée	Selon x	155,47	12HA20=37,70	192,30	201,633
	Selon y	121,17	10HA20=31,42	149,86	201,633
En appui	Selon x	91,45	8HA20=25,13	192,17	201,633

- Schéma de ferrailage :

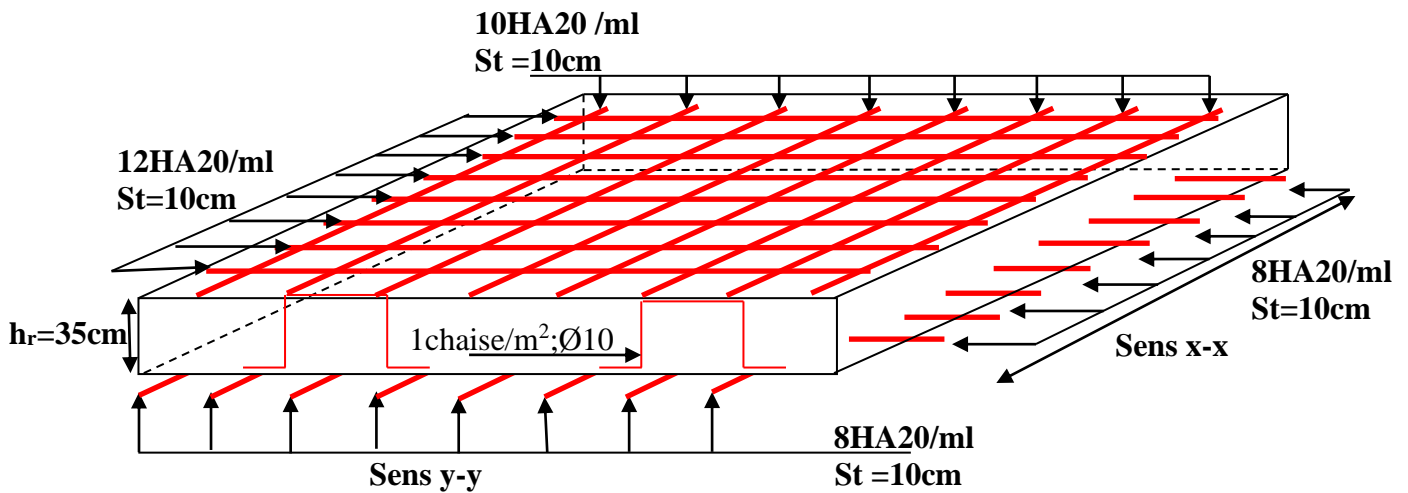


Figure VI.6 Schéma de ferrailage de radier.

**d) Ferrailage des nervures :**

La nervure est une poutre encrée dans les fondations sollicitée par son poids propre et la charge transmise par le radier celle-ci dépend de type de rupture de la dalle.

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 subdivise en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires pour le calcul du ferrailage, en prenant le cas le plus défavorable.  $l_{max} = 4,9m$

**Cas de charge équivalent**

➤ Cas de charges triangulaires : cas de plusieurs charges :  $q_m = q_v = \frac{p}{2} \times \frac{\sum_{i=1}^n l_{xi}^2}{\sum_{i=1}^n l_{xi}}$

➤ Cas d'une seule charge :  $q_m = \frac{2}{3} \times p \times l_x$  et  $q_v = \frac{1}{2} \times p \times l_x$

➤ Cas de charges trapézoïdales :  $q_m = \frac{p}{2} \times (1 - \frac{\rho_g^2}{3}) \times l_{xg} + \frac{p}{2} \times (1 - \frac{\rho_d^2}{3}) \times l_{xd}$

$$q_v = \frac{p}{2} \times (1 - \frac{\rho_g}{3}) \times l_{xg} + \frac{p}{2} \times (1 - \frac{\rho_d}{3}) \times l_{xd}$$

sachant que ;  $p = \frac{N}{S_{radier}}$  ; avec  $N = N_u + N_{radier}$

➤ **Calcul des sollicitations :** le calcul des nervure ce fait de la même manier que les poutrelle ( ferrailé en flexion simple).

• **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 :  $l' = \begin{cases} l & \dots\dots\dots \text{Travée de rive} \\ 0.8 \times l & \dots\dots\dots \text{Travée intermédiaire} \end{cases}$

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**

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

Avec ;  $M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (l - x)$  et  $x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$

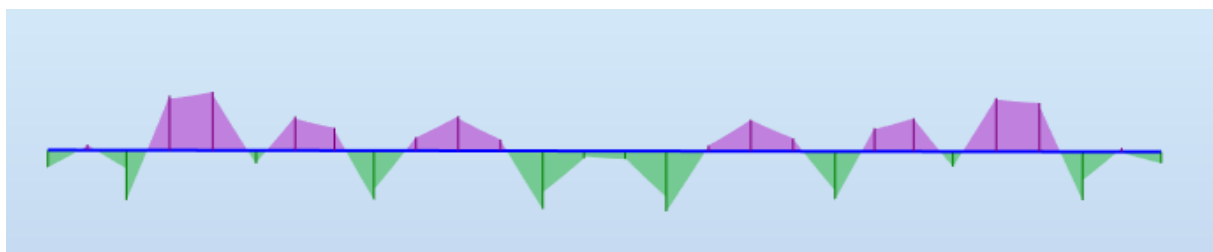
$M_g$  et  $M_d$  : Moments sur appuis de gauche et droit respectivement.

Pour le calcul on prend la nervure le plus sollicitée.

**Remarque :**

Pour le calcul des sollicitations ,les valeurs sont extraites de logiciel robot analyse structural 2018.

• **Sens x-x :**



**Figure. VI. 7:** Sollicitations sur les nervures dans le sens x-x.

Les résultats des calcules sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.4** Sollicitations de la nervure dans le sens x-x.

Localisation	travée	Appui
<b>M<sub>u</sub>(KN.m)</b>	-565,40	490,17
<b>M<sub>s</sub>(KN.m)</b>	-411,28	355,93
<b>V(KN)</b>	769,13	



- Sens y-y :

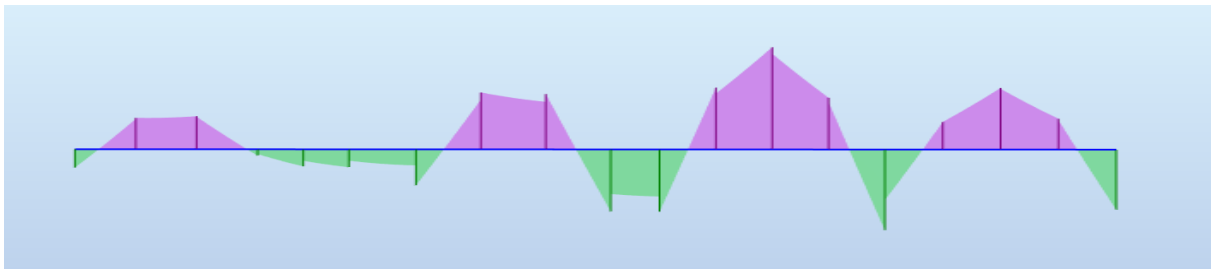


Figure. VI. 8: Sollicitations sur les nervures dans le sens y-y.

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.5 Sollicitations de la nervure dans le sens y-y.

Localisation	travée	Appui
$M_U(KN.m)$	-646,64	527,82
$M_s(KN.m)$	-469,83	382,98
$V(KN)$	762,40	

- Ferrailage :

Les nervures sont des poutres continues, de section en T, elles sont ferrillées à la flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables.

$$h=75cm$$

$$h_0=35cm$$

$$b_0=55cm$$

$$b \leq 2 \times \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) + b_0$$

$$\Rightarrow \text{Sens } x; \quad b \leq \min\left(\frac{3}{10}; \frac{5,3}{2}\right) \times 2 + b_0 = 1,15m.$$

$$\Rightarrow \text{Sens } y; \quad b \leq \min\left(\frac{3}{10}; \frac{5,3}{2}\right) \times 2 + b_0 = 1,15m.$$

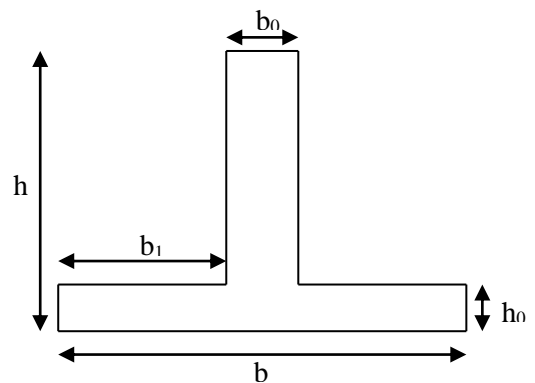


Fig. VI. 9: Section à ferrailer.

**Remarque :** Le ferrailage des nervures en appuis est comme une section rectangulaire (b×h) mais la section à prendre en travée est une section en T.

Les résultats du ferrailage sont résumés dans les tableaux suivant :

Tableau VI.6 Résumé des résultats du ferrailage des nervures

Sens	Localisation	M(KN.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix
X-X	Travée	-565,40	26,85	9,72	37,70	12HA20
	Appui	490,17	17,90	4,64	37,70	12HA20
Y-Y	Travée	-646,64	27,73	9,72	37,70	12HA20
	Appui	527,82	23,44	4,64	37,70	12HA20

➤ Les Vérifications

Vérification de l'effort tranchant

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{V}{b \times d} < \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPA}$$

Sens x :

$$\tau_u = \frac{769,13 \times 10}{1,15 \times 0,70} = 0,995 \text{ MPA}$$

Sens y :

$$\tau_u = \frac{762,40 \times 10}{1,15 \times 0,70} = 0,947 \text{ MPA}$$

L'effort tranchant est vérifié dans les deux sens .

- **Armatures transversales :**

$$\Phi_t \geq \min (b_0/10; h/35; \Phi_L^{\min})$$

$$\Phi_t \geq \min (6 \text{ mm} ; 2,41 \text{ mm} ; 20 \text{ mm}) = 6 \text{ mm} \quad \text{On adopte a un étrier } \Phi 10.$$

- **Espacement des aciers transversaux:**

Soit :  $A_t = 3,14 \text{ cm}^2 = 4T10$

$$St \leq \min(0.9d, 40\text{cm}) \Rightarrow St = \min(76,5; 40\text{cm}) = 40\text{cm}$$

$$St \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = \frac{3,14 \times 400}{0.4 \times 55} = 57,09\text{cm}$$

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

- **Armatures de peau :**

D'après le CBA (Article A.7.3), on doit mettre des armateurs de peau de section  $A_p = 3\text{cm}^2/\text{ml}$  par la hauteur des nervures.

Nous avons :  $h_n = 75\text{cm} \Rightarrow A_p = 3 \times 0.75 = 2,25\text{cm}^2$ . On adopt 2HA14 =  $3,08\text{cm}^2/\text{face}$ .

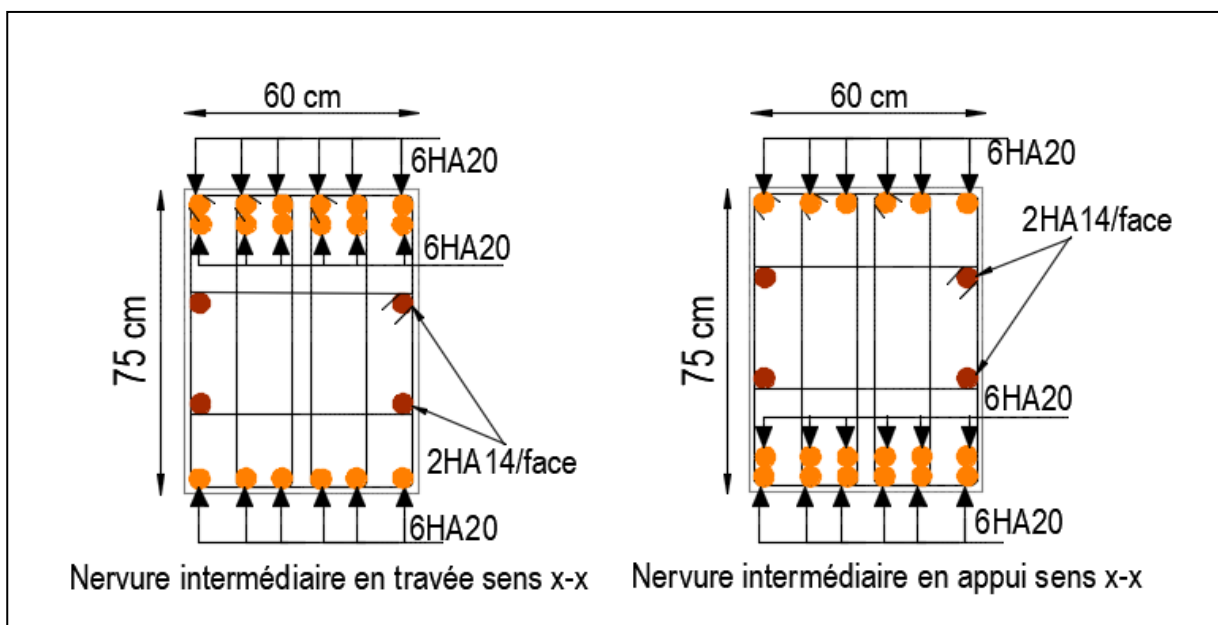
• Vérification des contraintes

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.7 Résumé des résultats (vérification des contraintes).

Sens	Localisation	$M_{ser}(KNm)$	$\sigma_b (MPa)$	$\bar{\sigma}_b (MPa)$	$\sigma_s (MPa)$	$\bar{\sigma}_s (MPa)$	Obs
X-X	Travée	411,28	5,08	15	173,64	201,63	vérifiée
	Appui	355,93	4,40	15	150,27	201,63	vérifiée
Y-Y	Travée	469,83	5,81	15	198,36	201,63	vérifiée
	Appui	382,98	4,73	15	161,69	201,63	vérifiée

➤ Schémas de ferrailage des nervures :



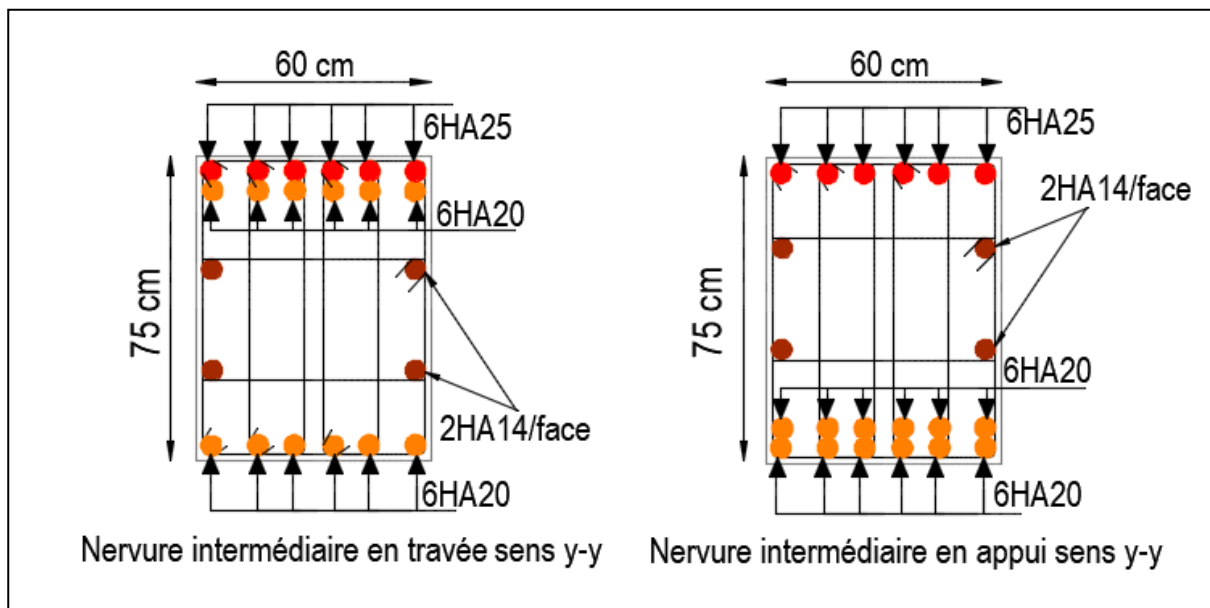


Fig. VI. 10: Schéma de ferrailage des nervures selon les deux sens.

### VI.3 Voiles périphériques :

#### Introduction :

Selon le **RPA99/2003**, les ossatures au-dessous de niveau de base, doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base. Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Une épaisseur minimale de 15 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.1 % dans les deux sens.
- Les armatures de ce voile ne doit pas réduire (diminuer) sa rigidité d'une manière importante

#### Caractéristiques des voiles :

- Hauteur :  $h=3,4m$ .
- Epaisseur :  $e=20cm$ .

#### Caractéristiques du sol :

- Poids spécifique :  $\gamma = 18KN/m^3$
- angle de frottement :  $\varphi = 25^\circ$
- Cohésion :  $C=0 KN/m^2$

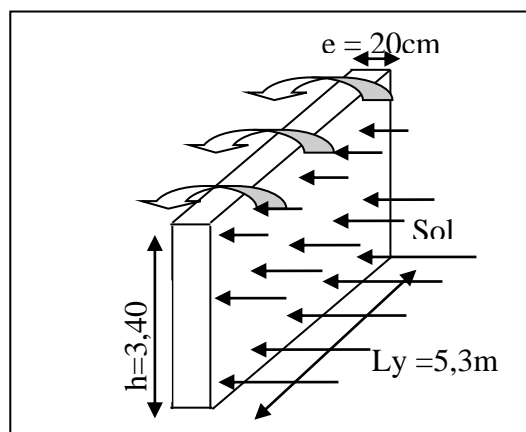


Figure VI.11 : Schéma du mur périphérique

Le voile périphérique est comme un ensemble de panneaux dalles encastrés en chaque côté.

Il est soumis à la poussée des terres, et une surcharge d'exploitation estimée à  $10 \text{ KN/m}^2$ .

**Sollicitations :**

**a) Poussée des terres**

$$G = \gamma \times h \times tg^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) - 2 \times C \times tg \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right)$$

$$\Rightarrow G = \gamma \times h \times tg^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) = 18 \times 3,4 \times tg^2 \left( \frac{180}{4} - \frac{25}{2} \right) = 24,83 \text{ KN/m}^2$$

**b) Charge due à la surcharge**

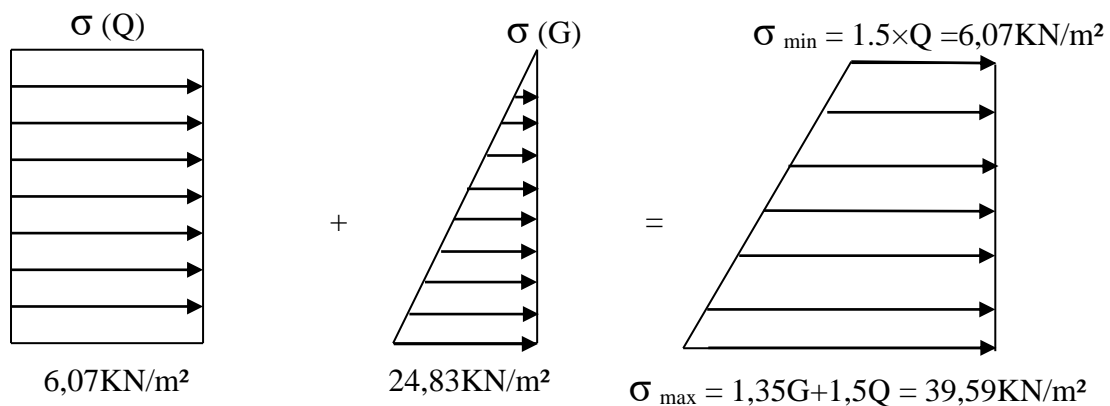
$$Q = q \times tg^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) \Rightarrow Q = 10 \times tg^2 \left( \frac{180}{4} - \frac{25}{2} \right) = 4,05 \text{ KN/m}^2$$

▪ **Ferrailage :**

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

**Calcul à l'ELU :**

$$P_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 39,59 \text{ KN/m}$$



**Fig. VI.12:** Diagramme des contraintes.

Le voile périphérique se calcule comme un panneau de dalle sur quatre appuis, uniformément chargé d'une contrainte moyenne tel que :

$$L_x = 3,4 \text{ m} ; \quad L_y = 5,3 \text{ m} ; \quad e = 20 \text{ cm} ; \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 31,21 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml} = 31,21 \text{ KN/ml}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,64 > 0,4 \Rightarrow \text{Le panneau travaille dans les deux sens.}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0765 \\ \mu_y = 0,3472 \end{cases} \quad (\text{Annexe II})$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 0,0765 \times 31,21 \times 3,4^2 = 27,60 \text{ KN.m} \\ M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 0,3472 \times 27,60 = 9,58 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Moment en travée :**

$$\begin{cases} M_t^x = 0,85 \times M_x = 23,46KN.m \\ M_t^y = 0,85 \times M_y = 8,14KN.m \end{cases}$$

- **Moment en appui :**

$$M_{ap} = -0,5 \times M_x = -13,8KN.m$$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.8.** Ferrailage du voile périphérique.

Sens		M (KN.m)	A cal (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A adoptée (cm <sup>2</sup> /ml)	Choix de barres
Travée	X-X	23,46	4,67	2	4,71	6T10
	Y-Y	8,14	1,58	2	3,14	4T10
Appui		-13,8	2,71	2	3,14	4T10

**Espacement des armatures :** nous avons (F.N) donc :

**Armatures // L<sub>x</sub> :** St ≤ min (2e, 25cm) =15cm

Soit : St=15cm

**Armatures // L<sub>y</sub> :** St ≤ min (2e, 25cm) =25cm

Soit : St=25cm

**Vérifications :**

**A L'ELU:**

- **Condition de non fragilité :**

$$\rho = 0,64 > 0,4$$

$$A_x^{min} = \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho) \times b \times e \quad ; \quad \rho_0 = 0,0008 \dots \dots \dots \text{pour Fe 400}$$

$$A_x^{min} = \frac{0,0008}{2} (3 - 0,64) \times 100 \times 20 = 1,88cm^2$$

$$A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e = 0,0008 \times 100 \times 20 = 1,6cm^2$$

A<sub>t</sub> > A<sub>min</sub> ..... **condition vérifiée.**

A<sub>a</sub> > A<sub>min</sub> ..... **condition vérifiée.**

**Effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right) = 2,5MPa.$$

$$\begin{cases} V_x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{31,21 \times 3,4}{2} \times \frac{5,3^4}{3,4^4 + 5,3^4} = 45,37KN \\ V_y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{31,21 \times 5,3}{2} \times \frac{3,4^4}{3,4^4 + 5,3^4} = 11,97KN. \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \tau_{ux} = \frac{45,37 \times 10^{-3}}{1 \times 0,15} = 0,30MPa < 2,5MPa & \text{La condition est vérifiée.} \\ \tau_{uy} = \frac{11,97 \times 10^{-3}}{1 \times 0,15} = 0,079MPa < 2,5MPa & \text{La condition est vérifiée} \end{cases}$$

**Vérification à l'ELS :**

$$\sigma_{max} = G + Q = 24,03 + 4,05 = 28,08KN / m^2.$$

$$\sigma_{min} = 4,05KN / m^2.$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 22,07KN / m^2$$

$$q_s = \sigma_{moy} \times 1ml = 22,07 KN/m$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0819 \\ \mu_y = 0,5117 \end{cases} \quad \text{(Annexe II).}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 0,0819 \times 22,07 \times 3,4^2 = 20,89KN.m \\ M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 0,5117 \times 20,89 = 10,92KN.m \end{cases}$$

- **Moments en travée**  $\begin{cases} M_t^x = 0,85 \times M_x = 17,75KN.m \\ M_t^y = 0,85 \times M_y = 9,28KN.m \end{cases}$
- **Moments en appui**  $M_a^x = M_a^y = 0,5 \times M_x = -10,44KN.m$

**Vérification des contraintes :**

On doit vérifier :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0,6 \times f_{c28} = 15MPa.$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \times \sqrt{\eta \cdot f_{r28}}\right) = 201,63MPa.$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.9.** Vérifications des contraintes dans le voile périphérique.

Sens		M <sub>ser</sub> (KN.m)	σ <sub>b</sub> (MPa)	σ̄ <sub>b</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ̄ <sub>s</sub> (MPa)
Travée	X-X	17,75	6,54	15	275,69	201,63
	Y-Y	9,28	4,03	15	212,71	201,63
Appui		-10,44	4,52	15	239,30	201,63

**Recalculé à L'ELS :**

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.10. Nouvelles sections de Vérifications des contraintes :

Sens		$M_{ser}(KN.m)$	Choix de barres	$\sigma_b (MPa)$	$\bar{\sigma}_b (MPa)$	$\sigma_s (MPa)$	$\bar{\sigma}_s (MPa)$
Travée	X-X	17,75	6HA12	5,72	15	194,17	201,63
	Y-Y	9,28	4HA12	4,01	15	137,74	201,63
Appui		-10,44	4HA12	4,51	15	154,96	201,63

3.1 : Schéma statique d'un voile périphérique :

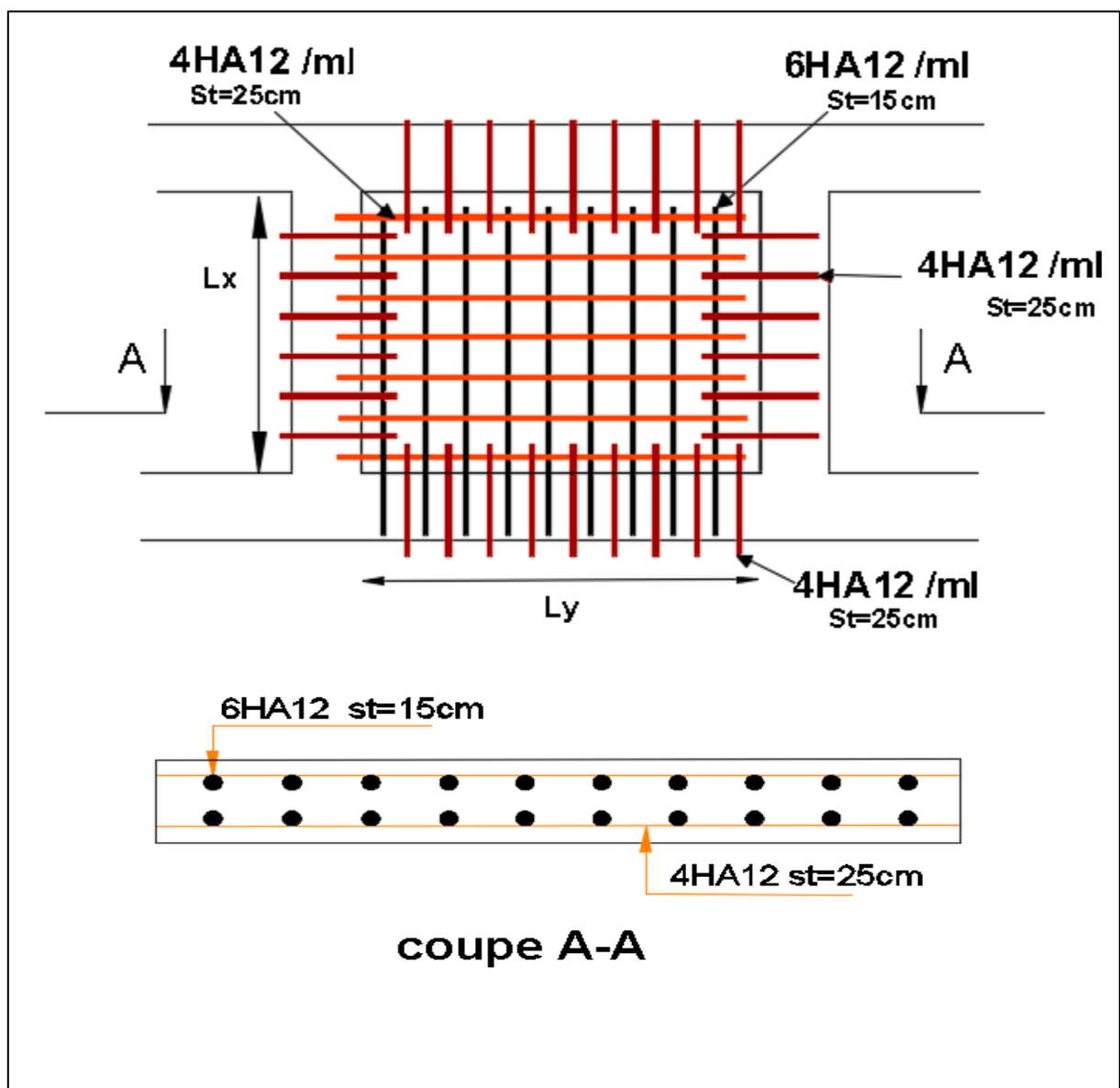


Figure.VI.13: schéma de ferrailage de voile périphérique



**VI.4 Conclusion**

L'étude de l'infrastructure constitue une étape importante dans le calcul d'ouvrage. Ainsi le choix de la fondation dépend de plusieurs paramètres liés aux caractéristiques du sol en place ainsi que les caractéristiques géométriques de la structure.

Dans un premier temps nous avons essayé d'utiliser des semelles isolées. Cette solution a été écartée à cause du chevauchement qu'elle induisait. La même raison dans le cas de semelle filante. Nous avons adopté un radier nervuré ayant les dimensions suivantes :

Epaisseur du radier : **35cm**

Sections des nervures :  $(b \cdot h) = (55 \cdot 75) \text{ cm}^2$ .

# CONCLUSION GÉNÉRALE

Dans notre projet de fin de cycle, nous avons étudié un bâtiment R+7+Entre-sol

En guise de conclusion, nous pouvons dire que l'étude de cet ouvrage nous a permis deux choses : la première, ce sont toutes ces nouvelles informations acquises par rapport au domaine du bâtiment, la deuxième, elle nous a aidés à ajouter d'autres connaissances celles déjà apprises durant notre cursus à propos de la conception ainsi le calcul des différentes structures en accord avec la réglementation en vigueur.

Les conclusions les plus pertinentes auxquelles cette étude est aboutie sont les suivantes :

Nous avons commencé par l'études des éléments non principaux On a adopté l'épaisseur suivant :

- Pour le plancher a corps creux, nous avons adopté une épaisseur de 20 cm.
- Pour les dalles pleines, nous avons six types dont l'épaisseur 12 cm.
- Dans notre projet nous avons deux types d'escalier dont l'épaisseur 15 cm.

En suite pour la recherche de bon comportement de la structure nous conduits à dégager certain nombre de conclusion, dont les plus importants sont :

- Nous avons choisi logiciel robot à partir de ses multiples avantages comme :la capacité de calcul, et la vitesse d'exécution, ses résultats sont proches à la réalité.
- L'irrégularité en plan de notre structure ainsi que les contraintes architecturales rendent difficile la recherche d'un bon comportement dynamique (disposition des voiles)
- Il est plus facile d'obtenir un bon comportement dynamique vis-à-vis sollicitations sismiques, lorsque la structure est symétrique contrairement à notre structure, elle est compliquée, ça nous a obligé de choisir des poteaux de section carré. On a constaté aussi que les poteaux sont ferrailés avec le minimum du RPA99, cela est dû au surdimensionnement, et que le RPA99 valorise la sécurité avant l'économie.
- Pour le type de la fondation, on a choisi un radier nervuré caractérisé par sa sa bonne résistance.

Enfin, notre souhait le plus chère est de voir notre travail servir pour les futures promotions



# **BIBLIOGRAPHE**

# Bibliographie

- Règles BAEL 91 modifiées 99, Edition Eyrolles, Troisième édition 2000.
- Règles Parasismiques Algériennes, Edition CGS, RPA 99 / version 2003.
- DTR B.C.2.2, charges permanentes et charges d'exploitations, Edition CGS, Décembre 1993.
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93), Edition CGS, Décembre 1993.
- Cours de béton armé, 3<sup>ème</sup> et 4<sup>ème</sup> année Génie Civil.
- Anciens mémoires de fin d'étude.

## Outils informatique :

- ✓ Logiciel AUTOCAD
- ✓ Logiciel robot analyse structural 2018
- ✓ Logiciel Excel et Word



# **ANNEXES**

# Annexe I

TAB. 6.4 – Valeurs de  $M_1$  ( $M_2$ ) pour  $\rho = 1$

$U/l_x$	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
$V/l_y$											
0.0	/	0.224	0.169	0.14	0.119	0.105	0.093	0.083	0.074	0.067	0.059
0.1	0.3	0.21	0.167	0.138	0.118	0.103	0.092	0.082	0.074	0.066	0.059
0.2	0.245	0.197	0.16	0.135	0.116	0.102	0.09	0.081	0.073	0.064	0.058
0.3	0.213	0.179	0.151	0.129	0.112	0.098	0.088	0.078	0.071	0.063	0.057
0.4	0.192	0.165	0.141	0.123	0.107	0.095	0.085	0.076	0.068	0.061	0.056
0.5	0.175	0.152	0.131	0.115	0.1	0.09	0.081	0.073	0.066	0.058	0.053
0.6	0.16	0.14	0.122	0.107	0.094	0.085	0.076	0.068	0.062	0.054	0.049
0.7	0.147	0.128	0.113	0.099	0.088	0.079	0.072	0.064	0.057	0.051	0.047
0.8	0.133	0.117	0.103	0.092	0.082	0.074	0.066	0.059	0.053	0.047	0.044
0.9	0.121	0.107	0.094	0.084	0.075	0.068	0.061	0.055	0.049	0.044	0.04
1.0	0.11	0.097	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057	0.05	0.047	0.041	0.03

NOTA : Pour avoir les valeurs de  $M_2$  ; il suffit de permuter U et V.

# Annexe II

## DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES ARTICULÉES SUR LEUR CONTOUR

$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$		$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$	
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$		$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
0.40	0.1101	0.2500	0.1121	0.2854	0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924	0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000	0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077	0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155	0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6647
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234	0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319	0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402	0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491	0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580	0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671	0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758	0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853	0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949	0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050	0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150	0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7933
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254	0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357	0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4462	0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565	0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672	0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781	0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892	0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004	0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117	0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235	0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351	0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469	0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584	0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704	1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817					

# Annexe III

## SECTIONS RÉELLES D'ARMATURES

Section en  $cm^2$  de N armatures de diamètre  $\phi$  en mm.

$\phi$ :	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.42	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.8
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.5
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.2
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33