

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

## Mémoire de fin d'études

Master 2

Option : Matériaux et structures

### Thème

Etude d'un bâtiment R+7+ Duplex+ 2 entres sols à  
Usage Habitation contreventé par un système mixte

Présenté par :

BERKANE Idir

HARFOUCHE Yacine

Encadré par :

Mr : BOUKELLOUDA

Abdelhafid

Membres de jury :

Mr:LAICHAOUI

Mlle:BOUHGAMSA

# *Remerciement*

*Toute notre gratitude et remerciement au dieu miséricordieux  
qui nous a permis d'achever ce travail.*

*Nous remercions nos chers parents ainsi que nos familles qui  
nous ont toujours encouragés et soutenu durant toutes nos  
études.*

*Nos plus vifs remerciements vont à notre promoteur M<sup>r</sup>  
BOUKELLOUDA Abdelhafid pour nous avoir guidé dans  
notre travail.*

*Merci à vous, membres de jury qui nous feront l'honneur de  
juger ce travail.*

*Notre sincère gratitude à tous ceux qui ont participés de près  
ou de loin à la réalisation de ce travail.*

# *Dédicaces*

*Je dédie ce modeste travail :*

*A mes parents qui ont mis tous les moyens nécessaires pour  
ma réussite.*

*A ma Sœur Sissa et mon frère Ferhat*

*A ma grande mère*

*Mes oncles et tantes et cousins ainsi que leurs familles.*

*Mes Frères et amis : Bader, Fafou, Rahim, Bogache, Fouad,  
Rabah, Redha, Lamine, Sofiane, Fouzi, Walid*

*Mon binôme : Yacine*

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

# *Dédicaces*

*Je dédie ce modeste travail :*

*A mes parents qui ont mis tous les moyens nécessaires pour  
ma réussite.*

*A mes Sœurs*

*Mes oncles et tantes et cousins ainsi que leurs familles.*

*Mes neveux et nièces*

*Mes Frères et amis : Rayane, Bachir, Hamsik, Hamza et Mami*

*Mon binôme : Idir*

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

## Table des matières

### Chapitre I 1

|        |  |   |
|--------|--|---|
| I.1.   | Présentation du projet.....                              | 1 |
| I.1.1. | Implantation de l'ouvrage .....                          | 1 |
| I.1.2. | Description architectural de l'ouvrage .....             | 1 |
| I.1.3. | Données géotechnique du site.....                        | 1 |
| I.2.   | Hypothèses de calcul aux états limites .....             | 1 |
| I.2.1. | Etat Limite Ultime « E L U », CBA93 (Art A.4.3.2).....   | 1 |
| I.2.2. | Etat Limite de Service « E L S », CBA93 (Art A.4.5)..... | 2 |
| I.3.   | Caractéristiques des matériaux utilisés.....             | 2 |
| I.3.1. | Béton .....  | 2 |
| I.3.2. | Acier.....   | 2 |
| I.4.   | Règlements et normes utilisés .....                      | 3 |

### Chapitre II

|         |   |    |
|---------|---|----|
| II.1.   | Pré dimensionnement des planchers.....        | 4  |
| II.1.1. | Plancher à corps creux .....                  | 4  |
| II.1.2. | Plancher à dalle pleine .....                 | 7  |
| II.2.   | Pré dimensionnement des poutres .....         | 8  |
| II.2.1. | Poutres Principales (PP).....                 | 8  |
| II.2.2. | Poutres Secondaires (PS) .....                | 8  |
| II.2.3. | Poutres brisées : .....                       | 8  |
| II.2.4. | Poutres de chaînage :.....                    | 8  |
| II.3.   | Pré dimensionnement des voiles .....          | 9  |
| II.4.   | Pré dimensionnement des escaliers :.....      | 9  |
| II.5.   | Evaluation des charges et des surcharges..... | 14 |
| II.6.   | Pré dimensionnement des poteaux .....         | 16 |
| II.7.   | Conclusion.....                               | 30 |

### Chapitre III

---

|          |                                 |    |
|----------|---------------------------------|----|
| III.1.   | Introduction.....               | 31 |
| III.2.   | Calcul des planchers .....      | 31 |
| III.2.1. | Plancher à corps creux .....    | 31 |
| III.2.2. | Plancher à dalle pleine .....   | 48 |
| III.3.   | Etude de l'ascenseur .....      | 57 |
| III.4.   | Etude de l'acrotère.....        | 63 |
| III.5.   | Etude des escaliers.....        | 67 |
| III.6.   | Etude de la poutre brisée ..... | 81 |
| III.7.   | Conclusion .....                | 85 |

## Chapitre IV

|         |  |    |
|---------|--|----|
| IV.1.   | Introduction.....  | 86 |
| IV.2.   | Méthodes de calcul .....   | 86 |
| IV.3.   | Méthode statique équivalente .....                                   | 86 |
| IV.3.1. | Calcul de la force sismique totale (effort tranchant à la base)..... | 86 |
| IV.3.2. | Méthode dynamique modale spectrale :.....                            | 89 |
| IV.4.   | Interprétation des résultats de l'analyse dynamique:.....            | 90 |
| IV.4.1. | Disposition des voiles de contreventement:.....                      | 90 |
| IV.4.2. | Mode de vibration et taux de participation des masses :.....         | 90 |
| IV.4.3. | Analyse du comportement de la structure :.....                       | 91 |
| IV.4.4. | Vérification de la résultante des forces sismiques :.....            | 92 |
| IV.4.5. | Justification de l'interaction voile-portique :.....                 | 93 |
| IV.4.6. | Vérification de l'effort normal réduit : .....                       | 95 |
| IV.4.7. | Vérification des déplacements: .....                                 | 95 |
| IV.4.8. | Vérification de l'effet P-Delta: .....                               | 96 |
| IV.5.   | Conclusion: .....  | 98 |

## Chapitre V

|                              |     |
|------------------------------|-----|
| V.1. Introduction .....      | 99  |
| V.2. Etude des poutres.....  | 99  |
| V.3. Etude des poteaux.....  | 103 |
| V.4. Étude des voiles :..... | 116 |

## Chapitre VI

|   |     |
|---|-----|
| VI.1. Introduction.....                         | 124 |
| VI.2. Etude des fondations.....                 | 124 |
| VI.2.1. Les différents types de fondation ..... | 124 |
| VI.2.2. Choix du type des fondations.....       | 124 |
| VI.3. Etude du mur adossé.....                  | 136 |
| VI.4. Conclusion .....                          | 139 |

## Table des figures

|  |    |
|--|----|
| <b>Figure II.1.</b> Coupe transversale d'un plancher à corps creux .....                   | 4  |
| <b>Figure II.2.</b> Plan de disposition des poutrelles (étage 1).....                      | 5  |
| <b>Figure II.3.</b> Plan de disposition des poutrelles (entre sol 1) .....                 | 6  |
| <b>Figure II.4.</b> Coupe transversale des poutrelles.....                                 | 6  |
| <b>Figure II.5.</b> Coupe transversale d'un voile .....                                    | 9  |
| <b>Figure II.6.</b> Surface afférente du niveau 9 (poteau 1).....                          | 17 |
| <b>Figure II.7.</b> Surface afférente du niveau 8 .....                                    | 17 |
| <b>Figure II.8.</b> Surface afférente du niveau 7 – entre sol 1 .....                      | 17 |
| <b>Figure II.9.</b> Surface afférente de l'entre sol 2.....                                | 18 |
| <b>Figure II.10.</b> Surface afférente en dessous de l'entre sol 2.....                    | 18 |
| <b>Figure II.11.</b> Surface afférente du niveau 9 (poteau 2).....                         | 20 |
| <b>Figure II.12.</b> Surface afférente du niveau 8 .....                                   | 21 |
| <b>Figure II.13.</b> Surface afférente de niveau 7 – entre sol 1.....                      | 21 |
| <b>Figure II.14.</b> Surface afférente de l'entre sol 2.....                               | 21 |
| <b>Figure II.15.</b> Surface afférente du niveau 9 (poteau 3).....                         | 23 |
| <b>Figure II.16.</b> Surface afférente du niveau 8 .....                                   | 24 |
| <b>Figure II.17.</b> Surface afférente du niveau 7 .....                                   | 24 |
| <b>Figure II.18.</b> Surface afférente de niveau 6 - RDC.....                              | 24 |
| <b>Figure II.19.</b> Surface afférente de l'entre sol 1 .....                              | 25 |
| <b>Figure II.20.</b> Surface afférente de l'entre sol 2.....                               | 25 |
| <b>Figure II.21.</b> Surface afférente en dessous de l'entre sol 2.....                    | 25 |
| <b>Figure III.1.</b> Schéma statique de la poutrelle.....                                  | 34 |
| <b>Figure III.2.</b> Diagramme des moments aux appuis d'une poutre à 2travées .....        | 34 |
| <b>Figure III.3.</b> Diagramme des efforts tranchants d'une poutre à 2 travées .....       | 35 |
| <b>Figure III.4.</b> Schéma statique de la poutrelle type 5 (Étages 7) .....               | 36 |
| <b>Figure III.5.</b> Ferraillage de la dalle de compression.....                           | 47 |
| <b>Figure III.6.</b> Schéma de ferraillage de la dalle D2 .....                            | 56 |
| <b>Figure III.7.</b> Schéma de ferraillage de la dalle D4 .....                            | 56 |
| <b>Figure III.8.</b> Schéma de ferraillage de la dalle D <sub>ASC</sub> .....              | 57 |
| <b>Figure III.9.</b> Schéma statique et concept d'ascenseur .....                          | 57 |
| <b>Figure III.10.</b> Coupe transversale d'ascenseur .....                                 | 58 |
| <b>Figure III.11.</b> Schéma représentant la surface d'impact.....                         | 58 |
| <b>Figure III.12.</b> Schéma de ferraillage du local machine .....                         | 61 |
| <b>Figure III.13.</b> Schéma de ferraillage la dalle pleine au-dessous del'ascenseur ..... | 63 |



|   |     |
|---|-----|
| <b>Figure III.14.</b> Modèle de calcul de l'acrotère .....                              | 63  |
| <b>Figure III.15.</b> Coupe transversale de l'acrotère. ....                            | 63  |
| <b>Figure III.16.</b> Section de l'acrotère à ferrailer .....                           | 65  |
| <b>Figure III.17.</b> Schéma de ferrailage de l'acrotère.....                           | 67  |
| <b>Figure III.18.</b> Schéma de la volée 1 type 1 .....                                 | 67  |
| <b>Figure III.19.</b> Section d'escalier à ferrailer .....                              | 69  |
| <b>Figure III.20.</b> Schéma de ferrailage volée 1 type 1 .....                         | 71  |
| <b>Figure III.21.</b> Schéma d'une volée 2 de l'entre sol 2 . ....                      | 71  |
| <b>Figure III.22.</b> Schéma de ferrailage de la volée 2 .....                          | 73  |
| <b>Figure III.23.</b> Schéma de ferrailage volée 3 type 1 .....                         | 74  |
| <b>Figure III.24.</b> Schéma de ferrailage volée 4 type 1 .....                         | 76  |
| <b>Figure III.25.</b> Schéma d'une volée 1 .....  | 76  |
| <b>Figure III.26.</b> Schéma de ferrailage volée 1 type 2 .....                         | 78  |
| <b>Figure III.27.</b> Schéma de la volée 2 type 2.....                                  | 78  |
| <b>Figure III.28.</b> Schéma de ferrailage de la volée 2 type 2.....                    | 80  |
| <b>Figure III.29.</b> Schéma de ferrailage volée 3 type 2 .....                         | 81  |
| <b>Figure III.30.</b> Schéma statique de la poutre brisé.....                           | 81  |
| <b>Figure III.31.</b> Schéma de ferrailage de la poutre brisé .....                     | 85  |
| <b>Figure IV.1</b> Disposition des voiles.....  | 90  |
| <b>Figure IV.2.</b> 1 <sup>er</sup> mode de déformation (translation suivant x-x) ..... | 91  |
| <b>Figure IV.3.</b> 2 <sup>ème</sup> mode de déformation (translation suivant y-y)..... | 92  |
| <b>Figure IV.4.</b> 3 <sup>ème</sup> mode de déformation (rotation suivant z-z).....    | 92  |
| <b>Figure V.1</b> Exemple de dispositions constructives de la poutre principale. ....   | 103 |
| <b>Figure V.2</b> Exemple de Schéma de ferrailage d'une poutre principale. ....         | 103 |
| <b>Figure V.3</b> Zone nodale.....  | 104 |
| <b>Figure V.4</b> Section réduite du béton .....  | 109 |
| <b>Figure V.5</b> Section d'un poteau .....   | 110 |
| <b>Figure V.6</b> Ferrailage des sections des poteaux .....                             | 113 |
| <b>Figure V.7</b> Schéma de la zone nodale. ....  | 114 |
| <b>Figure V.8</b> Schéma d'un voile plein .....   | 117 |
| <b>Figure V.9</b> Schéma de ferrailage du voile $V_x = 1.25m$ .....                     | 123 |
| <b>Figure.VI.1.</b> Vue d'une semelle isolée.....                                       | 125 |
| <b>Figure.VI.2.</b> semelle filante sens x-x .....                                      | 125 |
| <b>Figure.VI.3.</b> Dimension du radier. ....   | 126 |
| <b>Figure.VI.4.</b> Zone de contact poteau- radier .....                                | 127 |
| <b>Figure.VI.5.</b> Schéma de ferrailage de radier. ....                                | 130 |

|  |     |
|--|-----|
| <b>Figure.VI.6.</b> Schéma de rupture des dalles de radier. ....                 | 132 |
| <b>Figure.VI.7.</b> Sollicitations sur les nervures dans le sens y-y. ....       | 132 |
| <b>Figure.VI.8.</b> Sollicitations sur les nervures dans le sens x-x. ....       | 133 |
| <b>Figure.VI.9.</b> Section à ferrailer. ....                                    | 133 |
| <b>Figure.VI.10.</b> Schéma de ferrailage des nervures selon les deux sens. .... | 135 |
| <b>Figure.VI.11.</b> Répartition des contraintes sur le mur.....                 | 137 |
| <b>Figure.VI.12.</b> Schéma de ferrailage du mur adossé.....                     | 139 |

## Table des tableaux

|  |    |
|--|----|
| <b>Tableau II.1</b> Évaluation des charges revenant au plancher courant à corps creux .....  | 14 |
| <b>Tableau II.2</b> Évaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible à corps creux .....  | 14 |
| <b>Tableau II.3</b> Évaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible à dalle pleine .....   | 14 |
| <b>Tableau II.4</b> Évaluation des charges revenant au plancher courant en dalle pleine .....  | 15 |
| <b>Tableau II.5</b> Évaluation des charges revenant aux balcons en dalle pleine.....   | 15 |
| <b>Tableau II.6</b> Evaluation des charges revenant aux murs extérieurs .....  | 15 |
| <b>Tableau II.7</b> Évaluation des charges revenant aux volées en dalle pleine.....  | 15 |
| <b>Tableau II.8</b> Charge permanente et d'exploitation revenant au palier en dalle pleine .....   | 16 |
| <b>Tableau II.9</b> Dimensions préliminaires des poteaux et leur poids propres.....  | 16 |
| <b>Tableau II.10</b> Résultats de la descente de charge du poteau (P1) .....   | 19 |
| <b>Tableau II.11</b> Résultats de la descente de charge du poteau (P2) .....   | 22 |
| <b>Tableau II.12</b> Résultats de la descente de charge du poteau (P3) .....   | 26 |
| <b>Tableau II.13</b> Vérification à la compression simple des poteaux les plus sollicités de tous les niveaux .....                                  | 28 |
| <b>Tableau II.14</b> Vérification au flambement des poteaux les plus sollicités de tous les niveaux .....  | 30 |
| <b>Tableau II.15</b> Dimensions des poteaux .....  | 30 |
| <b>Tableau III.1</b> Types de poutrelles.....  | 33 |
| <b>Tableau III.2</b> Choix des méthodes de calculs pour les différents types de poutrelles.....  | 33 |
| <b>Tableau III.3</b> Charges qui reviennent sur le plancher et sur la poutrelle et combinaisons d'actions.....                                       | 34 |
| <b>Tableau III.4</b> Charges qui reviennent sur le plancher et sur la poutrelle et combinaisons d'actions .....                                      | 36 |
| <b>Tableau III.5</b> Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles de l'entre sol 1 .....   | 38 |
| <b>Tableau III.6</b> Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles du RDC. ....   | 38 |
| <b>Tableau III.7</b> Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles de l'étage 1 à l'étage5.....                                   | 38 |
| <b>Tableau III.8</b> Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles du 6 <sup>ème</sup> étage.....                                 | 38 |
| <b>Tableau III.9</b> Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles du 7 <sup>ème</sup> étage (1 <sup>er</sup> niveau duplex)..... | 39 |
| <b>Tableau III.10</b> Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles du 2 <sup>ème</sup> duplex ....                               | 39 |
| <b>Tableau III.11</b> Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles de la terrasse inaccessible. ....                             | 39 |
| <b>Tableau III.12</b> Sollicitations optée pour le ferrailage des poutrelles. ....   | 39 |
| <b>Tableau III.13</b> Calcul du ferrailage à l'ELU des différents niveaux.....   | 45 |
| <b>Tableau III.14</b> Vérifications nécessaires à l'ELU .....  | 46 |
| <b>Tableau III.15</b> Vérification des contraintes à l'ELS .....   | 46 |
| <b>Tableau III.16</b> Vérifications de la flèche à l'ELS .....   | 46 |

|  |    |
|--|----|
| <b>Tableau III.17</b> Schémas de ferrailage des poutrelles par niveaux.....                            | 47 |
| <b>Tableau III.18</b> Données des différents types de dalle pleine.....                                | 48 |
| <b>Tableau III.19</b> Sollicitations maximales dans les dalles pleines .....                           | 52 |
| <b>Tableau III.20</b> Vérification de l'effort tranchant.....  | 52 |
| <b>Tableau III.21</b> Calcul du ferrailage à l'ELU .....   | 52 |
| <b>Tableau III.22</b> Vérifications des contraintes à l'ELS.....                                       | 53 |
| <b>Tableau III.23</b> Vérifications de la flèche à l'ELS .....   | 55 |
| <b>Tableau III.24</b> Ferrailage de la dalle D'ascenseur .....   | 60 |
| <b>Tableau III.25</b> Vérifications des contraintes à l'ELS .....                                      | 61 |
| <b>Tableau III.26</b> Ferrailage de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur .....                    | 62 |
| <b>Tableau III.27</b> Vérification des contraintes.....  | 62 |
| <b>Tableau III.28</b> Combinaisons d'action de l'acrotère.....   | 64 |
| <b>Tableau III.29</b> Ferrailage de la volée 1 Type 1 .....  | 69 |
| <b>Tableau III.30</b> Vérification de la flèche pour la volée 1 .....                                  | 70 |
| <b>Tableau III.31</b> Ferrailage de la volée 2 type 1 .....  | 72 |
| <b>Tableau III.32</b> Vérification de la flèche pour la volée 2 type 1 .....                           | 73 |
| <b>Tableau III.33</b> Ferrailage de la volée 3 type 1 .....  | 73 |
| <b>Tableau III.34</b> Ferrailage de la volée 4 type 1 .....  | 75 |
| <b>Tableau III.35</b> Ferrailage de la volée 1 type 2.....   | 76 |
| <b>Tableau III.36</b> Ferrailage de la volée 2 type 2 .....  | 79 |
| <b>Tableau III.37</b> Ferrailage de la volée 3 type 2 .....  | 80 |
| <b>Tableau III.38</b> Ferrailage de la poutre brisée.....  | 83 |
| <b>Tableau III.39</b> Vérifications des états limites de compression du béton de la poutre brisée..... | 85 |
| <b>Tableau IV.1</b> Valeurs des pénalités $P_q$ .....  | 88 |
| <b>Tableau IV.2</b> Mode de vibration et taux de participation des masses .....                        | 90 |
| <b>Tableau IV.3</b> Vérification de la résultante des forces sismiques.....                            | 93 |
| <b>Tableau IV.4</b> Interactions sous charges verticales.....  | 93 |
| <b>Tableau IV.5</b> Interactions sous charges horizontales dans le sens (x-x) .....                    | 94 |
| <b>Tableau IV.6</b> Interactions sous charges horizontales dans le sens (y-y) .....                    | 94 |
| <b>Tableau IV.7</b> Vérification de l'effort normal réduit .....                                       | 95 |
| <b>Tableau IV.8</b> Vérification des déplacements relatifs (x-x).....                                  | 96 |
| <b>Tableau IV.9</b> Vérification des déplacements relatifs (y-y).....                                  | 96 |
| <b>Tableau IV.10</b> Vérification des effets $P-\Delta$ (x-x).....                                     | 97 |
| <b>Tableau IV.11</b> Vérification des effets $P-\Delta$ (y-y).....                                     | 97 |
| <b>Tableau V.1</b> Armatures longitudinales min et max dans les poutres selon le RPA99/2003 .....      | 99 |

|  |     |
|--|-----|
| <b>Tableau V.2</b> Ferrailage des poutres principales et secondaires. ....                   | 100 |
| <b>Tableau V.3</b> Vérification de l'effort tranchant. ....                                  | 101 |
| <b>Tableau V.4</b> Vérification au cisaillement. ....  | 102 |
| <b>Tableau V.5</b> Vérification de l'état limite de compression du béton. ....               | 102 |
| <b>Tableau V.6</b> Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux. ....    | 104 |
| <b>Tableau V.7</b> Les sollicitations dans les poteaux. ....                                 | 105 |
| <b>Tableau V.8</b> Armatures longitudinale dans les poteaux ....                             | 107 |
| <b>Tableau V.9</b> Armatures transversales adoptées pour les poteaux. ....                   | 108 |
| <b>Tableau V.10</b> Justification de l'effort normal ultime et l'effort normal maximum. .... | 110 |
| <b>Tableau V.11</b> Vérification des contraintes dans le béton des poteaux. ....             | 111 |
| <b>Tableau V.12</b> Vérification des sollicitations tangentes dans les poteaux ....          | 111 |
| <b>Tableau V.13</b> Ferrailage des sections des poteaux ....                                 | 113 |
| <b>Tableau V.14</b> Les moments résistants dans les poteaux. ....                            | 115 |
| <b>Tableau V.15</b> Les moments résistants dans les poutres. ....                            | 115 |
| <b>Tableau V.16</b> Vérification de la zone nodale. ....                                     | 115 |
| <b>Tableau V.17</b> Sollicitations maximales dans le voile $V_{x1}=1.5m$ ....                | 118 |
| <b>Tableau V.18</b> Sollicitations maximales dans le voile $V_{y1}=2 m$ ....                 | 119 |
| <b>Tableau V.19</b> Sollicitations maximales dans le voile $V_{y2}=2 m$ ....                 | 119 |
| <b>Tableau V.20</b> Sollicitations maximales dans le voile $V_{y3}=1 m$ ....                 | 119 |
| <b>Tableau V.21</b> Résultats du ferrailage du voile $V_{x1}=1.25m$ . ....                   | 119 |
| <b>Tableau V.22</b> Résultats du ferrailage du voile $V_{x2}=1.25m$ . ....                   | 120 |
| <b>Tableau V.23</b> Résultats du ferrailage du voile $V_{y1}=2 m$ . ....                     | 121 |
| <b>Tableau V.24</b> Résultats du ferrailage du voile $V_{y2}=2 m$ . ....                     | 121 |
| <b>Tableau V.25</b> Résultats du ferrailage du voile $V_{y3}=2 m$ . ....                     | 122 |
| <b>Tableau VI.1</b> Ferrailage du radier. ....   | 130 |
| <b>Tableau VI.2</b> Vérifications des contraintes du béton et l'acier. ....                  | 130 |
| <b>Tableau VI.3</b> Sollicitations de la nervure dans le sens y-y. ....                      | 132 |
| <b>Tableau VI.4</b> Sollicitations de la nervure dans le sens x-x. ....                      | 133 |
| <b>Tableau VI.5</b> Sollicitations à l'ELS ....  | 133 |
| <b>Tableau VI.6</b> Résumé des résultats du ferrailage des nervures ....                     | 134 |
| <b>Tableau VI.7</b> Résumé des résultats (vérification des contraintes). ....                | 135 |
| <b>Tableau VI.8</b> Nouvelles sections d'acier adopté à l'ELS. ....                          | 135 |
| <b>Tableau VI.9</b> Sections de ferrailage ....  | 137 |
| <b>Tableau VI.10</b> Vérification des contraintes ....                                       | 138 |
| <b>Tableau VI.11</b> Vérification des contraintes ....                                       | 139 |

# ***NOTATIONS :***

La signification des notations est suivante :

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

**G** :Charges permanentes.

**Q** :Action variables quelconque.

**S** :Action dues à la neige.

**W** :Action dues au vent.

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

**B** :Aire d'une section de béton.

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

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

**E<sub>i</sub>** :Module de déformation instantanée.

**E<sub>fl</sub>** : Module de déformation sous fluage.

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

**E<sub>v</sub>** :Module de déformation différée ( $E_{vj}$  pour un chargement appliqué à l'âge de « j » jours).

**F**:Force ou action en général.

**I**:Moment d'inertie.

**L** :Longueur ou portée.

**M** :Moment en général.

**M<sub>g</sub>** :Moment fléchissant développé par les charges permanente.

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

**M<sub>t</sub>** : Moment en travée.

**M<sub>0</sub>**: moment isostatique.

**M<sub>i</sub>** : Moment à l'appui i

**M<sub>g</sub>** et **M<sub>d</sub>** : Moment à gauche et à droite pris avec leurs signes.

**$M_j$**  : 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.

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

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

**$b_0$**  :Epaisseur brute de l'âme de la poutre.

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

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

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

**f**: Flèche.

**$f_{ji}$**  : 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.

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

**$f_e$**  : Limite d'élasticité.

**$f_{cj}$**  : Résistance caractéristique à la compression du béton a l'âge« j » jours.

**$F_{tj}$** : Résistance caractéristique à la traction du béton a l'âge« j » jours.

**$F_{c28}$  et  $f_{t28}$** :Grandeurs précédentes avec  $j=28j$ .

**g**: Densité des charges permanentes.

**h**: Hauteur totale d'une section.

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

**$h_e$**  : hauteur libre d'étage.

**$i$**  : Rayon de giration d'une section de B A.

**$j$**  : Nombre de jours.

**$l_f$**  : Longueur de flambement.

**$n$**  : Coefficient d'équivalence acier-béton.

**$q$**  : Charge variable.

**$S_t$**  : Espacement des armatures transversales.

**$X$**  : Coordonnée en général, abscisse en particulier.

**$\sigma_{bc}$**  : Contrainte de compression du béton.

**$Br$**  : Section réduite.

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

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

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

**ELS** : Etat limite de service.

**ELU** : Etat limite ultime.

**$F$**  : Coefficient de sécurité = 1.5.

**$H_t$**  : Hauteur totale du plancher.

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

**$I_{ji}$**  : 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  $v$ .

**$Q$**  : Facteur de qualité.

**$q_u$**  : Charge ultime.

**$q_s$**  : Charge de service.

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



$l'$  : Longueur fictive.

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

$n$ : Nombre de marches sur la volée.

$R$  : Coefficient de comportement global.

$T_2$ : 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.

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

$\sigma_j$ : 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).

$\tau_u$  : 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 général**

# *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, de l'exploitation 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 la sécurité du public et la protection de l'environnement.

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 apparitions aléatoires. On ne connaît les phénomènes sismique que de manière imparfaite et seuls des séismes majeurs incitent la population à une prise de conscience générale. C'est pourquoi la plupart des nations ne sont pas protégées contre les tremblements de terre et leurs conséquences économiques et humaines.

A cet effet l'ingénieur associe la « recherche fondamentale » orientée pour apporter une contribution théorique à la résolution de problèmes technique et la « recherche appliquée » pour trouver des solutions nouvelles permettant d'atteindre un objectif déterminé à l'avance, il doit en outre tenir compte de différents facteurs tel que la résistance, la sécurité, l'économie et l'esthétique.

Le projet qui nous a été confié dans le cadre de la préparation de notre projet de fin d'étude porte sur l'étude d'un bâtiment (R+7 + duplex + 2 entres sols ). Il est destiné à usage d'habitations. Il est contreventé par un système mixte (voiles+portique) étant donné qu'il est situé en zone II.a et qu'il dépasse les 14 mètre de hauteur.

Les calculs ont été menés en respectant les différents code de calcul et de conception des structures du génie civil, notamment CBA93, BAEL91, RPA99 version 2003 et les différents DTR.

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

- Le premier chapitre, qui est consacré pour les généralités.
- Le deuxième chapitre, pour le pré dimensionnement des éléments structuraux de la structure.
- Le troisième chapitre, pour le calcul des éléments secondaires.
- Le quatrième chapitre, pour l'étude dynamique.
- Le cinquième chapitre, pour le calcul des éléments structuraux.

Le dernier chapitre, pour l'étude de l'infrastructure, et on termine par une conclusion générale qui synthétise notre travail.





# **CHAPITRE I**

**Généralités**

## Chapitre I : Généralités

### 1. Présentation du projet

Notre projet de fin de cycle consiste à faire l'étude génie civil d'un bâtiment (R+7 +Deux entresols+duplex) en béton armé à usage d'habitation.

Ce dernier est un ouvrage courant ayant une importance moyenne, sa hauteur totale est inférieur à 48 mètres, ce qui nous conduit à le classer d'après le règlement parasismique algérien RPA 99/version 2003 « **article 3.2** » dans le groupe d'usage 2.

#### 1.1. Implantation de l'ouvrage

Cet ouvrage est en cours de réalisation au lieu-dit SMINA, au centre de ville de Bejaia qui est classée d'après la classification sismique des wilayas et communes d'Algérie (RPA 99/version 2003, annexe1), en zone IIa.

#### 1.2. Description architectural de l'ouvrage

##### ✓ Dimensions en plan

La structure présente une forme rectangulaire dont les dimensions sont :

$$L_x = 13.13\text{m} \quad ; \quad L_y = 15.9 \text{ m}$$

##### ✓ Dimensions en élévation

L'ouvrage projeté, présente les caractéristiques suivantes :

Hauteur totale (acrotère non compris)..... 32,40 m

Hauteur de l'entre sol2.....03,06 m

Hauteur des étages courants+entre sol 1+RDC .....02,88 m

#### 1.3. Données géotechnique du site

D'après les résultats obtenus par le bureau d'étude technique chargé de l'étude, on peut souligner les conclusions et les recommandations suivantes :

- Une contrainte de sol de 1,8 bar obtenu à partir d'une profondeur d'ancrage de 2,5 m.
- Existence d'une nappe phréatique à partir de 4,20 m de profondeur, d'où la nécessité d'assurer un drainage d'eau périphérique.
- Le sol est classé en catégorie S3 selon sa nature géotechnique.
- Le sol n'est pas agressif pour les bétons de fondation.

### 2. Hypothèses de calcul aux états limites

#### 2.1. Etat Limite Ultime « E L U », CBA93 (Art A.4.3.2).

- les sections droites restent planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- la résistance à la traction du béton est négligeable.
- l'allongement ultime de l'acier est limité à 10‰.

- le raccourcissement ultime du béton est limité à 3,5‰ en flexion, et à 2‰ dans le cas de la compression simple.
- le diagramme contrainte déformation  $(\sigma; \varepsilon)$  de calcul du béton : on utilise le diagramme parabole rectangle lorsque la section est entièrement comprimée et le diagramme rectangulaire simplifié dans les autres cas.
- on peut supposer concentrée en son centre de gravité la section d'un groupe de plusieurs barres, tendues ou comprimées, pourvu que l'erreur ainsi commise sur la déformation unitaire ne dépasse pas 15 %.

## 2.2. Etat Limite de Service « E L S », CBA93 (Art A.4.5).

- Les trois premières hypothèses citées en (2.1).
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques  $(\sigma = E\varepsilon)$
- $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$  avec  $E_s$  : module de Young de l'acier ;  
n : coefficient d'équivalence acier-béton.

## 3. Caractéristiques des matériaux utilisés

### 3.1. Béton

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

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} & \text{si } j \leq 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours} \end{cases}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28}$$

$$\begin{cases} E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} & \dots \dots \text{ pour un béton soumis à des contraintes normales d'une} \\ E_{vj} = 1/3 \times E_{ij} & \dots \dots \text{ durée d'application inférieure à 24 heures} \end{cases}$$

Donc,

- ✓ Résistance à la compression à l'âge de 28 jours :  $f_{c28} = 25$  MPa.
- ✓  $f_{t28} = 2.1$  MPa.
- ✓  $E_{vj} = 10721,40$  MPa.
- ✓  $E_{ij} = 32164,20$  MPa.
- ✓  $\gamma_b = 1.50$  coefficient de sécurité du béton pour les situations courantes.
- ✓  $\gamma_b = 1.15$  coefficient de sécurité du béton pour les situations accidentel.

### 3.2. Acier

Les caractéristiques des armatures longitudinales et transversales en aciers de haute adhérence sont les suivantes :

- ✓ Fe E400 = 400 MPa.
- ✓  $\gamma_s = 1.15$  (situations courantes).

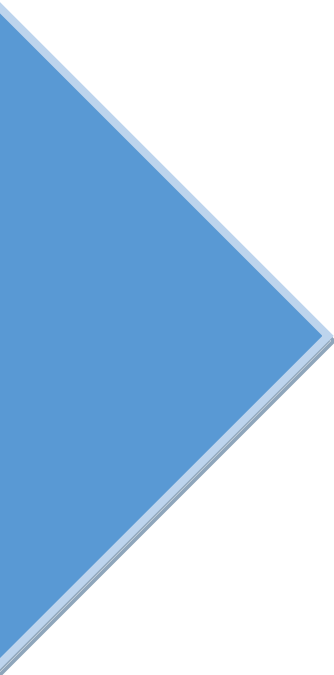
- ✓  $\gamma_s = 1.00$  (situations accidentel).

#### 4. Règlements et normes utilisés

Les règlements et normes utilisés sont :

- ✓ DTR BC 2.48 : Règles Parasismiques Algériennes RPA99/Version 2003 ;
- ✓ DTR BC 2.41 : Règle de Conception et de Calcul des Structures en béton armé CBA93 ;
- ✓ DTR B.C.2.2 : Charges permanentes et charge d'exploitation ;
- ✓ DTR BC 2.331 : Règles de calcul des fondations superficielles ;
- ✓ Béton aux états limites BAEL 91/Version99.





# **CHAPITRE II**

**Pré dimensionnement des éléments**

## CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments

### II.1. Pré dimensionnement des planchers

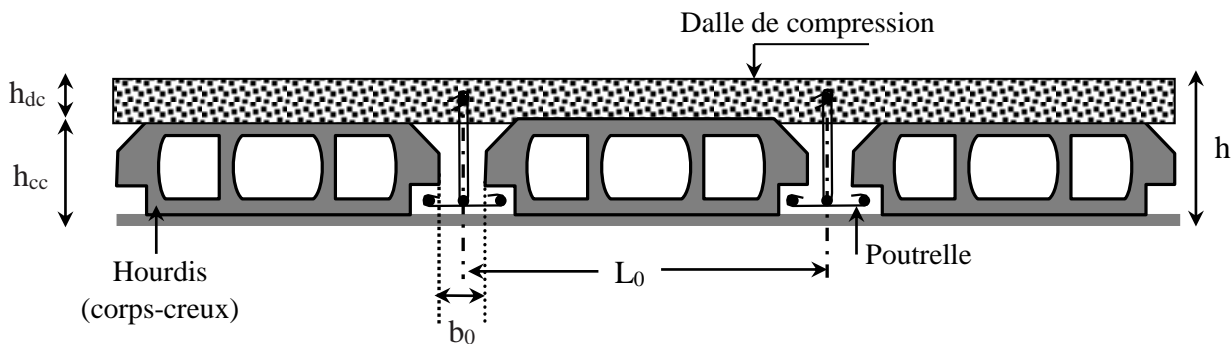
Le plancher est un élément qui sépare entre deux niveaux, et qui transmet les charges et les surcharge qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes.

Pour notre bâtiment, on utilise deux types de planchers:

- Plancher à corps creux en partie courante;
- Plancher à dalle pleine.

#### II.1.1. Plancher à corps creux

Le dimensionnement d'un plancher à corps creux revient à déterminer sa hauteur ( $h=h_{cc} + h_{dc}$ ).



**Figure II.1** Coupe transversale d'un plancher à corps creux

Avec

- $h_{cc}$  : hauteur du corps creux.
- $h_{dc}$  : hauteur de la dalle de compression.
- $b_0$  : largeur de la nervure de 8 à 12 cm.
- $L_0$  : distance entre axe des poutrelles.

D'après le CBA 93(Art B.6.8.4.2.4):

$$h \geq \frac{L_{max}}{22,5}$$

$L_{max}$  : distance maximale entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.

$$L_{max} = 4,35 - 0,3 = 4,05 \text{ m}$$

$$\Rightarrow h \geq \frac{405}{22,5} \Rightarrow h \geq 18 \text{ cm}$$

On prend  $h = 20 \text{ cm}$  soit un plancher (16+4) cm

#### Disposition des poutrelles

La disposition des poutrelles se fait en respectant les deux critères suivants :

- Le critère de la petite portée.
- Le critère de continuité.

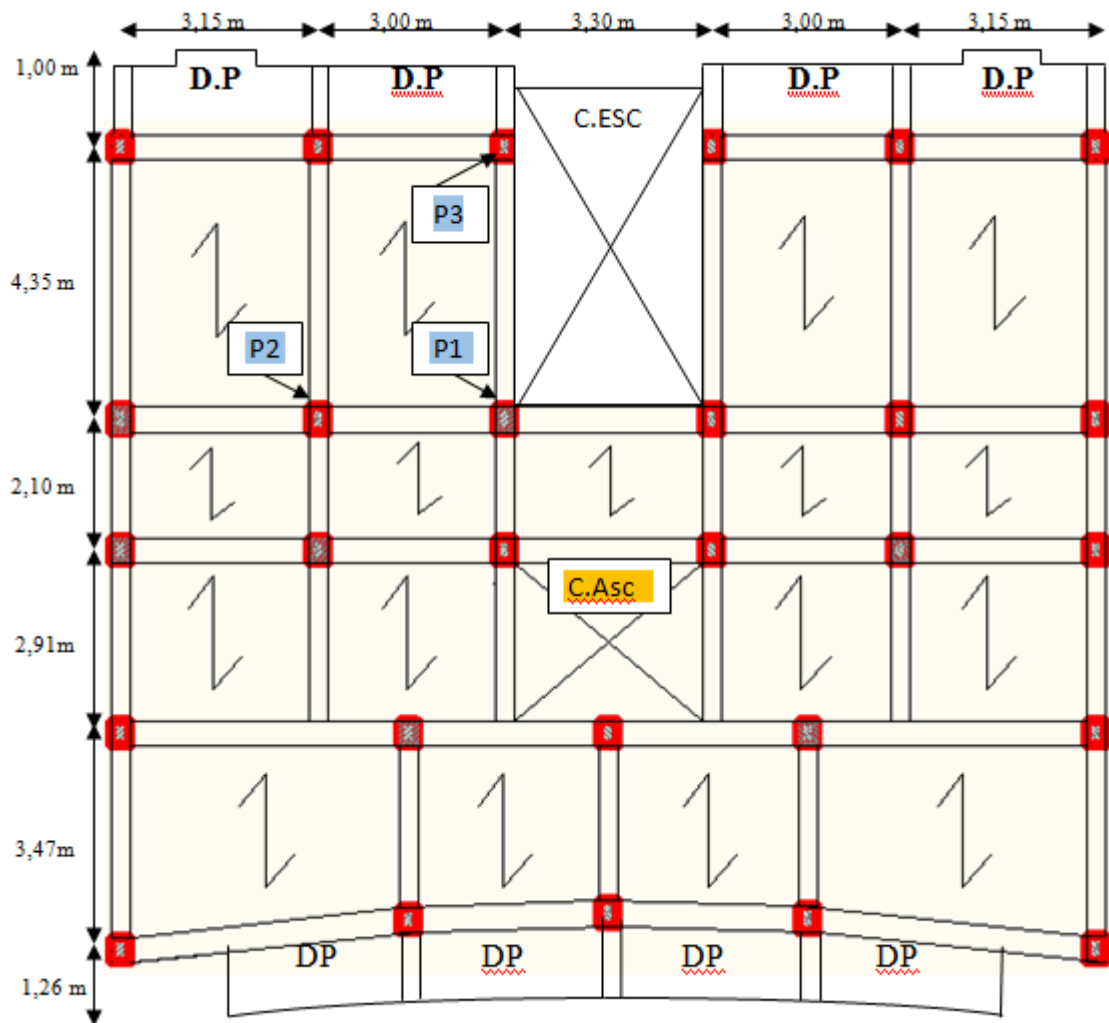


Figure II.2 Plan de disposition des poutrelles (étage 1)

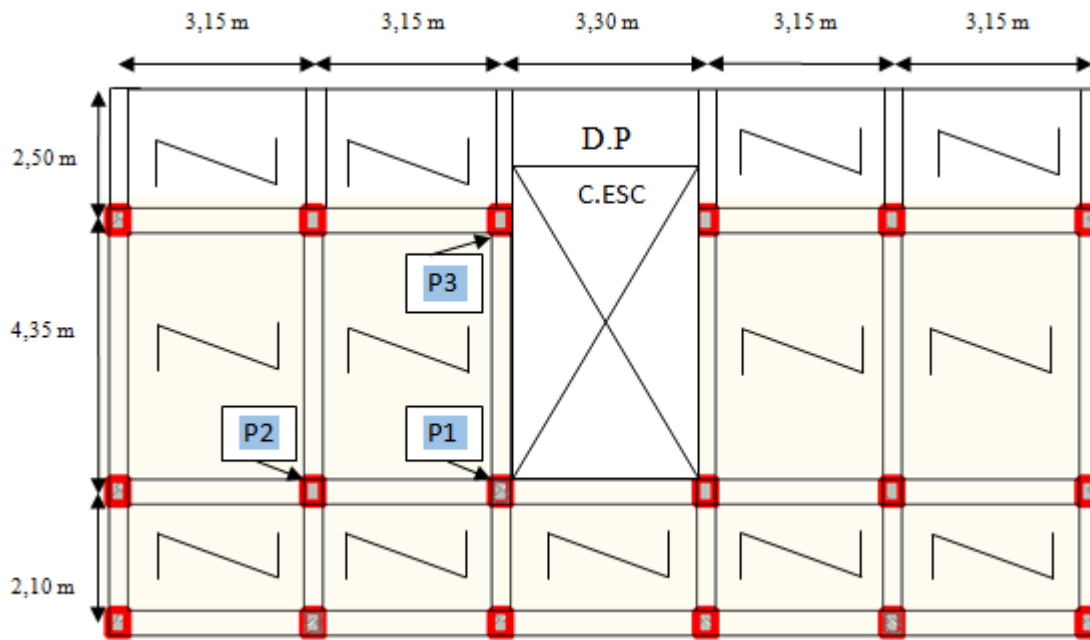


Figure II.3 Plan de disposition des poutrelles (entre sol 1)

### Pré dimensionnement des poutrelles :

Les poutrelles sont calculées comme des sections en T (solidaires avec la dalle de compression)

$h$  : Hauteur totale de la poutrelle (hauteur du plancher)

$h_0$  : Hauteur de la dalle de compression

$b_0$  : Largeur de la nervure, choisie forfaitairement

$b$  : Largeur efficace

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y^{min}}{10}\right) \dots \text{(CBA93. Art 4. 1. 3)}$$

Avec :

$L_x$  : Distance entre nus de deux poutrelles.

$L_y^{min}$  : Longueur minimale entre nus d'appuis

dans le sens de la disposition des poutrelles.

Dans notre cas, on a ce qui suit :

$$h = 20 \text{ cm} ; h_0 = 4 \text{ cm} ; b_0 = 10 \text{ cm}$$

$$L_x = 65 - 10 = 55 \text{ cm} ; L_y^{min} = 210 - 30 = 180 \text{ cm}$$

$$\frac{b - 10}{2} \leq \min(27,5 \text{ cm} ; 18 \text{ cm})$$

Ce qui donne  $b = 46 \text{ cm}$

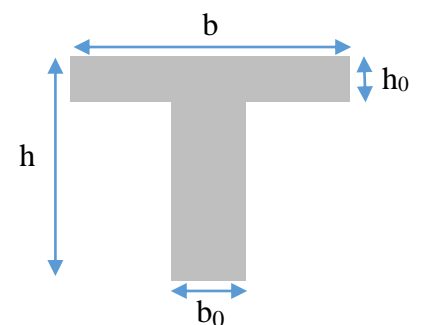


Figure II.4 Coupe transversale des poutrelles

**II.1.2. Plancher à dalle pleine**

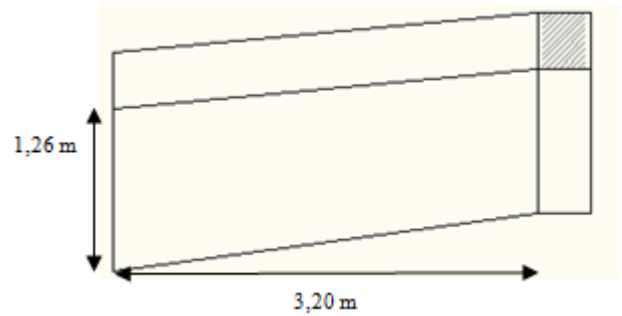
Le dimensionnement d'un plancher à dalle pleine revient à déterminer son épaisseur (e) qui dépende du nombre d'appuis sur lesquelles repose cette dernière.

**Types de dalles pleines :**

**Dalle sur deux appuis :**

$L_x=1,26$  m et  $L_y= 3,20$  m

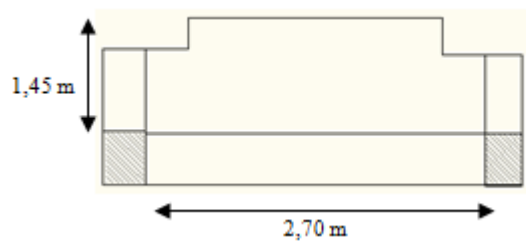
$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,394 < 0,4 \\ \text{on aura:} \\ L_x/35 \leq e \leq L_x/30 \\ \text{on aura:} \\ e = 5 \text{ cm} \end{array} \right.$$



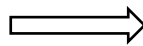
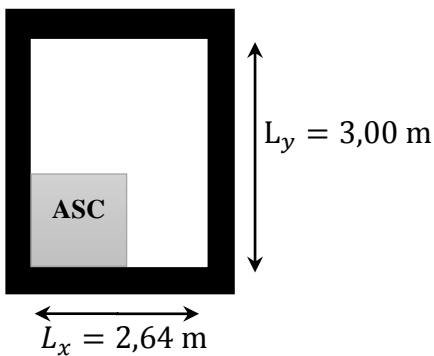
**Dalle sur trois appuis :**

$L_x=1,45$  m et  $L_y=2,7$  m

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,537 > 0,4 \\ \text{on aura:} \\ L_x/40 \leq e \leq L_x/35 \\ \text{on aura:} \\ e = 5 \text{ cm} \end{array} \right.$$



**Dalle sur quatre appuis**



$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = L_x/L_y = 0,87 > 0,4 \\ \text{on aura:} \\ L_x/45 \leq e \leq L_x/40 \\ \text{on aura:} \\ e = 6 \text{ cm} \end{array} \right.$$

➤ **Critère de résistance au feu**

- $e \geq 07$  cm ..... pour une heure de coupe feu
- $e \geq 11$  cm ..... pour deux heures de coupe feu
- $e \geq 14$  cm ..... pour trois heures de coupe feu

pour deux heures de coupe feu donc l'épaisseur des dalles pleines qu'on a soit : **e=12 cm**

**II.2. Pré dimensionnement des poutres**

La hauteur des poutres est déterminée par l'expression suivante :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

L : longueur de la poutre maximale entre nus d'appuis.

**II.2.1. Poutres Principales (PP)**

$$L_{max} = 4,60 - 0,30 = 4,30 \text{ m}$$

Donc  $28,68 \text{ cm} \leq h \leq 43 \text{ cm}$

On prend  $h = 40 \text{ cm}$  et  $b = 30 \text{ cm}$

**➤ Vérification des exigences du RPA99/2003 (Art 7.5.1)**

$$\begin{cases} h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ h/b = 1,33 < 4 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

**II.2.2. Poutres Secondaires (PS)**

$$L_{max} = 4,35 - 0,3 = 4,05 \text{ m}$$

$$27 \text{ cm} \leq h \leq 40,5 \text{ cm}$$

Soit :  $h = 35 \text{ cm}$  et  $b = 30 \text{ cm}$

**➤ Vérification des exigences du RPA 99/2003 (Art 7.5.1)**

$$\begin{cases} h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ h/b = 1,17 < 4 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

**II.2.3. Poutres brisées :**

$$L_{max} = 3,30 - 0,30 = 3,00 \text{ m}$$

Donc  $20 \text{ cm} \leq h \leq 30 \text{ cm}$

On prend  $h = 30 \text{ cm}$  et  $b = 30 \text{ cm}$

**➤ Vérification des exigences du RPA99/2003 (Art 7.5.1)**

$$\begin{cases} h = 30 \text{ cm} = 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ h/b = 1 < 4 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

**II.2.4. Poutres de chaînage :**

$$L_{max} = 2,91 - 0,30 = 2,61 \text{ m}$$

Donc  $17,4 \text{ cm} \leq h \leq 26,1 \text{ cm}$

On prend  $h = 30 \text{ cm}$  et  $b = 25 \text{ cm}$

**➤ Vérification des exigences du RPA99/2003 (Art 7.5.1)**

$$\begin{cases} h = 30 \text{ cm} = 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ h/b = 1 < 4 \dots \dots \dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

**II.3. Pré dimensionnement des voiles**

Le dimensionnement d'un voile de contreventement revient à déterminer son épaisseur (e) donnée par le RPA 99/2003 :

$$e = \max \left( \frac{h_e}{20} ; 15 \text{ cm} \right)$$

Avec :

- $h_e$  : hauteur libre du voile (hauteur d'étage - hauteur de la poutre principale)
- $e$  : épaisseur du voile.

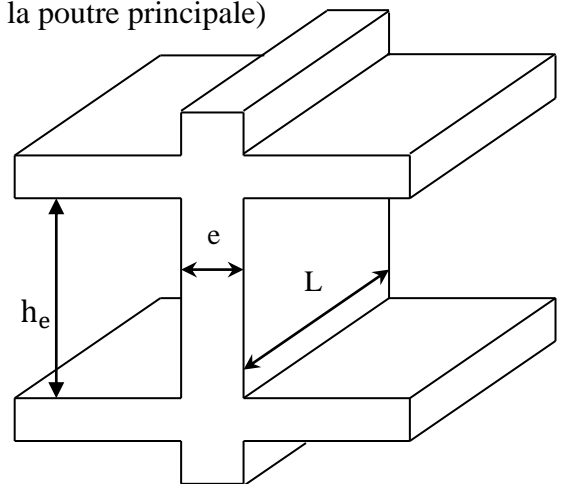
Dans notre cas, tout les étages ont la même hauteur donc :

$$h_e = 308 - 20 = 288 \text{ cm}$$

$$\frac{h_e}{20} = 14,4 \text{ cm}$$

Ce qui donne :

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



**Figure II.5** Coupe transversale d'un voile

**II.4. Pré dimensionnement des escaliers :**

L'escalier est une construction architecturale constituée d'une suite régulière de marches, permettant d'accéder à un étage, de passer d'un niveau à un autre en montant et descendant.

Il existe plusieurs types d'escaliers, parmi ces types, on site ceux qui coïncide avec notre projet :

**Type 1 (escalier à quatres volées) :**

**Première volée :**

$$H_0=72 \text{ cm et } L_0=90 \text{ cm}$$

$$L_v = (72^2+90^2)^{1/2}=115 \text{ cm}$$

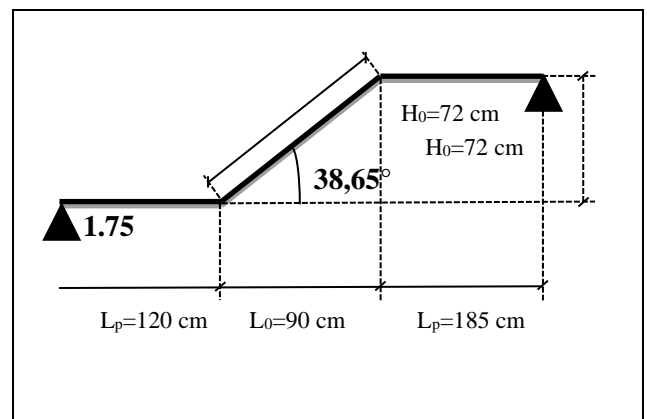
$$L = L_{p1} + L_v + L_{p2} = 430 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} & \Leftrightarrow 14 \text{ cm} \leq e \leq 21 \text{ cm} \\ e \geq 11 \text{ cm} & \dots \dots \dots \text{pour 2 heures de coupe feu} \end{cases}$$

*on aura:*

on prend :  $e = 17 \text{ cm}$

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



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

$$64n^2 - 298n + 144 = 0$$

La résolution de cette équation est  $n=4$

Le nombre de marche est 4 et contre marche est  $n-1$  donc 3 marches

**Calcul de giron  $g$  et la hauteur  $h$  de la contre marche :**

$$g = \frac{L_0}{n-1} = \frac{90}{3} = 30 \text{ cm}$$

$$h = \frac{H_0}{n} = \frac{72}{4} = 18 \text{ cm}$$

- **Angle de raccordement  $\alpha$**

$$\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{H}{L_0}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{72}{90}\right) = 38,65^\circ$$

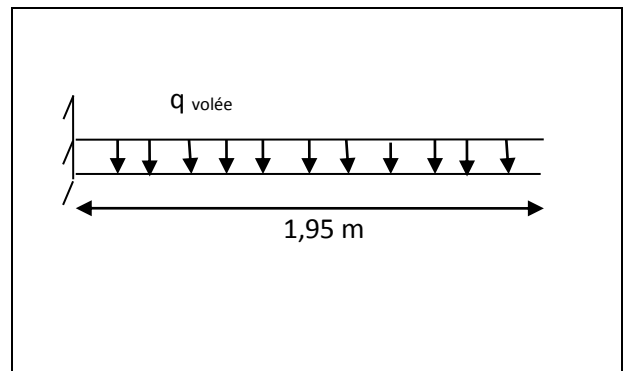
**Deuxième volée :**

Elle se détermine en satisfaisant

la condition suivante :

$$\begin{cases} e \geq \frac{Lx}{20} = \frac{195}{20} = 9,75 \text{ cm} \\ \text{on aura:} \\ e \geq 11 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ pour 2 heures de coupe feu} \end{cases}$$

Soit  $e = 17 \text{ cm}$



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

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

$$64n^2 - 166n + 72 = 0$$

La résolution de cette équation est  $n=2$  donc : Le nombre de contre marche est : 2

Le nombre de marches est  $n-1=1$

**Calcul du giron  $g$  et la hauteur de contre marche  $h$  :**

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

$$h = \frac{H_0}{n} = \frac{36}{2} = 18 \text{ cm}$$

- **Angle de raccordement  $\alpha$**

$$\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{H}{L_0}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{36}{30}\right) = 50,19^\circ$$



**Troisième volée :**

$L_0=150$  cm et  $H_0=144$  cm

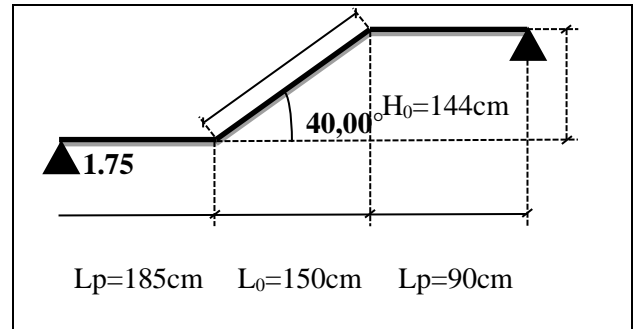
$$L=185+(150^2+144^2)^{1/2}+90=463\text{cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \\ e \geq 11 \text{ cm} \end{array} \right. \Leftrightarrow 15,43 \text{ cm} \leq e \leq 23,15 \text{ cm}$$

*on aura:*

$\dots \dots \dots$  pour 2 heures de coupe feu

On prend :  $e = 17$  cm



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

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

$$64n^2 - n + 252 = 0$$

La résolution de cette équation est  $n=7$  donc : Le nombre de contre marche est : 7

Le nombre de marches est  $n-1=6$

**Calcul du giron g et la hauteur de contre marche h :**

$$g = \frac{L_0}{n-1} = \frac{120}{6} = 25 \text{ cm}$$

$$h = \frac{H_0}{n} = \frac{144}{7} = 20 \text{ cm}$$

**- Angle de raccordement  $\alpha$**

$$\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{H}{L_0}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{1,44}{1,50}\right) = 44^\circ$$

**Quatrième volée :**

$H_0=108$  cm et  $L_0=150$  cm

$L_p= 155$  cm

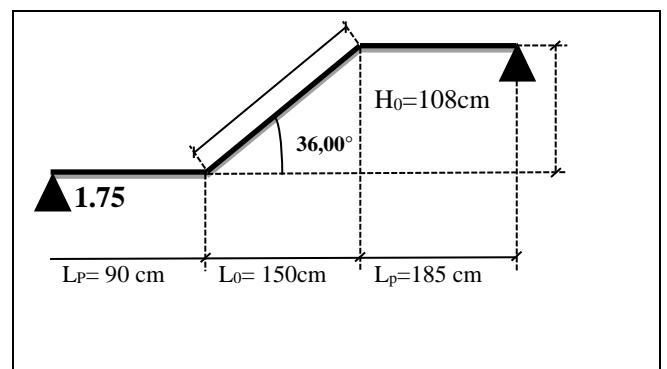
$$L=185+ (150^2+108^2)^{1/2}+90=460\text{cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \\ e \geq 11 \text{ cm} \end{array} \right. \Leftrightarrow 15,33 \text{ cm} \leq e \leq 23 \text{ cm}$$

*on aura:*

$\dots \dots \dots$  pour 2 heures de coupe feu

On prend :  $e = 17$  cm



**Calcul de nombres de marches et contres marches :**

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

$$64n^2 - 430n + 216 = 0$$

La résolution de cette équation est  $n=6$

Le nombre de contre marche est 6 et le nombre de marches est  $n-1$  donc 5 marches

**Calcul de giron g et la hauteur h de la contre marche :**

$$g = \frac{L_0}{n-1} = \frac{150}{5} = 30 \text{ cm}$$

$$h = (H_0/3) = (108/6) = 18 \text{ cm}$$

**- Angle de raccordement  $\alpha$** 

$$\alpha = \tan^{-1} \left( \frac{H}{L_0} \right) = \tan^{-1} \left( \frac{108}{150} \right) = 36^\circ$$

**Type 2 (Escalier droit à trois volées) :****Première volée :****Epaisseur de la paille :**

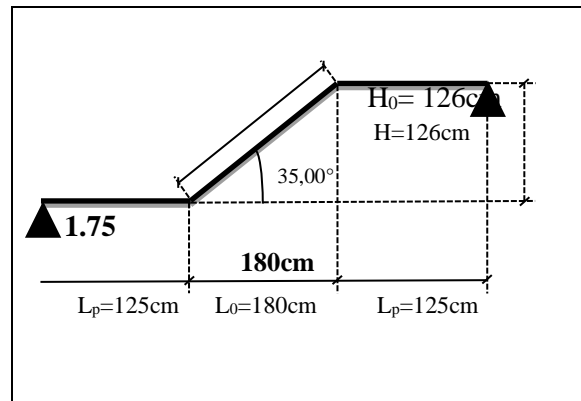
La longueur développée est :  $L = L_v + L_p$

$L_v$  : longueur de la volée

$L_p$  : longueur du palier

$L_0 = 180 \text{ cm}$  et  $H_0 = 126 \text{ cm}$

$$L = 125 + 90 + (180^2 + 126^2)^{1/2} = 470 \text{ cm}$$



$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \\ e \geq 11 \text{ cm} \end{array} \right. \Leftrightarrow 14,49 \text{ cm} \leq e \leq 21,73 \text{ cm}$$

*on aura :*

..... pour 2 heures de coupe feu

On prend :  $e = 17 \text{ cm}$

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

On a  $L_0 = 1,8 \text{ m}$  ;  $H_0 = 1,26 \text{ m}$ .

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

$$64n^2 - (64 + 2 \times 126 + 180)n + 2 \times 126 = 0$$

$$64n^2 - 496n + 252 = 0$$

La résolution de cette équation est  $n = 7$  donc : Le nombre de contre marche est : 7

Le nombre de marches est  $n - 1 = 6$

**Calcul du giron g et la hauteur de contre marche h :**

$$g = \frac{L_0}{n-1} = \frac{180}{6} = 30 \text{ cm}$$

$$h = \frac{H_0}{n} = \frac{126}{7} = 17 \text{ cm}$$

**- Angle de raccordement  $\alpha$** 

$$\alpha = \tan^{-1} \left( \frac{H}{L_0} \right) = \tan^{-1} \left( \frac{1,26}{1,80} \right) = 35^\circ$$

**Deuxième volée :**

**- Epaisseur de la paille (e)**

Elle se détermine en satisfaisant la condition suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \frac{Lx}{20} = \frac{65}{20} = 3,25 \text{ cm} \\ e \geq 11 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ pour 2 heures de coupe feu} \end{array} \right. \text{ on aura:}$$

Soit  $e = 17 \text{ cm}$

**Calcul de nombres de marches et contres marches :**

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

$$64n^2 - 232n + 108 = 0$$

La résolution de cette équation est  $n=3$

Le nombre de marche est 3 et contre marche est  $n-1$  donc 2 marches

**Calcul de giron g et la hauteur h de la contre marche :**

$$g = \frac{L_0}{n-1} = \frac{60}{2} = 30 \text{ cm}$$

$$h = (H_0/3) = (54/3) = 18 \text{ cm}$$

**- Angle de raccordement  $\alpha$**

$$\alpha = \tan^{-1} \left( \frac{H}{L_0} \right) = \tan^{-1} \left( \frac{60}{54} \right) = 48^\circ$$

**Troisième volée :**

$H_0=108 \text{ cm}$  et  $L_0=150 \text{ cm}$

$L_p= 155 \text{ cm}$

$$L = 185 + (150^2 + 108^2)^{1/2} + 96 = 460 \text{ cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \quad \Leftrightarrow \quad 15,33 \text{ cm} \leq e \leq 23 \text{ cm} \\ e \geq 11 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ pour 2 heures de coupe feu} \end{array} \right. \text{ on aura:}$$

On prend :  $e = 17 \text{ cm}$

**Calcul de nombres de marches et contres marches :**

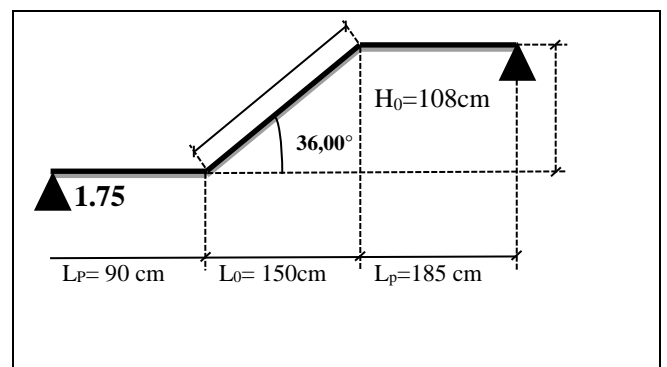
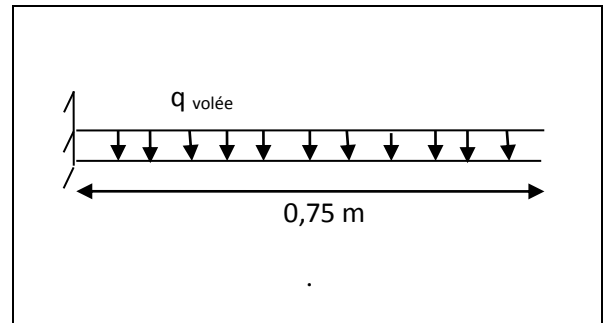
$$64n^2 - (64 + 2H_0 + L_0) n + 2H_0 = 0$$

$$64n^2 - 430n + 216 = 0$$

La résolution de cette équation est  $n=6$

Le nombre de contre marche est 6 et le nombre de marches est  $n-1$  donc 5 marches

**Calcul de giron g et la hauteur h de la contre marche :**



$$g = \frac{L_0}{n-1} = \frac{150}{5} = 30 \text{ cm}$$

$$h=(H_0/3)=(108/6)=18 \text{ cm}$$

- Angle de raccordement  $\alpha$

$$\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{H}{L_0}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{108}{150}\right) = 36^\circ$$

## II.5. Evaluation des charges et des surcharges :

**Tableau II.1** Évaluation des charges revenant au plancher courant à corps creux

| N°                        | Couches          | Poids volumique(KN/m <sup>3</sup> ) | Epaisseur (m) | poids (KN/m <sup>2</sup> ) |
|---------------------------|------------------|-------------------------------------|---------------|----------------------------|
| 1                         | Carrelage        | 20                                  | 0,02          | 0,4                        |
| 2                         | Mortier de pose  | 20                                  | 0,02          | 0,4                        |
| 3                         | Lit de sable     | 18                                  | 0,02          | 0,36                       |
| 4                         | Corps creux      | /                                   | 0,16+0,04     | 2,85                       |
| 5                         | Cloisons         | /                                   | /             | 1                          |
| 6                         | Enduit de ciment | 18                                  | 0,015         | 0,27                       |
| <b>Charge permanent G</b> |                  |                                     |               | <b>5,28</b>                |
| <b>Q étages courant</b>   |                  |                                     |               | <b>1,5</b>                 |

**Tableau II.2** Évaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible à corps creux

| N°                             | Couche                 | Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> ) | Epaisseur (m) | Poids (KN/m <sup>2</sup> ) |
|--------------------------------|------------------------|--------------------------------------|---------------|----------------------------|
| 1                              | Protection gravillons  | 20                                   | 0,04          | 0,8                        |
| 2                              | Etanchéité Multicouche | 6                                    | 0,02          | 0,12                       |
| 3                              | Forme de pente         | 22                                   | 0,1           | 2,2                        |
| 4                              | Corps creux            | /                                    | 0,16+0,04     | 2,85                       |
| 5                              | Isolation thermique    | 0,25                                 | 0,04          | 0,01                       |
| 6                              | Enduit de ciment       | 18                                   | 0,015         | 0,27                       |
| <b>Charge permanent G</b>      |                        |                                      |               | <b>6,25</b>                |
| <b>charge d'exploitation Q</b> |                        |                                      |               | <b>1</b>                   |

**Tableau II.3** Évaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible en dalle pleine

| N° | Couche                 | Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> ) | épaisseur (m) | poids (KN/m <sup>2</sup> ) |
|----|------------------------|--------------------------------------|---------------|----------------------------|
| 1  | Protection gravillons  | 20                                   | 0,04          | 0,8                        |
| 2  | Etanchéité Multicouche | 6                                    | 0,02          | 0,12                       |
| 3  | Forme de pente         | 22                                   | 0,1           | 2,2                        |
| 4  | dalle pleine           | 25                                   | 0,12          | 3,00                       |
| 5  | Isolation thermique    | 0,25                                 | 0,04          | 0,01                       |
| 6  | Enduit de ciment       | 18                                   | 0,015         | 0,27                       |

|                                |             |
|--------------------------------|-------------|
| <b>Charge permanent G</b>      | <b>6,40</b> |
| <b>charge d'exploitation Q</b> | <b>1</b>    |

**Tableau II.4** Évaluation des charges revenant au plancher courant en dalle pleine

| N°                             | Couche           | Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> ) | Epaisseur (m) | Poids (KN/m <sup>2</sup> ) |
|--------------------------------|------------------|--------------------------------------|---------------|----------------------------|
| 1                              | dalle pleine     | 25                                   | 0,15          | 3,00                       |
| 2                              | Carrelage        | 20                                   | 0,02          | 0,40                       |
| 3                              | Mortier de pose  | 20                                   | 0,02          | 0,40                       |
| 4                              | Lit de sable     | 18                                   | 0,02          | 0,36                       |
| 5                              | Enduit de ciment | 18                                   | 0,015         | 0,27                       |
| 6                              | Cloison          | /                                    | /             | 1                          |
| <b>Charge permanent G</b>      |                  |                                      |               | <b>5,43</b>                |
| <b>charge d'exploitation Q</b> |                  |                                      |               | <b>2,5</b>                 |

**Tableau II.5** Évaluation des charges revenant aux balcons en dalle pleine

| N°                             | Couche           | Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> ) | Epaisseur (m) | Poids (KN/m <sup>2</sup> ) |
|--------------------------------|------------------|--------------------------------------|---------------|----------------------------|
| 1                              | dalle pleine     | 25                                   | 0,12          | 3                          |
| 2                              | Carrelage        | 20                                   | 0,02          | 0,4                        |
| 3                              | Mortier de pose  | 20                                   | 0,02          | 0,4                        |
| 4                              | Lit de sable     | 18                                   | 0,02          | 0,36                       |
| 5                              | Enduit de ciment | 18                                   | 0,015         | 0,27                       |
| <b>Charge permanent G</b>      |                  |                                      |               | <b>4.43</b>                |
| <b>charge d'exploitation Q</b> |                  |                                      |               | <b>3,5</b>                 |

**Tableau II.6** Évaluation des charges revenant aux murs extérieurs

| N°                        | Couches          | Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> ) | Epaisseur (m) | poids (KN/m <sup>2</sup> ) |
|---------------------------|------------------|--------------------------------------|---------------|----------------------------|
| 1                         | Enduit de ciment | 18                                   | 0,015         | 0,27                       |
| 2                         | Brique creuses   | /                                    | 0,15          | 1,3                        |
| 3                         | Brique creuses   | /                                    | 0,10          | 0,9                        |
| 4                         | Enduit de ciment | 18                                   | 0,015         | 0,27                       |
| <b>Charge permanent G</b> |                  |                                      |               | <b>2,74</b>                |

**Tableau II.7** Évaluation des charges revenant aux volées en dalle pleine

| N° | Couche              | Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> ) | épaisseur (m) | Type 1  |         |         |         | Type 2  |         |         |
|----|---------------------|--------------------------------------|---------------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
|    |                     |                                      |               | Volée 1 | Volée 2 | Volée 3 | Volée 4 | Volée 1 | Volée 2 | Volée 3 |
| 1  | dalle pleine        | 25                                   | e/cos(α)      | 5,44    | 6,64    | 5,55    | 5,25    | 5,19    | 6,35    | 5,25    |
| 2  | Carrelag<br>Horizon | 20                                   | 0,02          | 0,40    | 0,40    | 0,40    | 0,40    | 0,40    | 0,40    | 0,40    |

|   |                  |             |                      |             |              |             |             |             |              |             |
|---|------------------|-------------|----------------------|-------------|--------------|-------------|-------------|-------------|--------------|-------------|
| e   | tal              |             |                      |             |              |             |             |             |              |             |
|   | Vertical         | 20          | 0,02h/g              | 0,24        | 0,24         | 0,24        | 0,24        | 0,24        | 0,24         | 0,24        |
| 3   | Mortier de pose  | Horizon tal | 20                   | 0,02        | 0,40         | 0,40        | 0,40        | 0,4         | 0,40         | 0,40        |
|   |                  | Vertical    | 20                   | 0,02h/g     | 0,24         | 0,24        | 0,24        | 0,24        | 0,24         | 0,24        |
| 4   | Enduit de ciment | 18          | $0,015/\cos(\alpha)$ | 0,34        | 0,42         | 0,33        | 0,33        | 0,33        | 0,40         | 0,33        |
| 5   | pois des marches | 22          | h/2                  | 1,98        | 1,98         | 1,98        | 1,98        | 1,98        | 1,98         | 1,98        |
| 6   | Garde de corps   | /           | /                    | 0,60        | 0,60         | 0,60        | 0,60        | 0,60        | 0,60         | 0,60        |
| <b>Charge permanent <math>G_{vi}</math>(KN/m<sup>2</sup>)</b> |                  |             |                      | <b>9,64</b> | <b>10,92</b> | <b>9,74</b> | <b>9,44</b> | <b>9,38</b> | <b>10,61</b> | <b>9,44</b> |

**Tableau II.8** Charge permanente et d'exploitation revenant au palier en dalle pleine

| N°                             | Couche           | Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> ) | Epaisseur (m) | Poids (KN/m <sup>2</sup> ) |
|--------------------------------|------------------|--------------------------------------|---------------|----------------------------|
| 1                              | dalle pleine     | 25                                   | 0,17          | 4,25                       |
| 2                              | Carrelage        | 20                                   | 0,02          | 0,4                        |
| 3                              | Mortier de pose  | 20                                   | 0,02          | 0,4                        |
| 4                              | Lit de sable     | 18                                   | 0,02          | 0,36                       |
| 5                              | Enduit de ciment | 18                                   | 0,015         | 0,27                       |
| <b>Charge permanent G</b>      |                  |                                      |               | <b>5,68</b>                |
| <b>charge d'exploitation Q</b> |                  |                                      |               | <b>2,5</b>                 |

## II.6. Pré dimensionnement des poteaux

Le pré dimensionnement des poteaux se fait selon 3 critères :

- 1- Critère de résistance ;
- 2- Critère de stabilité de forme (flambement);
- 3- Conditions de RPA ;

Le poteau qu'on va étudier est le poteau le plus sollicité, c'est-à-dire le poteau qui recevra l'effort de compression maximal qu'on va déterminer à partir de la descente de charge.

Pour ce faire, on a sélectionné 3 poteaux qui nous semblent susceptible d'être les plus sollicités :

- P1 : poteau au niveau de la cage d'escalier.
- P2 : poteau central.
- P3 : poteau de rive.

**Tableau II.9** Dimensions préliminaires des poteaux et leur poids propres

| Niveau                 | Dimensions (b × h) cm <sup>2</sup> | poids propre g (KN)<br>$g = h b H_e \gamma_c$ |
|------------------------|------------------------------------|---|
| <b>RDC</b>             | 50×50                              | 18  |
| <b>Entresol 1 et 2</b> |                                    |   |
| <b>Etages 1 et 2</b>   | 45 × 45                            | 14,58   |
| <b>Etages 3 et 4</b>   | 40 × 40                            | 11,52   |
| <b>Etages 5 et 6</b>   | 35 × 35                            | 8,82  |
| <b>Etages 7</b>        | 30 × 30                            | 6,48  |

**Avec :**

$\gamma_c = 25 \text{ KN/m}^3$  : poids volumique du béton.

$H_e$  : hauteur du poteau :  $H_e = 2,88 \text{ m}$  pour tout les étages

**II.6.1. Pré dimensionnement du Poteau (P1)**

**Surfaces afférentes**

**T.I** : terrasse inaccessible ; **D.P** : dalle pleine ; **C.C** : corps creux.

**PP** : poutre principale ; **PS**: poutre secondaire ; **PC** : poutre de chaînage ; **C.Co** : charge concentrée

➤ **Niveau 9 (Terrasse inaccessible)**

$$\begin{cases} S1 = 3,037 \text{ m}^2 \\ S2 = 2,734 \text{ m}^2 \end{cases}$$

$$G_{pp} = \gamma_c * h_{pp} * b_{pp} * L_{pp}$$

$$\begin{cases} L_{pp} = 2,025 \text{ m} \\ L_{ps} = 2,850 \text{ m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} G_{pp} = 25 * 0,3 * 0,40 * 2,025 = 6,075 \text{ KN} \\ G_{ps} = 25 * 0,3 * 0,35 * 2,85 = 7,481 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\Rightarrow g_{poutres} = 13,556 \text{ KN}$$

➤ **Niveau 8 (2<sup>ème</sup> niveau duplex)**

$$\begin{cases} S1 = 3,037 \text{ m}^2 \\ S2 = 2,734 \text{ m}^2 \\ S3 = 1,350 \text{ m}^2 \\ S4 = 1,215 \text{ m}^2 \end{cases}$$

$$G_{pp} = \gamma_c * h_{pp} * b_{pp} * L_{pp}$$

$$\begin{cases} L_{pp} = 2,925 \text{ m} \\ L_{ps} = 2,850 \text{ m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} G_{pp} = 25 * 0,3 * 0,40 * 2,925 = 8,775 \text{ KN} \\ G_{ps} = 25 * 0,3 * 0,35 * 2,85 = 7,481 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\Rightarrow g_{poutres} = 16,256 \text{ KN}$$

**Du 1<sup>er</sup> niveau duplex à l'entre sol 1 :**

$$\begin{cases} S1 = 2,835 \text{ m}^2 \\ S2 = 2,734 \text{ m}^2 \\ S3 = 1,350 \text{ m}^2 \\ S4 = 1,215 \text{ m}^2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} L_{pp} = 2,850 \text{ m} \\ L_{ps} = 2,925 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} g_{pp} = 8,55 \text{ KN} \\ g_{ps} = 7,678 \text{ KN} \end{cases}$$

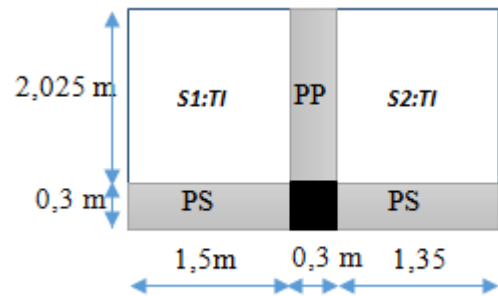


Figure II.7. Surface afférente du niveau 9

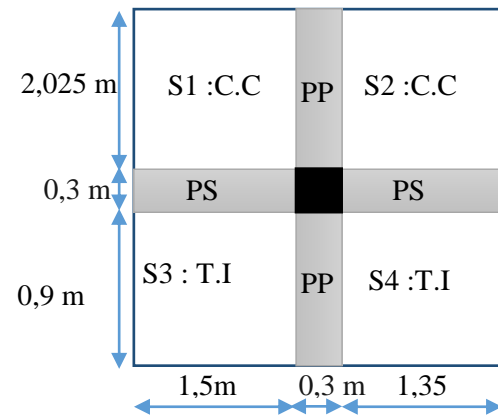


Figure II.7 Surface afférente du niveau 8

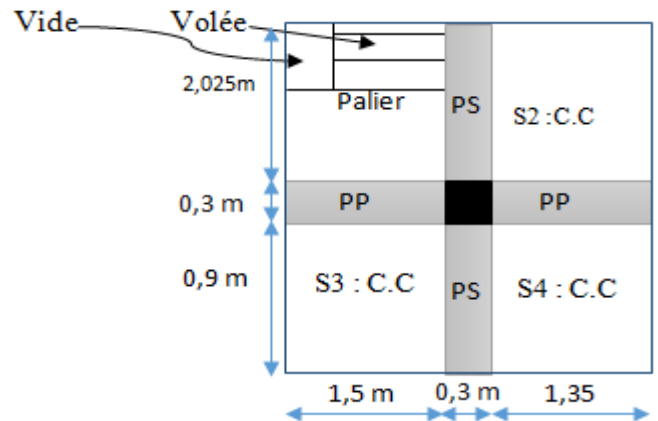


Figure II.8. Surface afférente du niveau 7 → entre sol 1

$$\Rightarrow g_{poutres} = 16,228 \text{ KN}$$

$$g_{volée} = G_v * S_v = 7,85 * 0,81$$

$$\Rightarrow g_{volée} = 6,36 \text{ KN}$$

$$g_{palier} = G_p * S_p = 4,43 * 2,025$$

$$\Rightarrow g_{palier} = 8,971 \text{ KN}$$

**Niveau entre sol 2 :**

$$\begin{cases} S1 = 2,834 \text{ m}^2 \\ S2 = 2,734 \text{ m}^2 \\ S3 = 1,350 \text{ m}^2 \\ S4 = 1,215 \text{ m}^2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} L_{ps} = 2,850 \text{ m} \\ L_{pp} = 2,925 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} g_{ps} = 7,481 \text{ KN} \\ g_{pp} = 8,775 \text{ KN} \end{cases}$$

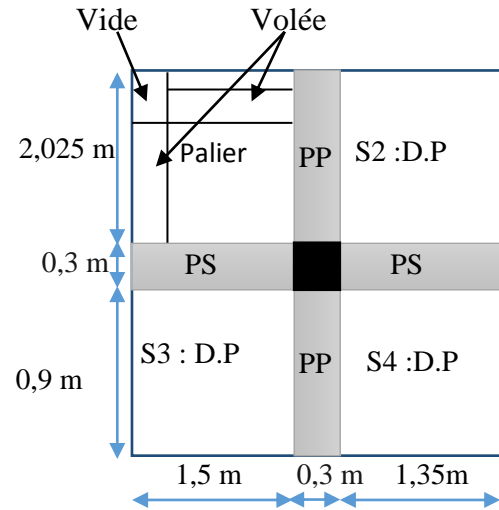
$$g_{p.b} = 0,3 * 0,3 * 1,67 * 25 = 3,757 \text{ KN}$$

$$g_{poutres} = 20,013 \text{ KN}$$

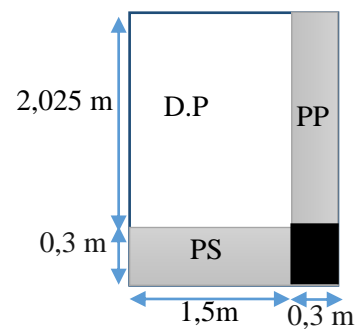
**En dessous de l'entre sol 2 :**

$$S = 3,037 \text{ m}^2$$

$$\begin{cases} L_{ps} = 1,5 \text{ m} \\ L_{pp} = 2,025 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} g_{ps} = 3,937 \text{ KN} \\ g_{pp} = 6,075 \text{ KN} \end{cases}$$



**Figure II.9** Surface afférente de l'entre sol 2



**Figure II.10** Surface afférente en dessous de l'entre sol 2

Les surcharges d'exploitation reprises par le poteau étudié seront calculées en respectant la loi de dégression définie par le DTR comme suit :

Sous la terrasse :  $Q_0$

Sous le 8<sup>ème</sup> étage :  $Q_0 + Q_1$

Sous le 7<sup>ème</sup> étage :  $Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$

Sous le 6<sup>ème</sup> étage :  $Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Sous le 5<sup>ème</sup> étage :  $Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

Sous le 4<sup>ème</sup> étage :  $Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$

Sous les étages inférieurs (pour  $n \geq 5$ ) :  $Q_0 + (3 + n)/(2 * n) \sum_1^n Q_i$

n : numéro d'étage à partir du sommet du bâtiment.



Les résultats de la descente de charge réalisée sur le poteau (P1) sont récapitulés dans le tableau ci-après :

**Tableau II.10** Résultats de la descente de charge du poteau (P1)

| Étages                         | Niveau       | Élément     | Poids Propres G(KN) | surcharges Q(KN) |
|--------------------------------|--------------|-------------|---------------------|------------------|
| Terrasse inaccessible          | 0            | Plancher    | 36,069              | 5,771            |
|                                |              | Poutres     | 13,556              |                  |
|                                |              | Poteau      | 6,48                |                  |
|                                | <b>SOMME</b> |             | 56,105              | 5,771            |
| 2 <sup>ème</sup> niveau duplex | 1            | Venant de 9 | 56,105              | 11,22            |
|                                |              | Plancher    | 46,502              |                  |
|                                |              | Poutres     | 16,256              |                  |
|                                | Poteau       | 6,480       |                     |                  |
| <b>SOMME</b>                   |              | 128,04      | 11,22               |                  |
| 1 <sup>er</sup> niveau duplex  | 2            | venant de 8 | 128,04              | 32,73            |
|                                |              | plancher    | 27,979              |                  |
|                                |              | Escalier    | 15,329              |                  |
|                                |              | poutres     | 16,228              |                  |
|                                | poteaux      | 6,480       |                     |                  |
| <b>SOMME</b>                   |              | 191,159     | 32,73               |                  |
| étage 6                        | 3            | venant de 7 | 191,159             | 46,757           |
|                                |              | Plancher    | 27,979              |                  |
|                                |              | Escalier    | 15,329              |                  |
|                                |              | poutres     | 16,228              |                  |
|                                | poteaux      | 8,820       |                     |                  |
| <b>SOMME</b>                   |              | 259,515     | 46,757              |                  |
| étage 5                        | 4            | venant de 6 | 259,515             | 59,066           |
|                                |              | plancher    | 27,979              |                  |
|                                |              | Escalier    | 15,329              |                  |
|                                |              | poutres     | 16,228              |                  |
|                                | poteaux      | 8,820       |                     |                  |
| <b>SOMME</b>                   |              | 328,263     | 59,066              |                  |
| étage 4                        | 5            | venant de 5 | 328,263             | 69,659           |
|                                |              | plancher    | 27,979              |                  |
|                                |              | Escalier    | 15,329              |                  |
|                                |              | poutres     | 16,228              |                  |
|                                | poteaux      | 11,520      |                     |                  |
| <b>SOMME</b>                   |              | 399,319     | 69,659              |                  |
| étage 3                        | 6            | venant de 4 | 399,319             | 78,536           |
|                                |              | plancher    | 27,979              |                  |
|                                |              | Escalier    | 15,329              |                  |
|                                |              | poutres     | 16,228              |                  |
|                                | poteaux      | 11,520      |                     |                  |
| <b>SOMME</b>                   |              | 470,375     | 78,536              |                  |
| étage 2                        | 7            | venant de 3 | 470,375             | 87,295           |
|                                |              | plancher    | 27,979              |                  |
|                                |              | Escalier    | 15,329              |                  |
|                                |              | poutres     | 16,228              |                  |
|                                | poteaux      | 14,580      |                     |                  |
| <b>SOMME</b>                   |              | 544,491     | 87,295              |                  |
| étage 1                        | 8            | venant de 2 | 544,491             | 96,067           |

|  |                |                                 |                |         |
|--|----------------|---------------------------------|----------------|---------|
|  |                | plancher                        | 27,979         |         |
|  |                | Escalier                        | 15,329         |         |
|  |                | poutres                         | 16,228         |         |
|  |                | poteaux                         | 14,580         |         |
|  |                | <b>SOMME</b>                    | <b>618,607</b> |         |
| <b>RDC</b>                               | 9              | venant de 1                     | 618,607        | 104,771 |
|  |                | plancher                        | 27,979         |         |
|  |                | Escalier                        | 15,329         |         |
|  |                | poutres                         | 16,228         |         |
|  |                | poteaux                         | 18,000         |         |
| <b>SOMME</b>                             | <b>696,485</b> | <b>104,771</b>                  |                |         |
| <b>Entre sol 1</b>                       | 10             | venant de l'entresol            | 696,485        | 113,450 |
|  |                | plancher                        | 27,979         |         |
|  |                | Escalier                        | 15,329         |         |
|  |                | poutres                         | 16,228         |         |
|  |                | poteaux                         | 18,000         |         |
| <b>SOMME</b>                             | <b>773,679</b> | <b>113,450</b>                  |                |         |
| <b>Entre sol 2</b>                       | 11             | venant de l'entre sol 1         | 773,679        | 125,482 |
|  |                | Plancher                        | 28,773         |         |
|  |                | Escalier                        | 15,840         |         |
|  |                | poutres                         | 20,013         |         |
|  |                | poteaux                         | 18,00          |         |
|  | <b>SOMME</b>   | <b>856,305</b>                  | <b>125,482</b> |         |
|  | 12             | venant de l'entre sol 2         | 856,305        | 128,090 |
|  |                | Plancher                        | 16,491         |         |
|  |                | Poutres                         | 10,012         |         |
| Poteaux                                  |                | 4,500                           |                |         |
| <b>SOMME</b>                             | <b>887,307</b> | <b>128,090</b>                  |                |         |
| <b>ELU</b>                               |                | 1,35G = 1197,864 KN             | 1,5Q = 192,135 |         |
| <b>Effort normal à la base du poteau</b> |                | <b>N<sub>u</sub>' = 1390 KN</b> |                |         |

### II.6.2. Pré dimensionnement du Poteau centrale (P2)

Les surfaces afférentes :

➤ Niveau 9 (Terrasse inaccessible)

$$\begin{cases} S1 = 2,885 \text{ m}^2 \\ S2 = 2,734 \text{ m}^2 \end{cases}$$

$$G_{pp} = \gamma_c * h_{pp} * b_{pp} * L_{pp}$$

$$\begin{cases} L_{pp} = 2,025 \text{ m} \\ L_{ps} = 2,775 \text{ m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} G_{pp} = 25 * 0,3 * 0,40 * 2,025 = 6,075 \text{ KN} \\ G_{ps} = 25 * 0,3 * 0,35 * 2,85 = 7,284 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\Rightarrow g_{poutres} = 13,359 \text{ KN}$$

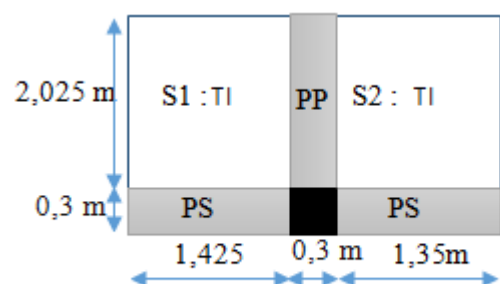


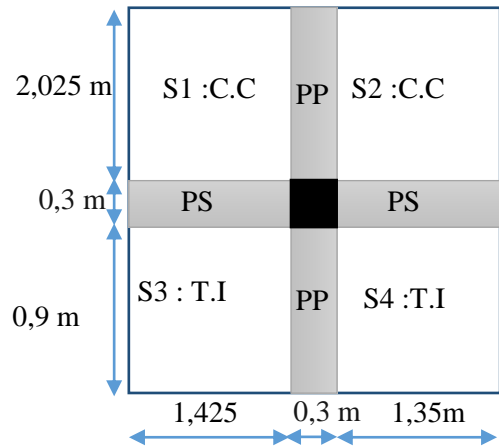
Figure II.11. Surface afférente du niveau 9

**Niveau 8 (2<sup>ème</sup> niveau duplex) :**

$$\begin{cases} S1 = 2,886 \text{ m}^2 \\ S2 = 2,734 \text{ m}^2 \\ S3 = 1,282 \text{ m}^2 \\ S4 = 1,215 \text{ m}^2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} L_{PP} = 2,925 \text{ m} \\ L_{PS} = 2,775 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} g_{PP} = 8,775 \text{ KN} \\ g_{PS} = 7,284 \text{ KN} \end{cases}$$

$\Rightarrow g_{poutres} = 16,06 \text{ KN}$



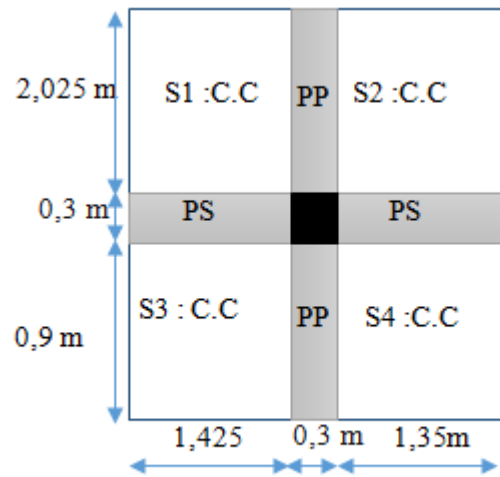
**Figure II.12** Surface afférente du niveau 8

**Du 1<sup>er</sup> niveau duplex à l'entre sol 1 :**

$$\begin{cases} S1 = 2,886 \text{ m}^2 \\ S2 = 2,734 \text{ m}^2 \\ S3 = 1,282 \text{ m}^2 \\ S4 = 1,215 \text{ m}^2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} L_{PS} = 2,925 \text{ m} \\ L_{PP} = 2,775 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} g_{PS} = 7,678 \text{ KN} \\ g_{PP} = 8,325 \text{ KN} \end{cases}$$

$\Rightarrow g_{poutres} = 16,00 \text{ KN}$



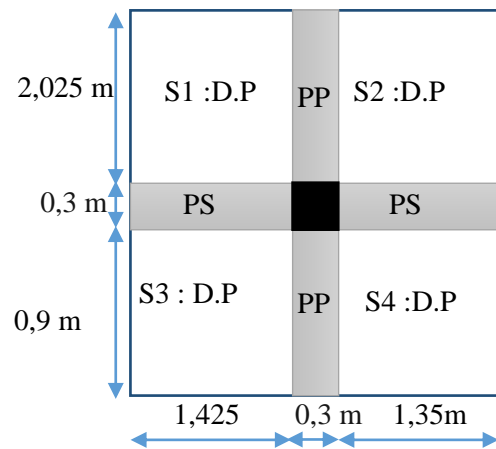
**Figure II.13.** Surface afférente du niveau 7 -> entre sol 1

**Entre sol 2 :**

$$\begin{cases} S1 = 2,886 \text{ m}^2 \\ S2 = 2,734 \text{ m}^2 \\ S3 = 1,282 \text{ m}^2 \\ S4 = 1,215 \text{ m}^2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} L_{PS} = 2,775 \text{ m} \\ L_{PP} = 2,925 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} g_{PS} = 7,284 \text{ KN} \\ g_{PP} = 8,775 \text{ KN} \end{cases}$$

$\Rightarrow g_{poutres} = 16,06 \text{ KN}$



**Figure II.14** Surface afférente de l'entre sol 2

Les résultats de la descente de charge concernant le poteau (P2) sont illustrés dans le tableau suivant :

**Tableau II.11** Résultats de la descente de charge du poteau (P2)

| Etage                          | Niveau       | Elément     | pois propres G(KN) | surcharges Q(KN) |
|--------------------------------|--------------|-------------|--------------------|------------------|
| Terrasse inaccessible          | 0            | Plancher    | 35,119             | 5,619            |
|                                |              | Poutres     | 13,359             |                  |
|                                |              | Poteaux     | 6,480              |                  |
|                                | <b>SOMME</b> |             |                    | 54,958           |
| 2 <sup>ème</sup> niveau duplex | 1            | Venant de 9 | 54,958             | 16,546           |
|                                |              | Plancher    | 45,280             |                  |
|                                |              | Poutres     | 16,060             |                  |
|                                |              | Poteaux     | 6,480              |                  |
| <b>SOMME</b>                   |              |             | 122,778            | 16,546           |
| 1 <sup>er</sup> niveau duplex  | 2            | venant de 8 | 122,778            | 23,102           |
|                                |              | Plancher    | 42,858             |                  |
|                                |              | Poutres     | 16,000             |                  |
|                                |              | Poteaux     | 6,480              |                  |
| <b>SOMME</b>                   |              |             | 188,116            | 23,102           |
| étage 6                        | 3            | venant de 7 | 188,116            | 39,132           |
|                                |              | Plancher    | 42,858             |                  |
|                                |              | Poutres     | 16,00              |                  |
|                                |              | Poteaux     | 8,820              |                  |
| <b>SOMME</b>                   |              |             | 255,794            | 39,132           |
| étage 5                        | 4            | venant de 6 | 255,794            | 45,953           |
|                                |              | Plancher    | 42,858             |                  |
|                                |              | Poutres     | 16,00              |                  |
|                                |              | Poteaux     | 8,820              |                  |
| <b>SOMME</b>                   |              |             | 323,472            | 49,953           |
| étage 4                        | 5            | venant de 5 | 323,472            | 53,321           |
|                                |              | Plancher    | 42,858             |                  |
|                                |              | Poutres     | 16,00              |                  |
|                                |              | Poteaux     | 11,520             |                  |
| <b>SOMME</b>                   |              |             | 393,850            | 53,321           |
| étage 3                        | 5            | venant de 4 | 393,850            | 59,470           |
|                                |              | Plancher    | 42,858             |                  |
|                                |              | Poutres     | 16,00              |                  |
|                                |              | Poteaux     | 11,520             |                  |
| <b>SOMME</b>                   |              |             | 464,228            | 59,470           |
| étage 2                        | 6            | venant de 3 | 464,228            | 65,578           |
|                                |              | Plancher    | 42,858             |                  |
|                                |              | Poutres     | 16,00              |                  |
|                                |              | Poteaux     | 14,580             |                  |

|                    |              |  |                        |                |
|--------------------|--------------|--|------------------------|----------------|
|                    |              | <b>SOMME</b>                             | 537,666                | 65,578         |
| <b>Etage 1</b>     | 7            | venant de 2                              | 537,666                | 71,723         |
|                    |              | Plancher                                 | 42,858                 |                |
|                    |              | Poutres                                  | 16,00                  |                |
|                    |              | Poteaux                                  | 14,580                 |                |
|                    | <b>SOMME</b> | 611,104                                  | 71,723                 |                |
| <b>RDC</b>         | 8            | venant de 1                              | 611,104                | 77,838         |
|                    |              | Plancher                                 | 42,858                 |                |
|                    |              | Poutres                                  | 16,00                  |                |
|                    |              | Poteaux                                  | 18,00                  |                |
|                    | <b>SOMME</b> | 687,962                                  | 77,838                 |                |
| <b>Entre sol 1</b> | 9            | venant de RDC                            | 687,962                | 83,945         |
|                    |              | Plancher                                 | 42,858                 |                |
|                    |              | Poutres                                  | 16,00                  |                |
|                    |              | Poteaux                                  | 18,00                  |                |
|                    | <b>SOMME</b> | 764,820                                  | 83,945                 |                |
| <b>Entre sol 2</b> | 10           | Venant de l'entre sol 1                  | 764,820                | 95,215         |
|                    |              | Plancher                                 | 44,075                 |                |
|                    |              | Poutres                                  | 16,060                 |                |
|                    |              | Poteaux                                  | 18,00                  |                |
|                    | <b>SOMME</b> | 842,955                                  | 95,215                 |                |
|                    |              | <b>ELU</b>                               | 1,35G = 1137,989       | 1,5Q = 142,225 |
|                    |              | <b>Effort normal a la base du poteau</b> | <b>Nu'=1280,811 KN</b> |                |

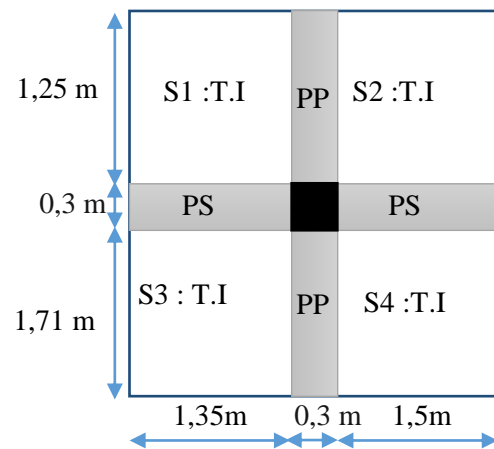
**II.6.3. Pré dimensionnement du poteau de rive (P3) :**

Les surfaces afférentes :

Niveau 9 (terrasse inaccessible) :

$$\begin{cases} S1 = 1,687 \text{ m}^2 \\ S2 = 1,875 \text{ m}^2 \\ S3 = 2,308 \text{ m}^2 \\ S4 = 2,565 \text{ m}^2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} L_{PS} = 2,85 \text{ m} \\ L_{PP} = 2,96 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} g_{PS} = 8,88 \text{ KN} \\ g_{PP} = 7,48 \text{ KN} \end{cases}$$



**Figure II.15** Surface afférente du niveau 9

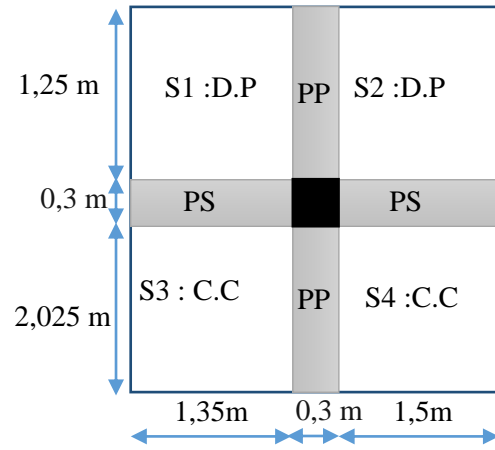
$$\Rightarrow g_{poutres} = 16,36 \text{ KN} \quad g_{acrotère} = 2,545 * (1,35 + 1,5 + 0,3) = 8,017 \text{ KN}$$

**Niveau 8 : 2<sup>ème</sup> niveau duplex :**

$$\begin{cases} S1 = 1,687 \text{ m}^2 \\ S2 = 1,875 \text{ m}^2 \\ S3 = 2,734 \text{ m}^2 \\ S4 = 3,037 \text{ m}^2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} L_{PS} = 2,85 \text{ m} \\ L_{PP} = 3,275 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} g_{PS} = 7,481 \text{ KN} \\ g_{PP} = 9,825 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\Rightarrow g_{poutres} = 17,306 \text{ KN}$$



**Figure II.16** Surface afférente du niveau 8

**Niveau 7 ( 1<sup>er</sup> niveau duplex) :**

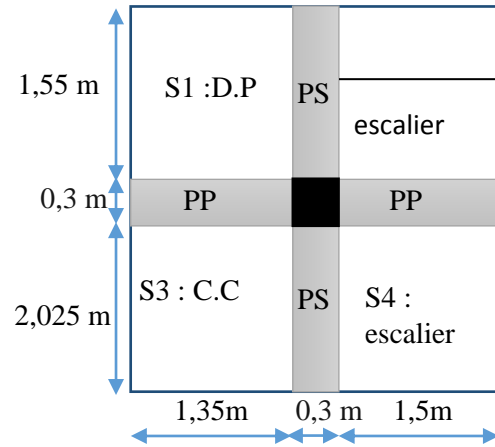
$$\begin{cases} S1 = 2,090 \text{ m}^2 \\ S2 = 0,750 \text{ m}^2 \\ S3 = 2,734 \text{ m}^2 \\ S4 = 3,037 \text{ m}^2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} L_{PS} = 3,575 \text{ m} \\ L_{PP} = 2,850 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} g_{PS} = 9,384 \text{ KN} \\ g_{PP} = 8,550 \text{ KN} \end{cases}$$

$$L_{pb} = 1,55 \text{ m}$$

$$g_{pb} = 3,487 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow g_{poutres} = 21,421 \text{ KN}$$



**Figure II.17** Surface afférente du niveau 7

**Du l'étage 6 à RDC :**

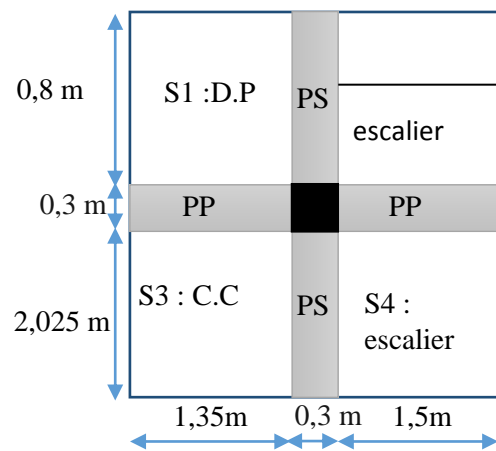
$$\begin{cases} S1 = 1,080 \text{ m}^2 \\ S2 = 0,750 \text{ m}^2 \\ S3 = 2,734 \text{ m}^2 \\ S4 = 3,037 \text{ m}^2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} L_{PS} = 2,825 \text{ m} \\ L_{PP} = 2,850 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} g_{PS} = 7,416 \text{ KN} \\ g_{PP} = 8,550 \text{ KN} \end{cases}$$

$$L_{pb} = 1,55 \text{ m}$$

$$g_{pb} = 3,487 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow g_{poutres} = 19,453 \text{ KN}$$



**Figure II.18** Surface afférente de niveau 6 → RDC

**Entre sol 1 :**

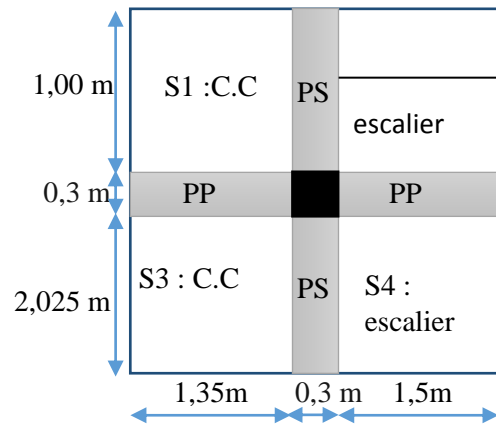
$$\begin{cases} S1 = 1,350 \text{ m}^2 \\ S2 = 1,725 \text{ m}^2 \\ S3 = 2,734 \text{ m}^2 \\ S4 = 3,037 \text{ m}^2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} L_{PS} = 3,025 \text{ m} \\ L_{PP} = 2,850 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} g_{PS} = 7,941 \text{ KN} \\ g_{PP} = 8,550 \text{ KN} \end{cases}$$

$$L_{pb} = 1,55 \text{ m}$$

$$g_{pb} = 3,487 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow g_{poutres} = 19,978 \text{ KN}$$



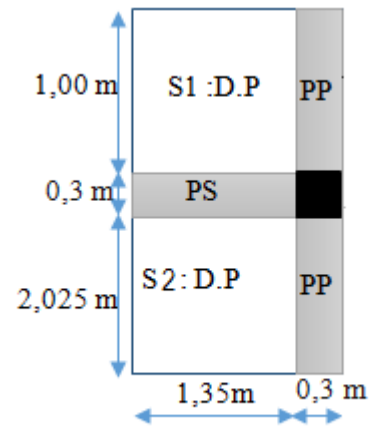
**Figure II.19** Surface afférente de l'entre sol 1

**Entre sol 2 :**

$$\begin{cases} S1 = 1,350 \text{ m}^2 \\ S2 = 2,734 \text{ m}^2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} L_{PS} = 1,35 \text{ m} \\ L_{PP} = 3,025 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} g_{PS} = 3,544 \text{ KN} \\ g_{PP} = 9,075 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\Rightarrow g_{poutres} = 12,619$$



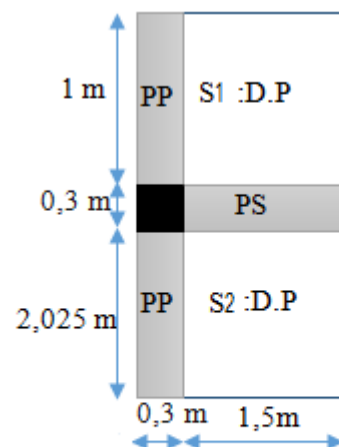
**Figure II.20.** Surface afférente de l'entre sol 2

**En dessous de l'entre sol 2 :**

$$\begin{cases} S1 = 1,500 \text{ m}^2 \\ S2 = 3,037 \text{ m}^2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} L_{PS} = 1,5 \text{ m} \\ L_{PP} = 3,025 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} g_{PS} = 3,938 \text{ KN} \\ g_{PP} = 9,075 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\Rightarrow g_{poutres} = 13,02$$



**Figure II.21.** Surface afférente en dessous de l'entre sol 2

Tableau II.12 Résultats de la descente de charge du poteau (P3)

| Etages                                       | Niveau       | Elément          | Poids Propres G(KN) | surcharges Q(KN) |
|--|--------------|------------------|---------------------|------------------|
|  | 0            | Plancher         | 52,719              | 11,585           |
|  |              | Poutres          | 16,360              |                  |
|  |              | Poteau           | 6,480               |                  |
|  | <b>SOMME</b> |                  | <b>75,559</b>       | <b>11,585</b>    |
| <b>2<sup>ème</sup><br/>niveau<br/>duplex</b> | 1            | Venant de la T.I | 75,559              | 29,146           |
|  |              | Plancher         | 49,816              |                  |
|  |              | Poutres          | 17,306              |                  |
|  | <b>SOMME</b> |                  | <b>149,161</b>      | <b>29,146</b>    |
| <b>1<sup>er</sup><br/>niveau<br/>duplex</b>  | 2            | venant de 8      | 149,161             | 46,121           |
|  |              | plancher         | 25,796              |                  |
|  |              | Escalier         | 21,861              |                  |
|  |              | poutres          | 21,421              |                  |
|  | <b>SOMME</b> |                  | <b>224,719</b>      | <b>46,121</b>    |
| <b>étage 6</b>                               | 3            | venant de 7      | 224,719             | 58,947           |
|  |              | Plancher         | 20,299              |                  |
|  |              | Escalier         | 21,861              |                  |
|  |              | poutres          | 19,453              |                  |
|  | <b>SOMME</b> |                  | <b>295,152</b>      | <b>58,947</b>    |
| <b>étage 5</b>                               | 4            | venant de 6      | 295,152             | 70,141           |
|  |              | plancher         | 20,299              |                  |
|  |              | Escalier         | 21,861              |                  |
|  |              | poutres          | 19,453              |                  |
|  | <b>SOMME</b> |                  | <b>365,585</b>      | <b>70,141</b>    |
| <b>étage 4</b>                               | 5            | venant de 5      | 365,585             | 79,171           |
|  |              | plancher         | 20,299              |                  |
|  |              | Escalier         | 21,861              |                  |
|  |              | poutres          | 19,453              |                  |
|  | <b>SOMME</b> |                  | <b>438,718</b>      | <b>77,171</b>    |
| <b>étage 3</b>                               | 6            | venant de 4      | 438,718             | 87,654           |
|  |              | plancher         | 20,299              |                  |
|  |              | Escalier         | 21,861              |                  |
|  |              | poutres          | 19,453              |                  |
|  | <b>SOMME</b> |                  | <b>511,851</b>      | <b>87,654</b>    |
| <b>étage 2</b>                               | 7            | venant de 3      | 511,851             | 95,618           |
|  |              | plancher         | 20,299              |                  |
|  |              | Escalier         | 21,861              |                  |
|  |              | poutres          | 19,453              |                  |
|  | <b>SOMME</b> |                  | <b>588,044</b>      | <b>95,618</b>    |
| <b>étage 1</b>                               | 8            | venant de 2      | 588,044             | 103,684          |
|  |              | plancher         | 20,299              |                  |
|  |              | Escalier         | 21,861              |                  |
|  |              | poutres          | 19,453              |                  |
|  | <b>SOMME</b> |                  | <b>14,580</b>       |                  |



|                    |              |  |                                     |                |
|--------------------|--------------|--|-------------------------------------|----------------|
|                    |              | <b>SOMME</b>                             | 664,237                             | 103,684        |
| <b>RDC</b>         | 9            | venant de 1                              | 664,237                             | 111,738        |
|                    |              | plancher                                 | 20,299                              |                |
|                    |              | Escalier                                 | 21,861                              |                |
|                    |              | poutres                                  | 19,453                              |                |
|                    |              | poteaux                                  | 18,00                               |                |
|                    | <b>SOMME</b> | 743,850                                  | 111,738                             |                |
| <b>Entre sol 1</b> | 10           | venant de l'entresol                     | 743,850                             | 119,858        |
|                    |              | plancher                                 | 26,249                              |                |
|                    |              | Escalier                                 | 21,861                              |                |
|                    |              | poutres                                  | 19,978                              |                |
|                    |              | poteaux                                  | 18,000                              |                |
|                    | <b>SOMME</b> | 829,938                                  | 119,858                             |                |
| <b>Entre sol 2</b> | 11           | venant de l'entre sol 1                  | 829,938                             | 124,083        |
|                    |              | Plancher                                 | 22,176                              |                |
|                    |              | poutres                                  | 12,619                              |                |
|                    |              | poteaux                                  | 18,00                               |                |
|                    | <b>SOMME</b> | 882,733                                  | 124,083                             |                |
|                    | 12           | venant de l'entre sol 2                  | 882,733                             | 129,083        |
|                    |              | Plancher                                 | 24,636                              |                |
|                    |              | Poutres                                  | 13,012                              |                |
|                    |              | Poteaux                                  | 4,500                               |                |
|                    | <b>SOMME</b> | 924,881                                  | 129,163                             |                |
|                    |              | <b>ELU</b>                               | 1,35G = 1248,589 KN                 | 1,5Q = 193,744 |
|                    |              | <b>Effort normal à la base du poteau</b> | <b>N<sub>u</sub>' = 1442,333 KN</b> |                |

**En résumé :**

$$N'_u(P1) = 1390 \text{ KN}$$

$$N'_u(P2) = 1280,811 \text{ KN}$$

$$N'_u(P3) = 1442,333 \text{ KN}$$

Donc, il est clair que le poteau le plus sollicité est le poteau (P3) de rive .

Afin de prendre en considération la continuité des portiques, le CBA (**Art B.8.1.1**) nous exige de majorer l'effort  $N_u$  comme suit :

- { 10 % ... poteaux internes voisin de rive dans le cas d'un bâtiment comportant au moins 3 travées.
- { 15 % ... poteaux centraux dans le cas d'un bâtiment à 2 travées.

Dans notre cas, le portique a plus de deux travées, donc l'effort  $N_u$  sera majoré de 10%.

$$N_u = 1,1 N'_u = 1,1 \times 1442,333$$

$$N_u = 1586,566 \text{ KN.}$$

**II.6.4 Vérifications à faire****Vérification à la compression simple****Exemple de calcul**

❖ **Vérification du poteau à la base « poteau du vide sanitaire (50\*55)cm<sup>2</sup> »**

Le dimensionnement se fait à l'ELU

$$\sigma_{bc} = \frac{N_u}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b \times \theta} \quad \text{avec,} \quad \bar{\sigma}_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1,5 \times 1} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow B \geq \frac{N_u}{\bar{\sigma}_{bc}} = \frac{1586,566 \times 10^{-3}}{14,2}$$

$$\Rightarrow B \geq 0,112 \text{ m}^2$$

Avec B : la section du poteau.

$\gamma_b = 1,5$  : coefficient de sécurité du béton.

Or, pour le poteau à la base (poteau du vide sanitaire)  $B = 0,5 \times 0,5 = 0,25 \text{ m}^2$

Donc  $B = 0,25 \text{ m}^2 \geq 0,112 \text{ m}^2$  ..... Condition vérifiée

De la même façon que l'exemple de calcul précédent, on va vérifier le poteau le plus sollicité de chaque niveau, les résultats seront mentionnés dans le tableau ci-après.

**Tableau II.13** Vérification à la compression simple des poteaux les plus sollicités de tous les niveaux

| Etages | Nu (KN)  | Comparaison ( $B \geq B^{calc}$ ) |                                     | Observation |
|--------|----------|-----------------------------------|-------------------------------------|-------------|
|        |          | B (m <sup>2</sup> )               | B <sup>calc</sup> (m <sup>2</sup> ) |             |
| 9      | 131,320  | 0,09                              | 0,0108                              | Vérifiée    |
| 8      | 269,595  | 0,09                              | 0,0190                              | Vérifiée    |
| 7      | 409,807  | 0,1225                            | 0,4098                              | Vérifiée    |
| 6      | 535,625  | 0,1225                            | 0,0377                              | Vérifiée    |
| 5      | 658,626  | 0,16                              | 0,0464                              | Vérifiée    |
| 4      | 778,827  | 0,16                              | 0,0548                              | Vérifiée    |
| 3      | 917,869  | 0,2025                            | 0,0646                              | Vérifiée    |
| 2      | 1031,015 | 0,2025                            | 0,0726                              | Vérifiée    |
| 1      | 1157,471 | 0,25                              | 0,0815                              | Vérifiée    |
| RDC    | 1275,619 | 0,25                              | 0,0898                              | Vérifiée    |
| ES1    | 1430,223 | 0,25                              | 0,1007                              | Vérifiée    |
| ES2    | 1515,595 | 0,25                              | 0,1067                              | Vérifiée    |
| ES2'   | 1586,566 | 0,25                              | 0,1117                              | Vérifiée    |

**Vérification au flambement :**

D'après le CBA93 (Art B.8.8.1), la vérification suivante est indispensable :

$$N_u \leq \alpha \left( \frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right) \dots \dots \dots (1)$$

Avec :

- $B_r = (b - 2) \times (h - 2) \text{ cm}^2$  : section réduite du poteau.
- $\alpha$  : coefficient réducteur qui en fonction de l'élanement ( $\lambda$ )

- $A_s$ : section d'armature comprimée.
- $\gamma_s = 1,15$  : coefficient de sécurité de l'acier.
- $f_e = 400$  MPa

On a

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

$$\lambda = l_f / i$$

Tel que :

$l_f = 0,7 \times L_0$ : Longueur de flambement.

$L_0$ : Hauteur libre du poteau = (hauteur d'étage – hauteur de la poutre principale)

$$I = \frac{b \times h^3}{12} : \text{moment d'inertie}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} : \text{rayon de giration}$$

### Exemple de calcul

#### ❖ Vérification du poteau à la base (poteau du vide sanitaire)

On a :  $L_0 = 2,88 - 0,4 = 2,48 \text{ m} \Rightarrow l_f = 1,736 \text{ m}$

$$i = \sqrt{\frac{0,5^2}{12}} = 0,1443 \text{ m}$$

Ce qui donne :  $\lambda = 1,736 / 0,1443 = 12,03 < 50$

$$\text{donc } \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2(\lambda/35)^2} = 0,830$$

Selon le BAEL :

$$A_s \in [0,8 \% B_r ; 1,2 \% B_r]$$

On prend  $A_s = 1\% B_r$

D'après la formule (1) :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha} \times \frac{1}{(f_{c28}/(0,9 \times \gamma_b) + f_e/(100 \times \gamma_s))}$$

Or dans notre cas,  $B_r = (50 - 2) \times (50 - 2) \times 10^{-4}$

$$B_r = 0,2304 \text{ m}^2 > 0,0869 \text{ m}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Puisque la condition est vérifiée, donc le poteau ne risque pas de se flamber.

De la même manière que cet exemple de calcul, on va vérifier le poteau le plus sollicité de chaque niveau, les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

**Tableau II.14** Vérification au flambement des poteaux les plus sollicités de tous les niveaux

| Niveau | Nu (KN)  | i (m)  | $\lambda$ | $\alpha$ | $(Br \geq Br^{calc})$ |             | Observation |
|--------|----------|--------|-----------|----------|-----------------------|-------------|-------------|
|        |          |        |           |          | Br                    | $Br^{calc}$ |             |
| 9      | 131,320  | 0,0866 | 20,046    | 0,797667 | 0,0784                | 0,0075      | Vérifiée    |
| 8      | 269,595  |        |           |          |                       | 0,0154      |             |
| 7      | 409,807  |        |           |          |                       | 0,0234      |             |
| 6      | 535,625  | 0,1010 | 17,188    | 0,810888 | 0,1089                | 0,0301      | Vérifiée    |
| 5      | 658,626  |        |           |          |                       | 0,0369      |             |
| 4      | 778,827  | 0,1155 | 15,030    | 0,819765 | 0,1444                | 0,0432      | Vérifiée    |
| 3      | 917,869  |        |           |          |                       | 0,0509      |             |
| 2      | 1031,015 | 0,1299 | 13,364    | 0,825917 | 0,1849                | 0,0568      | Vérifiée    |
| 1      | 1157,471 |        |           |          |                       | 0,0638      |             |
| RDC    | 1275,619 | 0,1443 | 13,030    | 0,827074 | 0,2304                | 0,0702      | Vérifiée    |
| ES1    | 1430,223 |        |           |          |                       | 0,0787      |             |
| ES2    | 1515,595 |        |           |          |                       | 0,0834      |             |
| ES'    | 1586,566 |        |           |          |                       | 0,0873      |             |

**Vérification des conditions du RPA 99 / 2003**

Notre projet est implanté dans la zone IIa, donc la section des poteaux doivent répondre aux exigences suivantes

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(b, h) = 30 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ \min(b, h) = 30 \text{ cm} > \frac{h_e}{20} = 14,4 \text{ cm} \dots\dots \text{vérifiée} \\ 1/4 \leq h/b \leq 4 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

**II.7. Conclusion**

Les conditions sont vérifiées, donc on peut opter les dimensions qu'on a proposées, à savoir :

- Plancher à corps creux (16+4) cm
- Dalles pleines : e = 12 cm
- Epaisseur des paillasse e = 17 cm
- Epaisseur des Voiles : 15 cm
- Poutres Principales (30×40) cm<sup>2</sup>
- Poutres Secondaires (30×35) cm<sup>2</sup>
- Poteaux : leurs dimensions sont récapitulées dans le tableau suivant :

**Tableau II.15** Dimensions des poteaux

| Niveaux    | Les entre sols et RDC | Étages 1 et 2 | Étages 3 et 4 | Étages 5 et 6 | 7 <sup>ème</sup> étage et 2 <sup>ème</sup> duplex |
|------------|-----------------------|---------------|---------------|---------------|---|
| Dimensions | 50 × 50               | 45 × 45       | 40 × 40       | 35 × 35       | 30 × 30   |



# **CHAPITRE III**

**Etude des éléments secondaires**

## Chapitre III : Calcul des Eléments Secondaires

### III.1. Introduction

Les éléments secondaires sont des éléments porteurs qui ne font pas partie du système de contreventement, c'est-à-dire des éléments structuraux n'apportant pas de contribution significative à la résistance aux actions sismiques.

Durant ce chapitre, le calcul va concerner les éléments suivants :

- ✓ les planchers (plancher à corps creux et à dalle pleine) ;
- ✓ la dalle d'ascenseur ;
- ✓ les poutres de chaînage ;
- ✓ l'acrotère ;
- ✓ les escaliers.

### III.2. Calcul des planchers

#### III.2.1. Plancher à corps creux

Ce type de plancher est constitué de corps creux (hourdis creux) qui ne sont que des éléments de remplissage, de poutrelles qui sont des éléments principaux de résistance, et d'une dalle de compression.

Le calcul sera fait pour deux éléments :

- ✓ Poutrelle;
- ✓ Dalle de compression.

#### Méthodes de calcul des sollicitations dans les poutrelles

Les poutrelles sont calculées comme des poutres continues soumises à la flexion simple et au cisaillement, pour cela il existe deux méthodes de calcul, la méthode Forfaitaire et la méthode de Caquot.

#### ❖ Méthode forfaitaire (annexe E.1 du BAEL 91/99)

#### ❖ Conditions d'application (BAEL. Art.6.2.210)

Pour le calcul des moments sur appuis et en travées d'une poutre continue, on se sert de la méthode forfaitaire à condition de vérifier les conditions suivantes :

1. Plancher à surcharge modérée  $Q \leq \min(5\text{KN/m}^2 ; 2G)$  ;
2. les portées successives doivent satisfaire la condition  $0,8 \leq (L_i/L_{i+1}) \leq 1,25$  ;
3. la fissuration ne compromet pas la tenue du béton armé ni celle de ses revêtements (F.P.N) ;
4. les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité ( $I = \text{Constant}$ ).

#### ❖ Application de la méthode

#### Moments aux appuis ( $M_a < 0$ )

$$M_a = \begin{cases} -0,6M_0: & \text{sur un appui central d'une poutre à 2 travées.} \\ -0,5M_0: & \text{sur les deux appuis extrêmes voisins des appuis de rives.} \\ -0,4M_0: & \text{sur tous les autres appuis intermédiaire.} \end{cases}$$

Avec

- $M_0$ : moment isostatique maximal dans la travée.

#### Moments en travées

Les moments en travées sont calculés à partir des deux conditions suivantes.

$$(1) \dots \dots M_{ti} + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max[(1 + 0,3\alpha); 1,05]M_{0i}$$

$$(2) \dots \dots M_{ti} \geq \begin{cases} [(1,2 + 0,3\alpha)/2]M_{0i} \dots \text{travée de rive} \\ [(1 + 0,3\alpha)/2]M_{0i} \dots \text{travée intermédiaire} \end{cases}$$

Avec :

- $\alpha = Q / (G+Q)$  : degré de surcharge ;
- $M_g$  : moment au niveau de l'appui gauche de chaque travée ;
- $M_d$  : moment au niveau de l'appui droit de chaque travée.

### Efforts tranchants

Les efforts tranchants sont calculés forfaitairement au niveau des appuis :

$V = V_0 = ql/2$  Sur tous les appuis sauf les appuis voisins de rives où :

$$V = \begin{cases} 1,15 V_0 \dots \dots \dots \text{pour une poutre à deux travées.} \\ 1,10 V_0 \dots \dots \dots \text{pour une poutre à plusieurs travées.} \end{cases}$$

### ➤ Méthode de Caquot (Annexe E.2 du BAEL 91)

#### ❖ Condition d'application

La méthode de Caquot s'applique lorsque le plancher est à surcharge élevée ( $Q > \min(5\text{KN/m}^2 ; 2G)$ ).

#### ❖ Principe de la méthode

Le principe repose sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée afin de tenir compte de la variation des moments d'inerties des sections transversales le long de la ligne moyenne de la poutre, ainsi que de l'amortissement des efforts de chargement des travées successives.

#### ❖ Application de la méthode

**Moment en travée :**

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

$$M_0(x) = q \times \frac{x}{2}(l - x) \quad ; \quad x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

**Moment en appui**

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

Avec :

- $l'_g, l'_d$  : Longueurs fictives à gauche et à droite de l'appui considéré.
- $q_g, q_d$  : Chargement à gauche et à droite de l'appui considéré.
- $l' = \begin{cases} 0,8l \dots \dots \dots \text{travée intermédiaire.} \\ l \dots \dots \dots \text{travée de rive.} \end{cases}$

### Efforts tranchants

Les efforts tranchants sont déterminés en utilisant la méthode de la RDM :

$$V_i = \pm \frac{q_u \times l_i}{2} - \frac{M_i - M_{i+1}}{l_i}$$

Avec :

- $M_i$  : Moment sur l'appui de droite de la travée considérée.
- $M_{i+1}$  : Moment sur l'appui de gauche de la travée considérée.
- $l_i$  : Portée de la travée.

**Remarque**

Si l'une des trois autres conditions de la méthode forfaitaire n'est pas observée, on utilise la méthode de **Caquot minorée**, pour cela, les moments au niveau des appuis sont déterminés par la méthode de Caquot mais en remplaçant la charge permanente G du plancher par  $G' = 2/3 G$ .

➤ **Types de poutrelles**

On distingue six types de poutrelles :

**Tableau III.1** Types de poutrelles.

| Type   | Schémas statiques des poutrelles |
|--------|----------------------------------|
| Type 1 |                                  |
| Type 2 |                                  |
| Type 3 |                                  |
| Type 4 |                                  |
| Type 5 |                                  |
| Type 6 |                                  |
| Type 7 |                                  |
| Type 8 |                                  |
| Type 9 |                                  |

➤ **Choix de la méthode de calcul des sollicitations**

Dans notre projet, on dispose de deux natures de poutrelles :

- ✓ Poutrelles isostatiques : la détermination des sollicitations se fait par l'application des méthodes de la RDM.
- ✓ Poutrelles hyperstatique (continues) : les sollicitations se déterminent soit par l'application de la méthode forfaitaire ou la méthode de Caquot.

Le choix de la méthode de calcul à suivre pour les différents types est défini dans le tableau suivant :

**Tableau III.2** Choix des méthodes de calculs pour les différents types de poutrelles

| Types de poutrelles | Conditions d'application de la méthode forfaitaire | Cause   | Méthode adoptée     |
|---------------------|--|---|---------------------|
| Types 1 et 5        | Vérifiées  | $\left\{ \begin{array}{l} Q^{max} = 5KN/\leq \min(5KN/m^2 ; 2G) \\ F.P.N \\ 0,8 \leq (L_i/L_{i+1}) \leq 1,25 \\ I = constant \end{array} \right.$ | Méthode forfaitaire |
| Types 2,3,4,6 et    | Non vérifiées                                      | $\frac{L_i}{L_{i+1}} \notin [0,8 ; 1,25]$   | Méthode de Caquot   |



|             |   |                       |                   |
|-------------|---|-----------------------|-------------------|
| 7           |   |                       | minorée           |
| Type 8 et 9 | / | Poutrelle isostatique | Méthode de la RDM |

Pour l'étude des poutrelles, on exposera 2 exemples de calcul, le premier sur la méthode forfaitaire, soit le type 4 du plancher commercial et le deuxième sera sur la méthode de Caquot minorée (type 5 du septième étage (terrasse inaccessible)).

**2.1.2. Calcul des sollicitations dans la poutrelle (Type 5)**

➤ Schéma statique

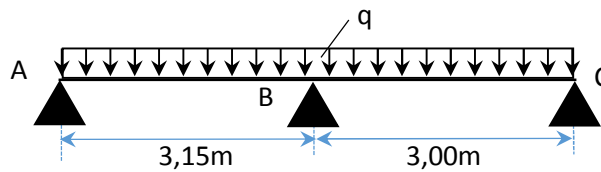


Figure III.1 Schéma statique de la poutrelle

Les Combinaisons d'actions et le calcul des charges qui reviennent sur le plancher et sur la poutrelle sont donnés dans le tableau qui suit :

Tableau III.3. Charges qui reviennent sur le plancher et sur la poutrelle et combinaisons d'actions

| Désignation | G (KN/m <sup>2</sup> ) | Q (KN/m <sup>2</sup> ) | l <sub>0</sub> (m) | Charge revenant sur le plancher (KN/m <sup>2</sup> ) |                                       | Charge revenant sur la poutrelle (KN/m) |
|-------------|------------------------|------------------------|--------------------|--|---------------------------------------|---|
| Plancher    | 05,28                  | 1,5                    | 0,65               | ELU  | $P_u = 1,35G + 1,5Q$<br>$P_u = 9,378$ | $q_u = P_u \times l_0$<br>$q_u = 6,096$ |
|             |                        |                        |                    | ELS  | $P_s = G + Q$<br>$P_s = 6,780$        | $q_s = P_s \times l_0$<br>$q_s = 4,407$ |

➤ Calcul des sollicitations dans la poutrelle

On va utiliser la méthode forfaitaire pour le calcul des sollicitations puisque ses conditions sont vérifiées.

Calcul des moments

Moments isostatiques

On a  $M_0 = ql^2/8 \Rightarrow \begin{cases} \text{ELU: } M_0 = 7,561 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_0 = 5,466 \text{ KN.m} \end{cases}$

Moments aux appuis

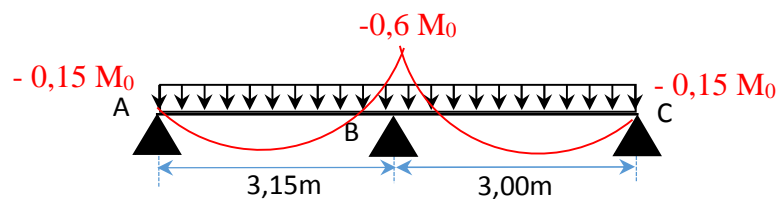


Figure III.2. Diagramme des moments aux appuis d'une poutre à 2travées

✓ **appui intermédiaire**

$$M_a^{int} = -0,6 M_0 \Rightarrow \begin{cases} \text{ELU: } M_u^{int} = - 4,537 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_s^{int} = - 3,280 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ **appuis de rives**

Au niveau des appuis de rives, les moments sont nuls, cependant le RPA99/2003(Art 7.10/a) nous exige de mettre des aciers de fissuration au niveau de ces appuis.

Ces aciers sont calculés à partir d'un moment égal :  $M_a^{rive} = -0,15 M_0$

Avec :  $M_0 = \max(M_0^{AB} ; M_0^{BC})$

Donc  $\begin{cases} \text{ELU: } M_u^{rive} = - 1,134 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_s^{rive} = - 0,820 \text{ KN.m} \end{cases}$

✓ **Moments en travées**

Les moments en travées sont déterminés à partir du maximum entre les deux conditions suivantes :

$$M_t + (M_g + M_d)/2 \geq \max((1 + 0,3\alpha); 1,05) M_0 \dots \dots \dots (1)$$

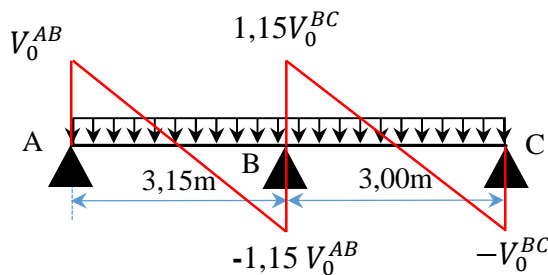
$$M_t \geq \frac{(1,2 + 0,3\alpha)}{2} M_0 (\text{travée de rive})$$

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = \frac{1,5}{6,780} = 0,221$$

$$\begin{cases} (1 + 0,3\alpha) = 1,07 \\ \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} = 0,633 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_t \geq 1,07 M_0 \dots \dots \dots (1) \\ M_t \geq 0,633 M_0 \dots \dots \dots (2) \end{cases}$$

D'où,  $M_t = 0,77 M_0 \Rightarrow \begin{cases} \text{ELU: } M_t^u = 5,822 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_t^s = 4,209 \text{ KN.m} \end{cases}$

✓ **Evaluation des efforts tranchants**



**Figure III.3** Diagramme des efforts tranchants d'une poutre à 2 travées

On a :  $V_0 = ql/2$  : Effort tranchant isostatique.

Travée AB :  $\begin{cases} V_A = 9,601 \text{ KN} \\ V_B = -11,041 \text{ KN} \end{cases}$       Travée BC :  $\begin{cases} V_B = 10,616 \text{ KN} \\ V_C = -9,144 \text{ KN} \end{cases}$

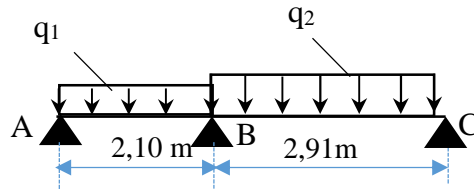
**2.1.3. Calcul des sollicitations dans la poutrelle (Type 5 )**

➤ **Schéma statique**

$q_1$  (charge du plancher étage courant)

$q_2$  (charge du plancher terrasse inaccessible)

les deux charges sont différentes



**Figure III.4** Schéma statique de la poutrelle type 5 (Étages 7)

➤ **Combinaisons d’actions et calcul des charges qui reviennent sur le plancher et sur la poutrelle**

**Tableau III.4** Charges qui reviennent sur le plancher et sur la poutrelle et combinaisons d’actions

| Désignation | G(KN/m <sup>2</sup> ) | Q (KN/m <sup>2</sup> ) | l <sub>0</sub> (m) | Charge revenant sur le plancher (KN/m <sup>2</sup> ) |                         | Charge revenant sur la poutrelle (KN/m) |
|-------------|-----------------------|------------------------|--------------------|--|-------------------------|---|
| Étage 7     | G <sub>1</sub> = 5,28 | Q <sub>1</sub> = 1,5   | 0,65               | ELU  | P <sub>1</sub> = 9,378  | q <sub>1</sub> = 6,096                  |
|             |                       |                        |                    |  | P <sub>2</sub> = 10,687 | q <sub>2</sub> = 6,946                  |
|             | ELS                   |                        |                    | P <sub>1</sub> = 6,78                                | q <sub>1</sub> = 4,407  |   |
|             |                       |                        |                    | P <sub>2</sub> = 7,75                                | q <sub>2</sub> = 5,037  |   |

➤ **Calcul des sollicitations dans la poutrelle**

La méthode que nous allons utiliser est la méthode de Caquot minorée, car :

$$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{2,10}{2,91} = 0,72 \notin [0,8 ; 1,25]$$

**Calcul des moments**

✓ **Moments aux appuis**

$$G_1' = 2/3 * G_1 = 3,52 \text{ KN/m}^2$$

$$G_2' = 2/3 * G_2 = 4,146 \text{ KN/m}^2$$

$$\Rightarrow \text{ELU} \begin{cases} q'_1 = 4,551 \text{ KN/m} \\ q'_2 = 5,10 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$\text{ELS} \begin{cases} q'_1 = 3,263 \text{ KN/m} \\ q'_2 = 3,70 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$M_A = M_C = -0,15 M_{0,2} \quad \text{Avec :} \quad M_{0,2} = \begin{cases} \text{ELU: } 5,398 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } 3,916 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{D'où, } M_A = M_C = \begin{cases} \text{ELU: } -0,810 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } -0,587 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_B = -\frac{q'_g \times l_g^3 + q'_d \times l_d^3}{8,5(l'_g + l'_d)} = \begin{cases} ELU: -\frac{4,55 \times (2,10)^3 + 5,10 \times (2,91)^3}{8,5 \times (2,10 + 2,91)} \\ ELS: -\frac{3,263 \times (2,10)^3 + 3,70 \times (2,91)^3}{8,5 \times (1,75 + 3,3)} \end{cases}$$

$$\Rightarrow M_B = \begin{cases} ELU: -3,94 \text{ KN.m} \\ ELS: -2,83 \text{ KN.m} \end{cases}$$

### ✓ Moments en travées

#### Travée AB

$$x_0 = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l} = \frac{2,10}{2} - \frac{3,94}{6,096 \times 2,10} = 0,742 \text{ m}$$

$$M_0(x_0) = \frac{q \times x_0}{2} (l - x_0) = 0,504 q = \begin{cases} ELU: 3,072 \text{ KN.m} \\ ELS: 2,22 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_t = M_0(x_0) + M_g \left(1 - \frac{x_0}{l}\right) + M_d \left(\frac{x_0}{l}\right)$$

$$\text{Donc, } M_t = \begin{cases} ELU: 3,072 - 3,94 \times 0,742/2,10 = 1,68 \text{ KN.m} \\ ELS: 2,22 - 2,83 \times \frac{0,742}{2,10} = 1,2 \text{ KN.m} \end{cases}$$

#### Travée BC

$$x_0 = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l} = \frac{2,91}{2} + \frac{3,94}{6,946 \times 2,91} = 1,65 \text{ m}$$

$$M_0(x_0) = \frac{q \times x_0}{2} (l - x_0) = 1,0395 q = \begin{cases} ELU: 7,220 \text{ KN.m} \\ ELS: 5,236 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_t = \begin{cases} ELU: 7,22 - 3,94 \times (1 - 1,65/2,91) = 5,41 \text{ KN.m} \\ ELS: 5,236 - 2,83 \times (1 - 1,65/2,91) = 4,01 \text{ KN.m} \end{cases}$$

### ✓ Evaluation des efforts tranchants

$$\text{on a, } V_i = \pm q \times \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

$$\text{Travée AB: } \begin{cases} V_A = \frac{6,096 \times 2,1}{2} - \frac{3,94}{2,10} = 4,525 \text{ KN} \\ V_B = -\frac{6,096 \times 2,1}{2} - \frac{3,94}{2,10} = -8,277 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée BC: } \begin{cases} V_B = \frac{6,946 \times 2,91}{2} + \frac{3,94}{2,91} = 11,460 \text{ KN} \\ V_C = -\frac{6,946 \times 2,91}{2} + \frac{3,94}{2,91} = -8,752 \text{ KN} \end{cases}$$

Les résultats de calcul des sollicitations maximales à l'ELU et à l'ELS des différents types de poutrelles par niveau sont résumés dans les tableaux qui suivent :

**Tableau III.5** Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles de l'entre sol 1 .

| Types      | E L U                  |                         |                 |                                | E L S                  |                         |                 |
|------------|------------------------|-------------------------|-----------------|--------------------------------|------------------------|-------------------------|-----------------|
|            | Evaluation des moments |                         |                 | Effort<br>tranchant<br>Vu (KN) | Evaluation des moments |                         |                 |
|            | $M_a^{rive}$<br>(KN.m) | $M_a^{inter}$<br>(KN.m) | $M_t$<br>(KN.m) |                                | $M_a^{rive}$<br>(KN.m) | $M_a^{inter}$<br>(KN.m) | $M_t$<br>(KN.m) |
| <b>T1</b>  | -1,129                 | -3,764                  | 6,146           | 10,515                         | -0,816                 | -2,721                  | 4,444           |
| <b>T5</b>  | -1,129                 | -4,516                  | 5,77            | -10,992                        | -0,816                 | -3,265                  | 4,172           |
| <b>Max</b> | -1,129                 | -4,516                  | 6,146           | -10,992                        | -0,816                 | -3,265                  | 4,444           |

**Tableau III.6** Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles du RDC.

| Types      | E L U                  |                         |                 |                                | E L S                  |                         |                 |
|------------|------------------------|-------------------------|-----------------|--------------------------------|------------------------|-------------------------|-----------------|
|            | Evaluation des moments |                         |                 | Effort<br>tranchant<br>Vu (KN) | Evaluation des moments |                         |                 |
|            | $M_a^{rive}$<br>(KN.m) | $M_a^{inter}$<br>(KN.m) | $M_t$<br>(KN.m) |                                | $M_a^{rive}$<br>(KN.m) | $M_a^{inter}$<br>(KN.m) | $M_t$<br>(KN.m) |
| <b>T6</b>  | -1,61                  | -7,73                   | 10,813          | -15,036                        | -1,15                  | 5,542                   | 7,837           |
| <b>T9</b>  | -0,503                 | /                       | 3,357           | 6,401                          | -0,363                 | /                       | 2,42            |
| <b>Max</b> | -1,61                  | -7,73                   | 10,813          | -15,036                        | -1,15                  | 5,542                   | 7,837           |

**Tableau III.7** Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles de l'étage 1 à l'étage5.

| Types      | E L U                  |                         |                 |                                | E L S                  |                         |                 |
|------------|------------------------|-------------------------|-----------------|--------------------------------|------------------------|-------------------------|-----------------|
|            | Evaluation des moments |                         |                 | Effort<br>tranchant<br>Vu (KN) | Evaluation des moments |                         |                 |
|            | $M_a^{rive}$<br>(KN.m) | $M_a^{inter}$<br>(KN.m) | $M_t$<br>(KN.m) |                                | $M_a^{rive}$<br>(KN.m) | $M_a^{inter}$<br>(KN.m) | $M_t$<br>(KN.m) |
| <b>T2</b>  | -1,61                  | -7,73                   | 10,813          | -15,036                        | -1,15                  | -5,542                  | 7,837           |
| <b>T3</b>  | -1,61                  | -7,73                   | 10,813          | -15,036                        | -1,15                  | -5,542                  | 7,837           |
| <b>T8</b>  | -0,948                 | /                       | 6,32            | 8,778                          | -0,685                 | /                       | 4,569           |
| <b>T9</b>  | -0,504                 | /                       | 3,36            | 6,401                          | -0,364                 | /                       | 2,429           |
| <b>Max</b> | -1,61                  | -7,73                   | 10,813          | 15,036                         | -1,15                  | -5,542                  | 7,837           |

**Tableau III.8** Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles du 6<sup>ème</sup> étage

| Types      | E L U                  |                         |                 |                                | E L S                  |                         |                 |
|------------|------------------------|-------------------------|-----------------|--------------------------------|------------------------|-------------------------|-----------------|
|            | Evaluation des moments |                         |                 | Effort<br>tranchant<br>Vu (KN) | Evaluation des moments |                         |                 |
|            | $M_a^{rive}$<br>(KN.m) | $M_a^{inter}$<br>(KN.m) | $M_t$<br>(KN.m) |                                | $M_a^{rive}$<br>(KN.m) | $M_a^{inter}$<br>(KN.m) | $M_t$<br>(KN.m) |
| <b>T2</b>  | -1,61                  | -7,73                   | 10,813          | -15,036                        | -1,15                  | -5,542                  | 7,837           |
| <b>T3</b>  | -1,61                  | -7,73                   | 10,813          | -15,036                        | -1,15                  | -5,542                  | 7,837           |
| <b>T8</b>  | -1,00                  | /                       | 6,70            | 9,301                          | -0,73                  | /                       | 4,88            |
| <b>T9</b>  | -0,504                 | /                       | 3,36            | 6,401                          | -0,364                 | /                       | 2,429           |
| <b>Max</b> | -1,61                  | -7,73                   | 10,813          | -15,036                        | -1,15                  | -5,542                  | 7,837           |

**Tableau III.9** Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles du 7<sup>ème</sup> étage (1<sup>er</sup> niveau duplex)

| Types      | E L U                  |                      |              |                          | E L S                  |                      |              |
|------------|------------------------|----------------------|--------------|--------------------------|------------------------|----------------------|--------------|
|            | Evaluation des moments |                      |              | Effort tranchant Vu (KN) | Evaluation des moments |                      |              |
|            | $M_a^{rive}$ (KN.m)    | $M_a^{inter}$ (KN.m) | $M_t$ (KN.m) |                          | $M_a^{rive}$ (KN.m)    | $M_a^{inter}$ (KN.m) | $M_t$ (KN.m) |
| <b>T4</b>  | -1,61                  | -7,73                | 10,813       | -15,036                  | -1,15                  | -5,542               | 7,837        |
| <b>T7</b>  | -0,737                 | -3,669               | 5,126        | 10,66                    | -0,533                 | -2,65                | 3,752        |
| <b>Max</b> | -1,61                  | -7,73                | 10,813       | -15,036                  | -1,15                  | -5,542               | 7,837        |

**Tableau III.10** Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles du 2<sup>ème</sup> duplex

| Types          | E L U                  |                      |              |                          | E L S                  |                      |              |
|----------------|------------------------|----------------------|--------------|--------------------------|------------------------|----------------------|--------------|
|                | Evaluation des moments |                      |              | Effort tranchant Vu (KN) | Evaluation des moments |                      |              |
|                | $M_a^{rive}$ (KN.m)    | $M_a^{inter}$ (KN.m) | $M_t$ (KN.m) |                          | $M_a^{rive}$ (KN.m)    | $M_a^{inter}$ (KN.m) | $M_t$ (KN.m) |
| <b>T1</b>      | -1,129                 | -3,764               | 6,146        | 10,515                   | -0,816                 | -2,721               | 4,444        |
| <b>T1(T.I)</b> | -1,202                 | -4,006               | 6,409        | 11,19                    | -0,877                 | -2,923               | 4,677        |
| <b>Max</b>     | -1,202                 | -4,006               | 6,409        | 11,19                    | -0,877                 | -2,923               | 4,677        |

**Tableau III.11** Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles de la terrasse inaccessible.

| Types          | E L U                  |                      |              |                          | E L S                  |                      |              |
|----------------|------------------------|----------------------|--------------|--------------------------|------------------------|----------------------|--------------|
|                | Evaluation des moments |                      |              | Effort tranchant Vu (KN) | Evaluation des moments |                      |              |
|                | $M_a^{rive}$ (KN.m)    | $M_a^{inter}$ (KN.m) | $M_t$ (KN.m) |                          | $M_a^{rive}$ (KN.m)    | $M_a^{inter}$ (KN.m) | $M_t$ (KN.m) |
| <b>T1(T.I)</b> | -1,202                 | -4,006               | 6,409        | 11,19                    | -0,877                 | -2,923               | 4,677        |

#### 2.1.4. Ferrailage des poutrelles

##### ➤ Ferrailage longitudinal

Les poutrelles des différents niveaux vont être ferrillées en fonction des sollicitations maximales, pour cela on distingue 3 groupes de ferrailage :

**Tableau III.12** Sollicitations optée pour le ferrailage des poutrelles.

| NIVEAUX  | Sollicitation les plus défavorables |                      |              |        |                     |                      |              |
|--|-------------------------------------|----------------------|--------------|--------|---------------------|----------------------|--------------|
|  | ELU                                 |                      |              |        | ELS                 |                      |              |
|  | $M_a^{rive}$ (KN.m)                 | $M_a^{inter}$ (KN.m) | $M_t$ (KN.m) | V (KN) | $M_a^{rive}$ (KN.m) | $M_a^{inter}$ (KN.m) | $M_t$ (KN.m) |
| <b>Entre sol 1</b>   | -1,129                              | -4,516               | 6,146        | 10,992 | -0,816              | -3,265               | 4,444        |
| <b>RDC à 7</b>   | -1,61                               | -7,73                | 10,813       | 15,036 | -1,15               | -5,542               | 7,837        |
| <b>2<sup>ème</sup> niveau duplex + terrasse inaccessible</b> | -1,202                              | -4,006               | 6,409        | 11,19  | -0,877              | -2,923               | 4,677        |

Entre sol 2 c'est un plancher avec longrine.

### Exemple de calcul (type 2 de l'étage 1)

#### Données

$$ELU \begin{cases} M_t = 10,813 \text{ KN.m} \\ M_a^{inter} = -7,73 \text{ KN.m} \\ M_a^{rive} = -1,61 \text{ KN.m} \\ V = 15,036 \text{ KN} \end{cases} ; \quad ELS \begin{cases} M_t = 7,837 \text{ KN.m} \\ M_a^{inter} = -5,542 \text{ KN.m} \\ M_a^{rive} = -1,15 \text{ KN.m} \end{cases}$$

#### Remarque :

Pour le calcul du ferrailage et la vérification de la flèche, on prend  $b = 65\text{cm}$  au lieu de  $b=29\text{cm}$  qui est dimensionné par rapport à la petite travée ( $l = 2,10 \text{ m}$ ) ; or dans notre cas, le maximum appartient à la plus grande travée ( $l = 4,35 \text{ m}$ ).

Données :  $b = 46\text{cm}$  ;  $b_0 = 10 \text{ cm}$  ;  $h = 20 \text{ cm}$  ;  $h_0 = 4 \text{ cm}$  ;  $f_e = 400 \text{ Mpa}$  ;  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

#### ➤ Ferrailage en travée

#### Moment équilibré par la table de compression $M_{Tu}$ :

$$M_{Tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \left( d - \frac{h_0}{2} \right) = 14,2 \times 0,65 \times 0,04 \left( 0,18 - \frac{0,04}{2} \right)$$

$$M_{Tu} = 0,0418 \text{ MN.m} > M_{tu} = 0,010813 \text{ MN.m} \Rightarrow \text{Calcul d'une section rectangulaire (b x h)}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{0,010813}{14,2 \times 0,65 \times 0,18^2} = 0,036 < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\text{Donc } A' = 0 \Rightarrow f_{st} = f_e / \gamma_s = 400 / 1,15 = 348 \text{ MPa}$$

$$\text{Ce qui donne: } A_t = \frac{M_{tu}}{z \times f_{st}}$$

$$\alpha = 1,25 \left[ 1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right] = 1,25 \left[ 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,036} \right] = 0,046$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,18(1 - 0,4 \times 0,046) = 0,177 \text{ m}$$

$$\Rightarrow A_t = \frac{0,010813}{0,177 \times 348} = 1,75 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1,75 \text{ cm}^2$$

#### ✓ Vérification de la condition de non fragilité

$$A_t^{\min} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e \quad \text{Avec } f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow A_t^{\min} = 1,41 \text{ cm}^2 < A_t = 1,75 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

#### ➤ Ferrailage aux appuis

Le moment aux appuis est négatif, ce qui revient à dire que la table de compression est tendue, et le béton tendu n'intervient pas dans la résistance, pour cela, on va considérer une section ( $b_0 \times h$ ).

#### ❖ Appui intermédiaire

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^{inter}}{f_{bu} \times b_0 \times d^2} = \frac{7,73 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0,1 \times 0,18^2} = 0,168 < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\text{On a, } f_e = 400 \text{ MPa} \Rightarrow \begin{cases} \mu_l = 0,392 \\ \alpha_l = 0,668 \\ \varepsilon_l = 1,74 \times 10^{-3} \end{cases}$$

$$\mu_{bu} = 0,168 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$A_a^{inter} = \frac{M_a^{inter}}{z \times f_{st}} \quad \text{avec} \quad \begin{cases} \alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0,231 \\ z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,163 \text{ m} \end{cases}$$

$$f_{st} = f_e / \gamma_s = 400 / 1,15 = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow A_a^{inter} = 1,360 \text{ cm}^2$$

### ❖ Appui de rive

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}^{rive}}{f_{bu} \times b_0 \times d^2} = \frac{1,61 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0,1 \times 0,18^2} = 0,035 < 0,186 \quad \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$A' = 0 ; f_{st} = f_e / \gamma_s = 400 / 1,15 = 348 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0,044 \\ z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,177 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow A_a^{rive} = \frac{M_{au}^{rive}}{z \times f_{st}} = \frac{1,61 \times 10^{-3}}{0,177 \times 348} = 0,26 \text{ cm}^2$$

### ❖ Vérification de la condition de non fragilité

$$A_a^{min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,22 \text{ cm}^2$$

$$A_a^{min} = 0,22 \text{ cm}^2 < A_a^{inter} = 1,36 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$A_a^{min} = 0,22 \text{ cm}^2 < A_a^{rive} = 0,26 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

### ➤ Choix des barres

**En travée :** .....  $A = 1,75 \text{ cm}^2 \rightarrow$  soit 2HA10 + 1HA12 = 2,70 cm<sup>2</sup>

**En appui intermédiaire :** .....  $A = 1,36 \text{ cm}^2 \rightarrow$  soit 2HA10 = (1HA10 filante + 1HA10 chapeau) = 1,57 cm<sup>2</sup>

**En appui de rive :** .....  $A = 0,26 \text{ cm}^2 \rightarrow$  soit 1HA10 = 0,79 cm<sup>2</sup>

### ➤ Ferrailage transversal

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

On prend  $\phi_t = 6 \text{ mm}$

D'où,  $A_t = 2\phi_6 = 0,57 \text{ cm}^2$

### Vérifications nécessaires

#### Vérifications à l'ELU

##### ✓ Vérification de rupture par cisaillement

$$\tau_u = V_u^{max} / (b_0 \times d)$$

$$\tau_u = 15,036 \times 10^{-3} / (0,1 \times 0,18) = 0,835 \text{ MPa}$$

$$FPN \Rightarrow \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

Donc,  $\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow$  pas de risque de rupture par cisaillement.

##### ✓ Espacement (St)

L'espacement des armatures transversales St est défini par le minimum entre les trois conditions qui suivent:

$$1) \quad St \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) \quad \Rightarrow \quad St \leq 16,2 \text{ cm}$$



$$2) \quad St \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0} \quad \Rightarrow \quad St \leq 57 \text{ cm}$$

$$3) \quad St \leq \frac{0,8 \times A_t \times f_e}{b_0(\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} \quad \Rightarrow \quad St \leq 88,97 \text{ cm}$$

D'où,  $St = 15 \text{ cm}$

✓ **Vérification des armatures longitudinales  $A_l$  vis-à-vis de l'effort tranchant  $V_u$**

❖ **Appui de rive**

$$A_l^{min} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u \quad \Rightarrow \quad A_l^{min} \geq \frac{1,15}{400} \times 15,036 \times 10^{-3}$$

$$\Rightarrow \quad A_l^{min} \geq 0,432 \text{ cm}^2$$

Or  $A_l = 2HA10 + 1HA12 + 1HA10 = 3,49 \text{ cm}^2 > 0,432 \text{ cm}^2$  .....condition vérifiée

❖ **Appui intermédiaire**

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left( V_u + \frac{M_u^{inter}}{0,9 d} \right) \quad \Rightarrow \quad A_l \geq \frac{1,15}{400} \left( 15,036 \times 10^{-3} - \frac{7,73 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,18} \right)$$

$A_l = -0,939 < 0 \Rightarrow$  Pas de vérification à faire au niveau de l'appui intermédiaire, car l'effort est négligeable devant l'effet du moment.

✓ **Vérification de la bielle**

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{a \times b_0} \leq \bar{\sigma}_{bc} \text{ avec } a = \min(0,9d ; (40 - 4) \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm}$$

Ce qui donne :  $V_u \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28} \Leftrightarrow 15,036 \text{ KN} < 108,135 \text{ KN}$ .....vérifiée

✓ **Vérification de la jonction table nervure**

$$\tau_1^u = \frac{b_1 \times V_u}{0,9 \times b \times h_0 \times d} \leq \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\text{avec } b_1 = \frac{b - b_0}{2} = 27,5 \text{ cm}$$

$\tau_1^u = 0,982 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa}$  ..... vérifiée

Donc, pas de risque de rupture à la jonction table nervure.

**Vérifications à l'ELS**

Les vérifications concernées sont les suivantes :

- ✓ Vérification des contraintes;
- ✓ Vérification de la flèche.

✓ **Vérification des contraintes**

❖ **En travée**

✓ **Position de l'axe neutre (H)**

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

$$H = 0,46 \times \frac{0,04^2}{2} - 15 \times 2,70 \times 10^{-4} \times (0,18 - 0,04) = -1,99 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

$H < 0$  : alors l'axe neutre passe par la nervure, le calcul se fera comme une section en Té.

Donc :

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

✓ **Calcul de y**

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

$$5y^2 + 260,5y - 1169 = 0$$

La résolution de cette équation nous donne  $y = 4,16 \text{ cm}$

✓ **Calcul de moment d'inertie I**

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

$$I = \frac{65 \times 4,16^3}{3} - \frac{(55)}{3} \times (4,16 - 4)^3 + 15 \times 2,70 \times (18 - 4,16)^2 \Rightarrow I = 9317,33 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{7,837 \times 10^{-3}}{9317,33 \times 10^{-8}} \times 4,16 \times 10^{-2}$$

$$\text{Donc } \begin{cases} \sigma_{bc} = 3,50 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

❖ **En appui intermédiaire**

$$H = \frac{b_0 \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = -249,7 \text{ cm}^3 < 0$$

$\Rightarrow$  calcul d'une section rectangulaire ( $b_0 \times h$ )

✓ **Calcul de y et I**

$$\frac{b_0}{2} y^2 + 15.A.y - 15.A.d = 0 \Leftrightarrow 5y^2 + 23,55y - 423,9 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 95,04 \Rightarrow y = 7,15 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15A(d - y)^2 = \frac{10 \times (7,15)^3}{3} + 15 \times 1,57(18 - 7,15)^2$$

$$I = 3990,78 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{5,542 \times 10^{-3}}{3990,78 \times 10^{-8}} \times 7,15 \times 10^{-2}$$

$$\text{Donc } \begin{cases} \sigma_{bc} = 9,93 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

## ✓ Vérification de la flèche

## ❖ Conditions de la vérification de la flèche

**Données :**

$$l = 4,35 \text{ m} ; M_{0s} = 10,232 \text{ KN.m} ; M_{ts} = 7,837 \text{ KN.m} ; M_{ts} = 0,766 M_{0s}$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont observées :

$$1) \geq \frac{M_{ts}}{15 M_{0s}} \times l \Leftrightarrow h=20 \text{ cm} < 22,21 \text{ cm} \dots \dots \text{non vérifiée}$$

$$2) A \leq \frac{3,6 \cdot b_0 \cdot d}{f_e}$$

$$3) L < 8 \text{ m}$$

Puisque la première condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

$$\Delta f \leq \bar{f} ; l < 5 \text{ m} \Rightarrow \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{435}{500} = 0,87 \text{ cm}$$

$\Delta f$ : La flèche à calculer selon le **BAEL** en considérant les propriétés du béton armé (retrait, fissure,...).

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \dots \dots \dots \text{BAEL91 révisé 99}$$

Pour le calcul de ces flèches, on aura besoins de :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{ser}^g = 0,766 \times G \times l_0 \times \frac{l^2}{8} \\ M_{ser}^j = 0,766 \times j \times l_0 \times \frac{l^2}{8} \\ M_{ser}^p = 0,766 \times (G + Q) \times l_0 \times \frac{l^2}{8} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_{ser}^g = 6,21 \text{ KN.m} \\ M_{ser}^j = 4,53 \text{ KN.m} \\ M_{ser}^p = 7,837 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\text{avec: } j = G - G^{\text{revêtement}} = 5,28 - (0,4 + 0,4 + 0,36 + 0,27) = 3,85 \text{ KN.m}$$

## ✓ Modules de Young instantané et différé

$$\left\{ \begin{array}{l} E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa} \\ E_i = 3 \times E_v = 32456,60 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

✓ Coefficients  $\lambda, \mu$ 

Les coefficients  $\lambda$  et  $\mu$  sont définis par le BAEL pour prendre en considération la fissuration du béton.

$$\lambda = \left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0,05 \times b \times f_{t28}}{(2 \times b + 3 \times b_0) \rho} = 2,84 \\ \lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i = 1,14 \end{array} \right. \text{ Avec, } \rho = \frac{A_t}{b_0 \times d} = \frac{2,70}{10 \times 18} = 1,5 \%$$

**Calcul des  $\sigma_{st}$** 

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st}^g = 15 \times M_{ser}^g \frac{(d-y)}{I} \\ \sigma_{st}^j = 15 \times M_{ser}^j \frac{(d-y)}{I} \\ \sigma_{st}^p = 15 \times M_{ser}^p \frac{(d-y)}{I} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st}^g = 138,36 \text{ MPa} \\ \sigma_{st}^j = 100,93 \text{ MPa} \\ \sigma_{st}^p = 174,62 \text{ MPa} \end{array} \right. \text{ avec: } \left\{ \begin{array}{l} I = 9317,33 \text{ cm}^4 \\ y = 4,16 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\begin{cases} \mu_g = \max\left(0; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^g + f_{t28}}\right) = 0,647 \\ \mu_j = \max\left(0; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^j + f_{t28}}\right) = 0,549 \\ \mu_p = \max\left(0; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^p + f_{t28}}\right) = 0,708 \end{cases}$$

✓ **Calcul des moments d'inertie fissurés**

$$v = 0,0688\text{m} \Rightarrow I_0 = \frac{bv^3}{3} + \frac{b_0(h-v)^3}{3} - \frac{(b-b_0)(v-h_0)^3}{3} + 15A(d-v)^2$$

D'où,  $I_0 = 19154,05 \text{ cm}^4$

✓ **Calcul des moments d'inertie fissurés et des flèches**

$$\begin{cases} I_{f_{gi}} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 7425,41 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{ji}} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = 8232,96 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{pi}} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = 6998,14 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{gv}} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = 12125,75 \text{ cm}^4 \end{cases} ; \begin{cases} f_{gv} = M_{ser}^g \times \frac{l^2}{10 \times E_v \times I_{f_{gv}}} = 8,96 \text{ mm} \\ f_{ji} = M_{ser}^j \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{ji}}} = 3,21 \text{ mm} \\ f_{pi} = M_{ser}^p \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{pi}}} = 6,53 \text{ mm} \\ f_{gi} = M_{ser}^g \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{gi}}} = 4,88 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 7,4 \text{ mm} < \bar{f} = 8,7 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{ la flèche est vérifiée}$$

On procède au ferrailage des différents types de poutrelles de la même manière que l'exemple de calcul précédent (types 4 de l'entresol), les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

**Tableau III.13** Calcul du ferrailage à l'ELU des différents niveaux

| Niveaux   | Endroit       | M (KN.m) | $\mu_{bu}$ | $\alpha$ $10^{-2}$ | Z (m) | A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> ) | A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> ) | A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> ) |
|---|---------------|----------|------------|--------------------|-------|-------------------------------------|-------------------------------------|--|
| <b>Entre sol 1</b>                                    | Travée        | 6,146    | 0,021      | 2,6                | 0,178 | 0,992                               | 1,41                                | 1HA10+2HA8 = 1,80                      |
|   | Appui Inter   | 4,416    | 0,098      | 12,9               | 0,177 | 1                                   | 0,22                                | 2HA10=1,57                             |
|   | appui de rive | 1,129    | 0,024      | 3                  | 0,178 | 0,18                                | 0,22                                | 1HA10 = 0,79                           |
| <b>RDC à 7</b>  | Travée        | 10,813   | 0,036      | 4,6                | 0,177 | 1,75                                | 1,41                                | 1HA12+2HA10 =2,70                      |
|   | Appui Inter   | 7,73     | 0,168      | 23,1               | 0,163 | 1,36                                | 0,22                                | 2HA10 = 1,57                           |
|   | appui de rive | 1,61     | 0,035      | 4,4                | 0,177 | 0,26                                | 0,22                                | 1HA10 = 0,79                           |
| <b>2<sup>ème</sup> duplex + Terrasse inaccessible</b> | Travée        | 6,409    | 0,021      | 2,6                | 0,178 | 1,03                                | 1,41                                | 1HA10+2HA8 =1,80                       |
|   | Appui Inter   | 4,006    | 0,087      | 11,4               | 0,172 | 0,67                                | 0,22                                | 2HA10 = 1,57                           |
|   | appui de rive | 1,202    | 0,026      | 3,3                | 0,178 | 0,19                                | 0,22                                | 1HA10 = 0,79                           |

**Remarque**

- Le ferrailage transversal adopté pour les poutrelles de différents niveaux est :

$$A_t = 2HA6 = 0,57 \text{ cm}^2$$

## ✓ Vérification des poutrelles aux états limites (ELU et ELS)

Les vérifications des poutrelles aux états limites sont illustrées dans les tableaux ci-après :

Tableau III.14 Vérifications nécessaires à l'ELU

| Niveaux                      | Cisaillement<br>$\tau_u < \bar{\tau}$<br>(MPa) | Armatures longitudinales<br>$A_l^{min} (cm^2) \geq$ |   | Bielle<br>$V_u \leq 0.267 \cdot \alpha \cdot b_0 \cdot f_{c28}$<br>(KN) | Jonction<br>$\tau_1^u \leq \bar{\tau}$<br>(MPa) |
|------------------------------|--|---|---|---|---|
|                              |  | $\frac{\gamma_s}{f_e} V_u$                          | $\frac{\gamma_s}{f_e} \left( V_u + \frac{M_u^{inter}}{0,9 d} \right)$ |   |   |
| Entre sol 1                  | 0,611 < 3,33                                   | 2,59 > 0,316  | -0,485 < 0  | 10,992 < 108,135  | 0,718 < 3,33                                    |
| RDC à 7 <sup>ème</sup> étage | 0,835 < 3,33                                   | 2,59 > 0,432  | -0,939 < 0  | 15,036 < 108,135  | 0,982 < 3,33                                    |
| 2 <sup>ème</sup> duplex+TI   | 0,622 < 3,33                                   | 2,59 > 0,321  | -0,389 < 0  | 11,19 < 108,135   | 0,730 < 3,33                                    |
| Observation                  | Vérifiée                                       | Vérifiée  | Vérifiée  | Vérifiée  | Vérifiée  |

Tableau III.15 Vérification des contraintes à l'ELS

| Niveaux                        | Endroit | $M^s$<br>(KN.m) | $A_s$<br>( $cm^2$ ) | Y<br>(cm) | I<br>( $cm^4$ ) | Contraintes<br>$\sigma \leq \bar{\sigma}$ (MPa) | Observation |
|--------------------------------|---------|-----------------|---------------------|-----------|-----------------|---|-------------|
| Entre sol 1                    | Travée  | 4,444           | 1,80                | 3,47      | 6605,54         | 3,23 < 15                                       | Vérifiée    |
|                                | Appui   | - 3,265         | 1,57                | 7,15      | 3990,78         | 8,09 < 15                                       | Vérifiée    |
| RDC à 7 <sup>ème</sup> étage   | Travée  | 7,835           | 2,70                | 4,16      | 9317,33         | 3,50 < 15                                       | Vérifiée    |
|                                | Appui   | - 5,542         | 1,57                | 7,15      | 3990,78         | 9,93 < 15                                       | Vérifiée    |
| 2 <sup>ème</sup> duplex et T.I | Travée  | 4,677           | 1,80                | 3,47      | 6605,54         | 3,36 < 15                                       | Vérifiée    |
|                                | Appui   | -2,923          | 1,57                | 7,15      | 3990,78         | 7,18 < 15                                       | Vérifiée    |

Tableau III.16 Vérifications de la flèche à l'ELS

| Niveaux               | Entre sol 1 | RDC à 7 | 2 <sup>ème</sup> duplex et T.I |
|-----------------------|-------------|---------|--------------------------------|
| L (m)                 | 3,15        | 4,35    | 3,15                           |
| $M_{j ser}$ (KN.m)    | 2,52        | 4,53    | 1,79                           |
| $M_{g ser}$ (KN.m)    | 3,46        | 6,16    | 4,07                           |
| $M_{p ser}$ (KN.m)    | 4,45        | 7,97    | 4,66                           |
| I ( $cm^4$ )          | 6600        | 9317    | 6600                           |
| $I_0$ ( $cm^4$ )      | 17430       | 19154   | 17430                          |
| $\lambda_i$           | 4,26        | 2,84    | 4,26                           |
| $\lambda_v$           | 1,71        | 1,137   | 1,71                           |
| $\sigma_{st}^j$ (MPa) | 83,26       | 100,968 | 58,91                          |
| $\sigma_{st}^g$ (MPa) | 114,23      | 137,316 | 134,19                         |
| $\sigma_{st}^p$ (MPa) | 146,87      | 177,703 | 153,83                         |
| $\mu_j$               | 0,323       | 0,549   | 0,175                          |
| $\mu_g$               | 0,449       | 0,644   | 0,508                          |

|                 |          |          |          |
|-----------------|----------|----------|----------|
| $\mu_p$         | 0,539    | 0,712    | 0,555    |
| $I_{fji}(cm^4)$ | 8060     | 8221     | 10970    |
| $I_{fgi}(cm^4)$ | 6570     | 7437     | 6060     |
| $I_{fpi}(cm^4)$ | 5810     | 6965     | 5690     |
| $I_{fgv}(cm^4)$ | 10860    | 12157    | 10270    |
| $f_{ji}$ (mm)   | 0,95     | 3,212    | 0,498    |
| $f_{gi}$ (mm)   | 1,61     | 4,829    | 2,053    |
| $f_{pi}$ (mm)   | 2,34     | 6,673    | 2,502    |
| $f_{gv}$ (mm)   | 2,92     | 8,863    | 3,631    |
| $\Delta f$ (mm) | 2,70     | 7,4      | 3,582    |
| $f_{adm}$ (mm)  | 6,30     | 8,7      | 6,30     |
| Observation     | Vérifiée | Vérifiée | Vérifiée |

Tableau III.17 Schémas de ferrailage des poutrelles par niveaux.

| Type   | Travée | Appui intermédiaire | Appui de rive |
|--|--------|---------------------|---------------|
| R D C à l'étage 7  |        |                     |               |
| Entresol 1 + 2 <sup>ème</sup> duplex + Terrasse inaccessible |        |                     |               |

Etude de la dalle de compression

$$\begin{cases} A_{\perp} = \frac{4 \times l_0}{f_e} = \frac{4 \times 0,65}{235} \times 100 = 1,11 cm^2/ml \\ A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0,56 cm^2/ml \end{cases}$$

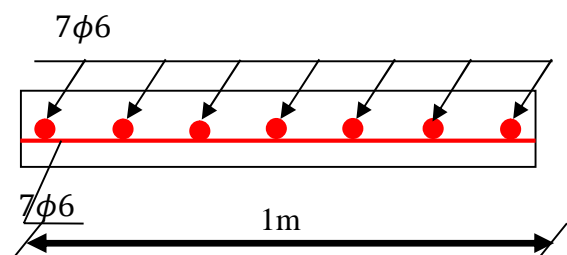


Figure III.5 Ferrailage de la dalle de compression

Soit  $\begin{cases} A_{\perp} : 5\phi 6/\text{ml} \rightarrow s_t = 20 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm} \dots \text{CBA} \\ A_{\parallel} : 4\phi 6/\text{ml} \rightarrow s_t = 25 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm} \dots \text{CBA} \end{cases}$

Donc on adopte un treillis soudé de mailles  $(150 \times 150) \text{ mm}^2$

### III.2.2. Planchers à dalles pleines :

La dalle pleine est définie comme une plaque mince horizontale, cette dernière repose sur un ou plusieurs appuis.

#### Données de différentes dalles (Annexe 1 et 5)

Tableau III.18 Données des différents types de dalle pleine

| Types           | L <sub>x</sub><br>(m) | L <sub>y</sub><br>(m) | P    | E L U          |                | ELS            |                |
|-----------------|-----------------------|-----------------------|------|----------------|----------------|----------------|----------------|
|                 |                       |                       |      | μ <sub>x</sub> | μ <sub>y</sub> | μ <sub>x</sub> | μ <sub>y</sub> |
| D1(entre sol 1) | 2,2                   | 3                     | 0,73 | 0,0646         | 0,4780         | 0,0708         | 0,6188         |
| D2              | 1                     | 2,85                  | 0,35 | /              | /              | /              | /              |
| D3              | 0,8                   | 2,70                  | 0,30 | /              | /              | /              | /              |
| D4              | 1,26                  | 3,20                  | 0,39 | /              | /              | /              | /              |
| D5              | 1,26                  | 2,90                  | 0,43 | 0,1062         | 0,2500         | 0,1087         | 0,3077         |
| D6              | 1,25                  | 2,85                  | 0,44 | 0,1049         | 0,2500         | 0,1075         | 0,3155         |
| D7              | 1,25                  | 2,70                  | 0,46 | 0,1022         | 0,2500         | 0,1051         | 0,3319         |
| DASC            | 2,61                  | 3,00                  | 0,87 | 0,0486         | 0,7244         | 0,0556         | 0,8074         |

#### Calcul des sollicitations

##### ❖ Dalle sur trois appuis (D2) :

$G = 5,43 \text{ KN/m}^2$ ;  $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$

##### ❖ Calcul à l'ELU :

✓ Calcul de chargement.

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1 \text{ ml} = 11,08 \text{ KN/ml.}$$

$$L_x = 1 \text{ m} < \frac{L_y}{2} = 1,42 \text{ m} \Rightarrow M_{0x} = \frac{q \times L_x^2 \times L_y}{2} - \frac{2 \times q \times L_x^3}{3} \text{ et } M_{0y} = \frac{q \times L_x^3}{6}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} M_{0x} = 8,40 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 1,85 \text{ KN.m} \end{cases}$$

##### • Calcul des moments corrigé (réel)

$$\text{Moments en travées } \begin{cases} M_x^t = 0,85 M_{0x} = 7,14 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0,85 M_{0y} = 1,57 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moments en appuis } \begin{cases} M_x^a = -0,3 \times M_{0x} = -2,52 \text{ KN.m} \\ M_y^a = -0,3 \times M_{0y} = -0,55 \text{ KN.m} \end{cases}$$

##### ✓ Calcul de la section d'armatures :

- Le ferrailage de la dalle pleine se fera à la flexion simple pour une longueur de 1ml ( $b=1\text{ml}$ ).
- soit  $c=3 \text{ cm}$  ce qui donne  $d=e-c=12-3=9 \text{ cm}$

**Calcul de l'effort tranchant :**

$$V_x = \frac{q \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = 5,46 \text{ KN}$$

$$V_u^y = \frac{q \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} \Rightarrow V_u^y = 0,23 \text{ KN}$$

**❖ Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \frac{0,07}{\gamma_b} f_{c28}$$

$$\tau_u = \frac{5,46 \times 10^{-3}}{1 \times 0,09} \leq \frac{0,07}{1,5} \times 25 \text{ (MPa)}$$

$$\tau_u = 0,06 \text{ MPa} \leq 1,17 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ Verifiée}$$

**❖ Calcul à l'ELS**

$$q_s = (G + Q) \times 1 \text{ ml} \Rightarrow q_s = 7,93 \text{ KN/ml}$$

$$l_x = 1 \text{ m} < \frac{l_y}{2} = 1,42 \text{ m} \Rightarrow M_{0x} = \frac{q \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2 \times q \times l_x^3}{3} \text{ et } M_{0y} = \frac{q \times l_x^3}{6}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} M_{0x} = 6,01 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 1,31 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**• Calcul des moments corrigé (réel)**

$$\text{Moments en travées } \begin{cases} M_x^t = 0,85 M_{0x} = 5,11 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0,85 M_{0y} = 1,12 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moments en appuis } \begin{cases} M_x^a = -0,3 \times M_{0x} = -1,8 \text{ KN.m} \\ M_y^a = -0,3 \times M_{0y} = -0,39 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**Calcul du ferrailage****• Condition de non fragilité :**

Pour  $e = 12 \text{ cm}$  et  $\rho < 0,4$  donc :

$$A_x^{\min} = \rho_0 \times b \times e = 8 \times 10^{-4} \times 100 \times 12 \Rightarrow A_x^{\min} = 0,96 \text{ cm}^2$$

**Aux travées :****Sens lx :**

$$\mu_{bu} = \frac{7,14 \times 10^{-3}}{1 \times 0,09^2 \times 14,2} = 0,06$$

$$\alpha = 0,080 ; z = 0,087 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{7,14 \times 10^{-3}}{0,087 \times 348} = 2,36 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit } 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$



**Selon ly :**

$$\mu_{bu} = \frac{1,57 \times 10^{-3}}{1 \times 0,09^2 \times 14,2} = 0,014$$

$$\alpha = 0,017 ; z = 0,089 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{1,57 \times 10^{-3}}{0,087 \times 348} = 0,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On ferraille avec  $A_{\min}$

$$\text{Soit } 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**Aux appuis :**

**Sens lx :**

$$\mu_{bu} = \frac{2,52 \times 10^{-3}}{1 \times 0,09^2 \times 14,2} = 0,022$$

$$\alpha = 0,028 ; z = 0,089 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{2,52 \times 10^{-3}}{0,087 \times 348} = 0,81 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On ferraille avec  $A_{\min}$

$$\text{Soit } 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**Sens ly :**

$$\mu_{bu} = \frac{0,55 \times 10^{-3}}{1 \times 0,09^2 \times 14,2} = 0,004$$

$$\alpha = 0,006 ; z = 0,090 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{0,55 \times 10^{-3}}{0,090 \times 348} = 0,18 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On ferraille avec  $A_{\min}$

$$\text{Soit } 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

❖ **L'espacement**

**FPN** donc :

$$S_t \leq \begin{cases} \min(3e, 33 \text{ cm}) \\ 100/4 = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

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

**Vérification des contraintes**

**Aux travées :**

**Selon lx :**

$$Y = \frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A_s y - 15 A_s d \Rightarrow 0,5y^2 + 4,71 \cdot 10^{-3}y - 4,24 \cdot 10^{-3} = 0$$

$$Y = 2,47 \text{ cm}$$

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

$$I = 2510,7 \text{ cm}^4$$

$$\sigma = \frac{M_s}{I} y \leq \bar{\sigma} = 0,6 \times 3f_{c28} \Rightarrow \frac{5,11 \cdot 10^{-3}}{2510,7 * 10^{-8}} \times 0,0247 \leq 0,6 \times 25$$

$$5,05 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \quad \dots \dots \dots \text{ Verifiée}$$

**Selon ly :**

$$Y = \frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A_s y - 15A_s d \Rightarrow 0,5y^2 + 3,02 \cdot 10^{-3}y - 2,71 \cdot 10^{-3} = 0$$

$$Y = 2,05 \text{ cm}$$

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

$$I = 1743,5 \text{ cm}^4$$

$$\sigma = \frac{M_s}{I} y \leq \bar{\sigma} = 0,6 \times 3f_{c28} \Rightarrow \frac{1,12 \cdot 10^{-3}}{1743,5 * 10^{-8}} \times 0,0205 \leq 0,6 \times 25$$

$$1,31 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \quad \dots \dots \dots \text{ Verifiée}$$

**Aux appuis :**

**Selon lx :**

$$Y = \frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A_s y - 15A_s d \Rightarrow 0,5y^2 + 3,02 \cdot 10^{-3}y - 2,71 \cdot 10^{-3} = 0$$

$$Y = 2,05 \text{ cm}$$

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

$$I = 1743,5 \text{ cm}^4$$

$$\sigma = \frac{M_s}{I} y \leq \bar{\sigma} = 0,6 \times 3f_{c28} \Rightarrow \frac{5,11 \cdot 10^{-3}}{1743,5 * 10^{-8}} \times 0,0205 \leq 0,6 \times 25$$

$$2,12 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \quad \dots \dots \dots \text{ Verifiée}$$

**Selon ly :**

$$Y = \frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A_s y - 15A_s d \Rightarrow 0,5y^2 + 3,02 \cdot 10^{-3}y - 2,71 \cdot 10^{-3} = 0$$

$$Y = 2,05 \text{ cm}$$

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

$$I = 1743,5 \text{ cm}^4$$

$$\sigma = \frac{M_s}{I} y \leq \bar{\sigma} = 0,6 \times f_{c28} \Rightarrow \frac{0,39 \cdot 10^{-3}}{1743,5 * 10^{-8}} \times 0,0205 \leq 0,6 \times 25$$

$$2,12 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \quad \dots \dots \dots \text{ Verifiée}$$

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

Tableau III.19 Sollicitations maximales dans les dalles pleines

| Types                 |                  | Sollicitations                  |                                 |                 |               |               |                                 |                                 |                 |
|-----------------------|------------------|---------------------------------|---------------------------------|-----------------|---------------|---------------|---------------------------------|---------------------------------|-----------------|
|                       |                  | ELU                             |                                 |                 |               |               | ELS                             |                                 |                 |
|                       |                  | $M_x^{\text{traveé}}$<br>(KN.m) | $M_y^{\text{traveé}}$<br>(KN.m) | $M_a$<br>(KN.m) | $V_x$<br>(KN) | $V_y$<br>(KN) | $M_x^{\text{traveé}}$<br>(KN.m) | $M_y^{\text{traveé}}$<br>(KN.m) | $M_a$<br>(KN.m) |
| Plancher              | D2               | 7,14                            | 1,57                            | - 2,52          | 5,54          | /             | 5,11                            | 1,12                            | -1,8            |
|                       | D3               | 4,34                            | 0,71                            | -2,89           | 4,43          | /             | 3,11                            | 0,51                            | -2,07           |
|                       | D4               | 21,29                           | /                               | /               | 23,87         | /             | 15,55                           | /                               | /               |
|                       | D5               | 8,05                            | 2,77                            | -5,36           | 4,65          | 5,68          | 5,76                            | 1,98                            | -3,84           |
|                       | D6               | 8,71                            | 3,06                            | 3,07            | 4,62          | 5,68          | 6,23                            | 2,19                            | -2,20           |
|                       | D7               | 6,71                            | 2,70                            | 2,68            | 4,62          | 5,57          | 4,80                            | 1,94                            | -1,92           |
|                       | D <sub>ASC</sub> | 2,92                            | 2,11                            | 1,94            | 10,23         | 12,29         | 2,39                            | 1,93                            | 1,60            |
| Terrasse Inaccessible | D1               | 2,58                            | 1,23                            | - 1,03          | 8,06          | 12,07         | 2,05                            | 1,27                            | -0,82           |
|                       | D4'              | 12,21                           | /                               | /               | 17,29         | /             | 8,960                           | /                               | /               |
|                       | D5'              | 7,36                            | 2,53                            | - 4,90          | 4,26          | 5,20          | 5,37                            | 1,85                            | -3,58           |

Tableau III.20 Vérification de l'effort tranchant.

|                  | $V_{ux}$<br>(KN) | $\tau_{ux} \leq \bar{\tau}_u$<br>(MPA) | Obs.     | $V_{uy}$<br>(KN) | $\tau_{uy} \leq \bar{\tau}_u$<br>(MPA) | Obs.     |
|------------------|------------------|--|----------|------------------|--|----------|
| D1               | 8,06             | 0,08 < 1,17                            | Vérifiée | 12,07            | 0,11 < 1,25                            | Vérifiée |
| D2               | 5,54             | 0,06 < 1,17                            | Vérifiée | /                | /                                      | /        |
| D3               | 4,89             | 0,05 < 1,25                            | Vérifiée | /                | /                                      | /        |
| D4               | 23,87            | 0,265 < 1,17                           | Vérifiée | /                | /                                      | /        |
| D5               | 4,65             | 0,05 < 1,25                            | Vérifiée | 5,68             | 0,06 < 1,25                            | Vérifiée |
| D4'              | 17,29            | 0,19 < 1,17                            | Vérifiée | /                | /                                      | /        |
| D5'              | 4,26             | 0,05 < 1,25                            | Vérifiée | 5,20             | 0,06 < 1,17                            | Vérifiée |
| D6               | 4,62             | 0,05 < 1,25                            | Vérifiée | 5,68             | 0,06 < 1,25                            | Vérifiée |
| D7               | 4,62             | 0,05 < 1,25                            | Vérifiée | 5,66             | 0,06 < 1,25                            | Vérifiée |
| D <sub>ASC</sub> | 10,23            | 0,08 < 1,25                            | Vérifiée | 12,29            | 0,09 < 1,25                            | Vérifiée |

Tableau III.21 Calcul du ferrailage à l'ELU

| Types | Sens  | M<br>(KN.m) | $\mu_{bu}$ | Alpha | Z<br>(cm) | $A_{cal}$<br>(cm <sup>2</sup> /ml) | $A_{min}$<br>(cm <sup>2</sup> /ml) | $A_{adopté}$<br>(cm <sup>2</sup> /ml) |
|-------|-------|-------------|------------|-------|-----------|------------------------------------|------------------------------------|---------------------------------------|
| D1    | X-X   | 2,58        | 0,022      | 0,028 | 8,89      | 0,83                               | 1,08                               | 4HA8 = 2,01                           |
|       | Y-Y   | 0,49        | 0,011      | 0,013 | 8,95      | 0,40                               | 0,96                               | 4HA10 = 2,01                          |
|       | Appui | 1,02        | 0,009      | 0,011 | 8,96      | 0,33                               | 1,08                               | 4HA8 = 2,01                           |
| D2    | X-X   | 7,14        | 0,062      | 0,080 | 8,70      | 2,36                               | 0,96                               | 4HA10 = 3,14                          |
|       | Y-Y   | 1,57        | 0,014      | 0,017 | 8,93      | 0,50                               | 0,96                               | 4HA8 = 2,01                           |
|       | Appui | 2,52        | 0,022      | 0,028 | 8,90      | 0,814                              | 0,96                               | 4HA8 = 2,01                           |
| D3    | X-X   | 4,34        | 0,038      | 0,048 | 8,83      | 1,41                               | 0,96                               | 4HA8 = 2,01                           |
|       | Y-Y   | 0,71        | 0,006      | 0,008 | 8,97      | 0,23                               | 0,96                               | 4HA8 = 2,01                           |
|       | appui | 2,89        | 0,025      | 0,032 | 8,88      | 0,94                               | 0,96                               | 4HA8 = 2,01                           |

|                        |       |       |       |       |      |       |      |               |
|------------------------|-------|-------|-------|-------|------|-------|------|---------------|
| <b>D4</b>              | X-X   | 21,29 | 0,185 | 0,259 | 8,07 | 7,58  | 1,09 | 5HA16 = 10,05 |
|                        | Y-Y   | /     | /     | /     | /    | 2,52  | 0,96 | 3HA12 = 3,39  |
|                        | Appui | /     | /     | /     | /    | /     | /    | /             |
| <b>D5</b>              | X-X   | 8,04  | 0,070 | 0,091 | 8,67 | 2,67  | 1,23 | 4HA12 = 4,52  |
|                        | Y-Y   | 2,77  | 0,024 | 0,031 | 8,89 | 0,89  | 0,96 | 3HA8 = 1,51   |
|                        | Appui | 5,36  | 0,046 | 0,060 | 8,78 | 1,75  | 1,23 | 4HA8 = 2,01   |
| <b>D4'</b>             | X-X   | 12,21 | 0,106 | 0,141 | 8,49 | 4,13  | 1,09 | 4HA12 = 4,52  |
|                        | Y-Y   | /     | /     | /     | /    | 1,13  | 0,96 | 4HA8 = 2,01   |
|                        | Appui | /     | /     | /     | /    | /     | /    | /             |
| <b>D5'</b>             | X-X   | 7,36  | 0,064 | 0,083 | 8,70 | 2,43  | 1,23 | 4HA12 = 4,52  |
|                        | Y-Y   | 2,53  | 0,022 | 0,028 | 8,90 | 0,819 | 0,96 | 3HA8 = 1,51   |
|                        | Appui | 4,91  | 0,043 | 0,055 | 8,80 | 1,60  | 1,23 | 4HA8 = 2,01   |
| <b>D6</b>              | X-X   | 8,71  | 0,076 | 0,099 | 8,64 | 2,89  | 1,23 | 4HA12 = 4,52  |
|                        | Y-Y   | 3,06  | 0,027 | 0,034 | 8,87 | 0,99  | 0,96 | 3HA8 = 1,51   |
|                        | Appui | 4,10  | 0,036 | 0,045 | 8,83 | 1,33  | 1,23 | 4HA8 = 2,01   |
| <b>D7</b>              | X-X   | 6,71  | 0,058 | 0,075 | 8,73 | 2,21  | 1,22 | 4HA10 = 3,14  |
|                        | Y-Y   | 2,70  | 0,024 | 0,030 | 8,89 | 0,87  | 0,96 | 3HA8 = 1,51   |
|                        | Appui | 3,58  | 0,031 | 0,039 | 8,85 | 1,16  | 1,22 | 4HA8 = 2,01   |
| <b>D<sub>ASC</sub></b> | X-X   | 2,91  | 0,017 | 0,021 | 10,9 | 0,80  | 1,19 | 4HA8 = 2,01   |
|                        | Y-Y   | 2,11  | 0,012 | 0,015 | 10,9 | 0,56  | 1,12 | 4HA8 = 2,01   |
|                        | Appui | 1,94  | 0,011 | 0,014 | 10,9 | 0,51  | 1,19 | 4HA8 = 2,01   |

Tableau III.22 Vérifications des contraintes à l'ELS.

| Types de La Dalle |       | $M^s$<br>KN.m | Y<br>(cm) | I<br>(cm <sup>4</sup> ) | $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$<br>(MPa) | Obs.     |
|-------------------|-------|---------------|-----------|-------------------------|---|----------|
| <b>D1</b>         | x-x   | 2,05          | 2,05      | 1743,5                  | 1,49 < 15                                     | Vérifiée |
|                   | y-y   | 1,27          | 2,05      | 1743,5                  | 1,49 < 15                                     | Vérifiée |
|                   | Appui | 0,82          | 2,05      | 1743,5                  | 0,96 < 15                                     | Vérifiée |
| <b>D2</b>         | x-x   | 5,11          | 2,47      | 2510,7                  | 5,05 < 15                                     | Vérifiée |
|                   | y-y   | 1,12          | 2,05      | 1743,5                  | 1,32 < 15                                     | Vérifiée |
|                   | Appui | 1,80          | 2,05      | 1743,5                  | 2,12 < 15                                     | Vérifiée |
| <b>D3</b>         | x-x   | 3,11          | 2,47      | 2511                    | 3,07 < 15                                     | Vérifiée |
|                   | y-y   | 0,99          | 2,04      | 1743,5                  | 1,16 < 15                                     | Vérifiée |
|                   | Appui | 1,61          | 2,04      | 1743,5                  | 1,74 < 15                                     | Vérifiée |
| <b>D4</b>         | x-x   | 15,54         | 3,91      | 5898                    | 10,32 < 15                                    | Vérifiée |
|                   | y-y   | /             | /         | /                       | /   | /        |
|                   | Appui | /             | /         | /                       | /   | /        |
| <b>D5</b>         | x-x   | 5,76          | 2,88      | 3335,7                  | 4,97 < 15                                     | Vérifiée |
|                   | y-y   | 1,98          | 1,80      | 1368,6                  | 2,62 < 15                                     | Vérifiée |
|                   | Appui | 3,84          | 2,04      | 1743,5                  | 4,51 < 15                                     | Vérifiée |
| <b>D4'</b>        | x-x   | 8,96          | 2,88      | 7738,6                  | 7,74 < 15                                     | Vérifiée |
|                   | y-y   | /             | /         | /                       | /   | /        |
|                   | Appui | /             | /         | /                       | /   | /        |
| <b>D5'</b>        | x-x   | 5,37          | 2,88      | 3336                    | 4,64 < 15                                     | Vérifiée |

|                        |       |      |      |        |           |          |
|------------------------|-------|------|------|--------|-----------|----------|
|                        | y-y   | 1,85 | 1,80 | 1369   | 2,44 < 15 | Vérifiée |
|                        | Appui | 3,58 | 2,04 | 1734   | 4,21 < 15 | Vérifiée |
| <b>D6</b>              | x-x   | 6,23 | 2,88 | 3336   | 5,38 < 15 | Vérifiée |
|                        | y-y   | 2,19 | 1,80 | 1369   | 2,89 < 15 | Vérifiée |
|                        | Appui | 2,20 | 1,80 | 1369   | 2,90 < 15 | Vérifiée |
| <b>D7</b>              | x-x   | 4,80 | 2,48 | 2511   | 4,74 < 15 | Vérifiée |
|                        | y-y   | 1,94 | 1,80 | 1369   | 2,55 < 15 | Vérifiée |
|                        | Appui | 1,92 | 1,80 | 1369   | 2,53 < 15 | Vérifiée |
| <b>D<sub>ASC</sub></b> | x-x   | 2,39 | 2,29 | 2687,6 | 2,04 < 15 | Vérifiée |
|                        | y-y   | 1,93 | 2,29 | 2687,6 | 1,65 < 15 | Vérifiée |
|                        | Appui | 1,60 | 2,29 | 2687,6 | 1,36 < 15 | Vérifiée |

On remarque que la deuxième condition de la dalle D1 n'est pas vérifiée, ce qui nous a conduits de recalculer la section des armatures à l'ELS.

Après le recalcul à l'ELS (détail dans l'exemple de calcul), on a adopté la section suivante :  $A_s = 6HA12 = 6,79\text{cm}^2/\text{ml}$

❖ **Evaluation de la flèche**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20M_0^x}\right)l_x \\ A_t \leq \frac{2bd_x}{f_e} \end{array} \right.$$

✓ **Pour la dalle D1**

12 cm > 8,35 cm ..... Vérifiée

2,01 cm<sup>2</sup> < 4,5 cm<sup>2</sup> ..... vérifiée

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

✓ **Pour la dalle D2**

12 cm ≥ 4,25 cm ..... Vérifiée

3,14 cm<sup>2</sup> < 4,5 cm<sup>2</sup> ..... Vérifiée

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

✓ **Pour la dalle D3**

12 cm > 3 cm ..... Vérifiée

1,21 cm<sup>2</sup> < 4,5 cm<sup>2</sup> ..... vérifiée

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

✓ **Pour la dalle D4**

12 cm > 4,72 cm ..... Vérifiée

10,05 cm<sup>2</sup> > 4,5 cm<sup>2</sup> ..... Non Vérifiée

On doit vérifier la flèche

✓ **Pour la dalle D5**

12 cm > 4,72 cm ..... Vérifiée  
 4,52 cm<sup>2</sup> > 4,5 cm<sup>2</sup> ... Non Vérifiée  
 On doit vérifier la flèche

✓ **Pour la dalle D4'**

12 cm > 4,72 cm ..... Vérifiée  
 4,52 cm<sup>2</sup> > 4,5 cm<sup>2</sup> ... non Vérifiée  
 On doit vérifier la flèche

✓ **Pour la dalle D5'**

12 cm > 4,72 cm ..... Vérifiée  
 4,52 cm<sup>2</sup> > 4,5 cm<sup>2</sup> ... non Vérifiée  
 On doit vérifier la flèche

✓ **Pour la dalle D6**

12 cm > 4,69 cm ..... Vérifiée  
 4,52 cm<sup>2</sup> > 4,5 cm<sup>2</sup> ... non Vérifiée  
 On doit vérifier la flèche

✓ **Pour la dalle D7**

12 cm > 4,69 cm ..... Vérifiée  
 3,14 cm<sup>2</sup> < 4,5 cm<sup>2</sup> ..... Vérifiée  
 La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

Le tableau suivant illustre le résultat du calcul des différentes flèches.

**Tableau III.23** Vérifications de la flèche à l'ELS

| Localisation |     | $f_{gv}$<br>(mm) | $f_{ji}$<br>(mm) | $f_{qi}$<br>(mm) | $f_{gi}$<br>(mm) | $\Delta f \leq f_{adm}$<br>(mm) | Observation |
|--------------|-----|------------------|------------------|------------------|------------------|---------------------------------|-------------|
| <b>D4</b>    | X-X | 0,953            | 0,020            | 0,039            | 0,027            | $0,071 \leq 2,520$              | Vérifiée    |
| <b>D5</b>    | X-X | 0,560            | 0,169            | 0,345            | 0,260            | $0,476 \leq 2,520$              | Vérifiée    |
|              | Y-Y | 0,774            | 0,210            | 0,230            | 0,258            | $0,606 \leq 5,800$              | Vérifiée    |
| <b>D4'</b>   | X-X | 0,096            | 0,026            | 0,039            | 0,032            | $0,077 \leq 2,520$              | Vérifiée    |
| <b>D5'</b>   | X-X | 0,560            | 0,169            | 0,385            | 0,260            | $0,516 < 2,520$                 | Vérifiée    |
|              | Y-Y | 0,774            | 0,210            | 0,319            | 0,258            | $0,625 < 5,800$                 | Vérifiée    |
| <b>D6</b>    | X-X | 0,621            | 0,197            | 0,438            | 0,298            | $0,564 < 2,500$                 | Vérifiée    |
|              | Y-Y | 0,828            | 0,224            | 0,342            | 0,276            | $0,669 < 5,700$                 | Vérifiée    |

**Remarque**

La longueur des chapeaux aux appuis est calculée comme suit :

$$L_1 = \max \left\{ \begin{array}{l} \left( l_a; \frac{l}{4} \right) \dots \text{travée de rive} \\ \left( l_a; \frac{l}{5} \right) \dots \text{travée intermédiaire} \end{array} \right.$$

Avec :  $l // L_1$

$$l_a = \begin{cases} 0,4 l_s & \text{si barres HA} \\ 0,6 l_s & \text{si barres RL} \end{cases}$$

$l_s$ : Longueur de scellement =  $40\phi$  (acier HA)

Donc,  $L_1 = 1\text{m}$  pour les travées de rives et  $L_1 = 0,70\text{ m}$  pour les travées intermédiaires

❖ Schémas de ferrailages

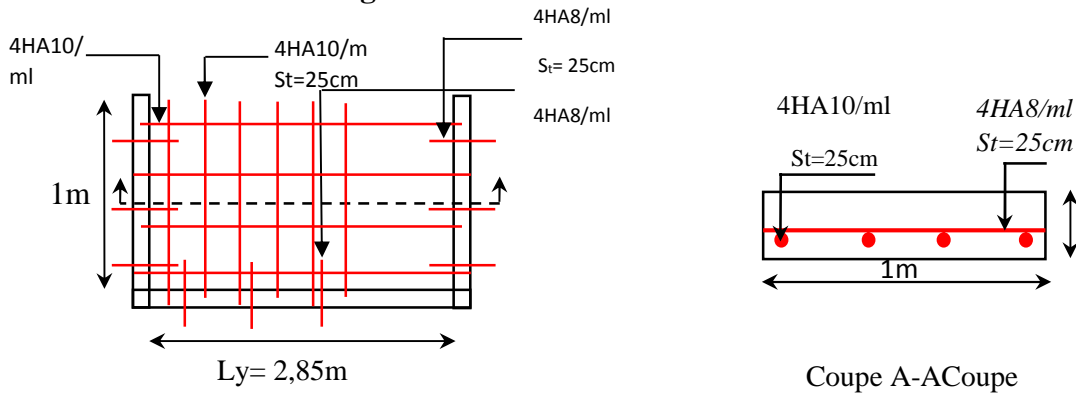


Figure III.6 Schéma de ferrailage de la dalle D2

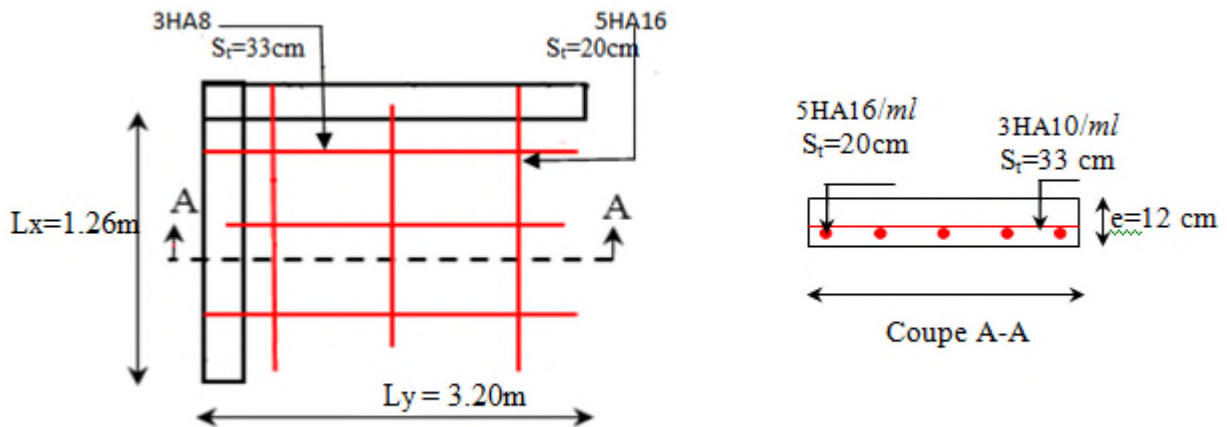


Figure. III.7. Schéma de ferrailage de la dalle D4

Remarque

Les armatures qui devraient traverser l'ouverture de la cage d'ascenseur seront remplacées par des aciers de renfort de section équivalente définis comme suit :

$$A'_x = 1,70 \times 3,14 = 5,34\text{cm}^2 \text{ Soit } A'_x = 4\text{HA14} = 6,16\text{ cm}^2$$

$$A'_y = 1,70 \times 2,36 = 4,01\text{cm}^2 \text{ Soit } A'_y = 4\text{HA12} = 4,52\text{ cm}^2$$

La longueur de ces barres est définie par la relation suivante :

$$L_a = a + b + 2l_s ; L_b = a + b + 2l_s$$

$$L_a = 1,7 + 1,7 + 2 \times 40 \times 0,014 = 4,52$$

$$L_b = 1,7 + 1,7 + 2 \times 40 \times 0,012 = 4,36$$

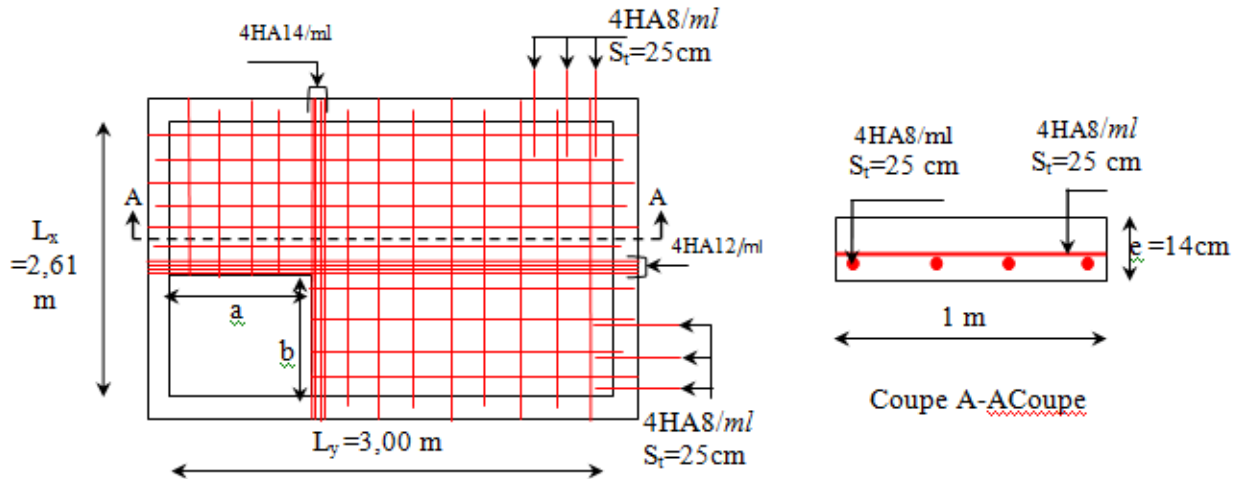


Figure. III.8. Schéma de ferrailage de la dalle D<sub>ASC</sub>

### III.3. Etude de l'ascenseur

#### Définition

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

Elle se constitue d'une cabine, qui se déplace le long d'une glissière verticale dans l'ascenseur muni d'un dispositif mécanique permettant le déplacement de la cabine

L'ascenseur qu'on étudie est pour 06 personnes.

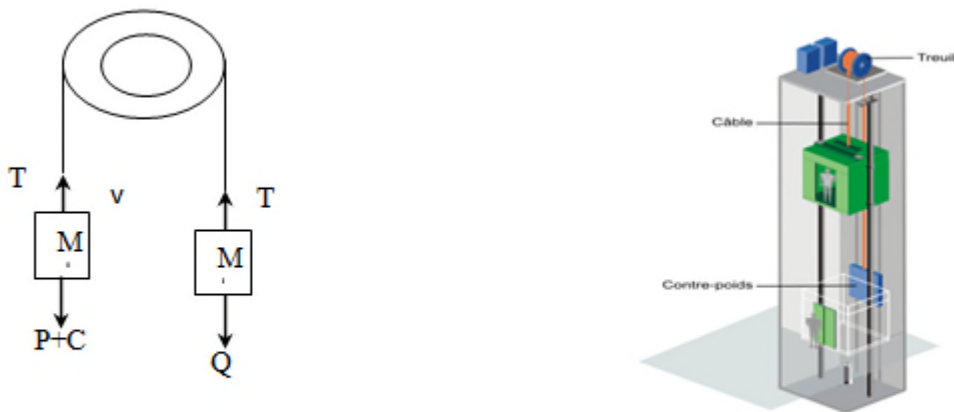
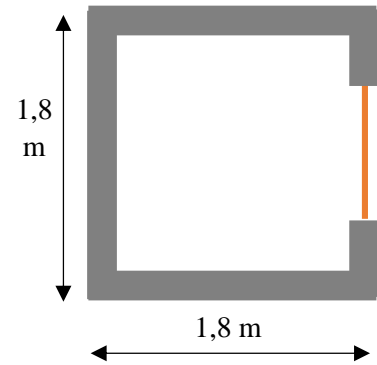


Figure III.9. Schéma statique et concept d'ascenseur



**Les caractéristiques**

- V= 0,63 m /s : Vitesse de levage.
- P<sub>m</sub> =15KN : Charge due à la salle de machine.
- D<sub>m</sub> = 43 KN : Charge due au poids propre de l'ascenseur.
- F<sub>c</sub> = 50 KN : Charge due à la rupture des câbles.
- Course maximale = 50 m.
- B<sub>s</sub>× T<sub>s</sub> = = 1,80 ×1,80 m<sup>2</sup> dimensions de la gaine.
- le poids propre de l'ascenseur est de 500 Kg



**Figure III.10** Coupe transversale d'ascenseur

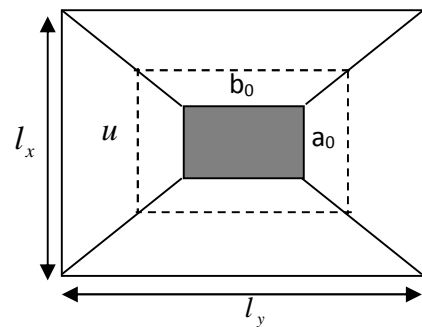
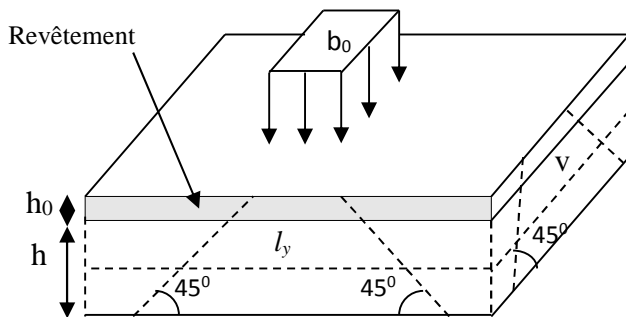
Selon les charges on définit deux types de dalles qui sont :

- 1)- Dalle de salle machine (locale).
- 2)- Dalle qui sert d'appui à l'ascenseur.

$$P = P_m + D_m + 50 = 15 + 5 + 43 = 63 \text{ KN}$$

**Dalle de salle machine (locale).**

- h<sub>0</sub>: épaisseur de la dalle
- h: épaisseur de revêtement
- a<sub>0</sub> et U sont || à l<sub>x</sub>
- b<sub>0</sub> et V sont || à l<sub>y</sub>



**Figure III.11** Schéma représentant la surface d'impact.

$$\begin{cases} U = a_0 + h_0 + 2\xi \times h \\ V = b_0 + h_0 + 2\xi \times h \end{cases}$$

Avec

- $\xi = 0,75$  le revêtement est moins résistant ;

$$\begin{cases} U = 80 + 15 + 2 * 0.15 * 5 = 102,5 \text{ cm} \\ V = 80 + 15 + 2 * 0.15 * 5 = 102,5 \text{ cm} \end{cases}$$

➤ **Calcul des moments**

❖  **$M_1^x$  et  $M_1^y$  Du système de levage :**

On a un chargement concentré centré :

$$\begin{cases} M_1^x = (M_1 + \nu * M_2) q(U * V) \\ M_1^y = (M_2 + \nu * M_1) q(U * V) \end{cases}$$

En utilisant les tables BAEL (Annexe 2), on tire les coefficients  $M_1$  et  $M_2$  en fonction de  $U/l_x$ ,  $V/l_y$  et  $\rho$ :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 1 ; U/l_x = 102,5/180 = 0,57 ; V/l_y = 102,5/180 = 0,57$$

$$\text{Soit } M_1 = M_2 = 0,076$$

Avec  $\nu = 0$  à l'ELU et  $\nu = 0,2$  à l'ELS

$$q_u = 1,35 P = 1,35 \times 63 = 85,05 \text{ KN}$$

$$M_1^x = 0,076 \times 85,05 \times (1,025 \times 1,025) \Rightarrow M_0^x = 6,79 \text{ KN.m}$$

$$M_1^y = 0,076 \times 85,05 \times (1,025 \times 1,025) \Rightarrow M_0^y = 6,79 \text{ KN.m}$$

❖  **$M_2^x$  et  $M_2^y$  dû aux poids propre de la dalle :**

$$\begin{cases} M_2^x = \mu_x \times q \times l_x \\ M_2^y = \mu_y \times M_2^x \end{cases}$$

$\rho = l_x/l_y = 1 > 0,4 \Rightarrow$  La dalle travaille dans les deux sens.

$$\mu_x = 0,0368$$

$$\mu_y = 1$$

Le poids propre de la dalle et du revêtement (pour un revêtement de 5 cm)

$$G = 4,75 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = (1,35 \times 4,75) + (1,5 \times 1) = 7,911 \text{ KN/ml}$$

$$M_2^x = 0,0368 \times 7,91 \times 1,8^2$$

$$M_2^y = M_2^x = 0,94 \text{ KN.m}$$

La superposition des moments donnés :

$$M_x = M_1^x + M_2^x = 6,79 + 0,94 = 7,73 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_1^y + M_2^y = 6,79 + 0,94 = 7,73 \text{ KN.m}$$

➤ **Ferraillage**

Le ferraillage se fait pour une longueur unité avec

$$M_{tx} = M_{ty} = 0,85 M_x = 6,57 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = M_{ax} = -0,5 M_x = -3,09 \text{ KN.m}$$

Tableau III.24 Ferrailage de la dalle D'ascenseur

| Position | M<br>(KN.m) | $\mu_{bu}$ | $\alpha$ | Z<br>(m) | $A^{cal}$<br>( $cm^2/ml$ ) | $A^{min}$<br>( $cm^2/ml$ ) | $A^{adop}$<br>( $cm^2/ml$ ) |
|----------|-------------|------------|----------|----------|----------------------------|----------------------------|-----------------------------|
| Travée   | 6,57        | 0,032      | 0,041    | 0,118    | 1,05                       | 1,2                        | 4HA10 = 3,14                |
| Appui    | - 3,09      | 0,015      | 0,018    | 0,119    | 0,75                       | 1,2                        | 3HA10 = 2,36                |

➤ **Vérification au poinçonnement :**

$$q_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b$$

Avec  $U_c$  Périmètre du rectangle d'impact

$$U_c = 2 \times (U + V) = 2 \times (102,5 + 102,5) = 410 \text{ cm}$$

$$85,05 \leq \frac{0,045 \times 4,10 \times 0,15 \times 25 \times 10^3}{1,5}$$

$$85,05 \leq 461,25$$

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

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge (milieu),  $U=V$

$$T_U = T_v = \frac{q_u}{3 \times U} = \frac{85,05}{3 \times 1,02} = 28,917 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{T_U}{b \times d} = \frac{28,917 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12} = 0,24 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_U = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,17 \text{ MPa}$$

$$\tau_U < \bar{\tau}_U$$

➤ **Calcul à l'ELS :**

Moment engendré par le système de levage :

$$q_{ser} = 63 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_1^x = (M_1 + v \times M_2) q(U \times V) \\ M_1^y = (M_2 + v \times M_1) q(U \times V) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_1^x = (0,076 + 0,2 \times 0,76) \times 63 \times 1,02 \times 1,02 \\ M_1^y = (0,076 + 0,2 \times 0,76) \times 63 \times 1,02 \times 1,02 \end{cases}$$

$$M_1^x = 5,98$$

$$M_1^y = 5,98$$

Moment dû au poids propre de la dalle :

$$q_s = 4,75 + 1 = 5,75 \text{ KN/ml}$$

$$M_2^x = 0,0441 \times 5,75 \times 1,8^2$$

$$M_2^y = M_2^x = 0,82 M_2^y = M_2^x = 0,82$$

La Superposition des Moments:

$$M_x = M_y = M_1^x + M_2^x = 5,98 + 0,82 = 6,80 \text{ KN.m}$$

➤ **Vérification des contraintes dans le béton**

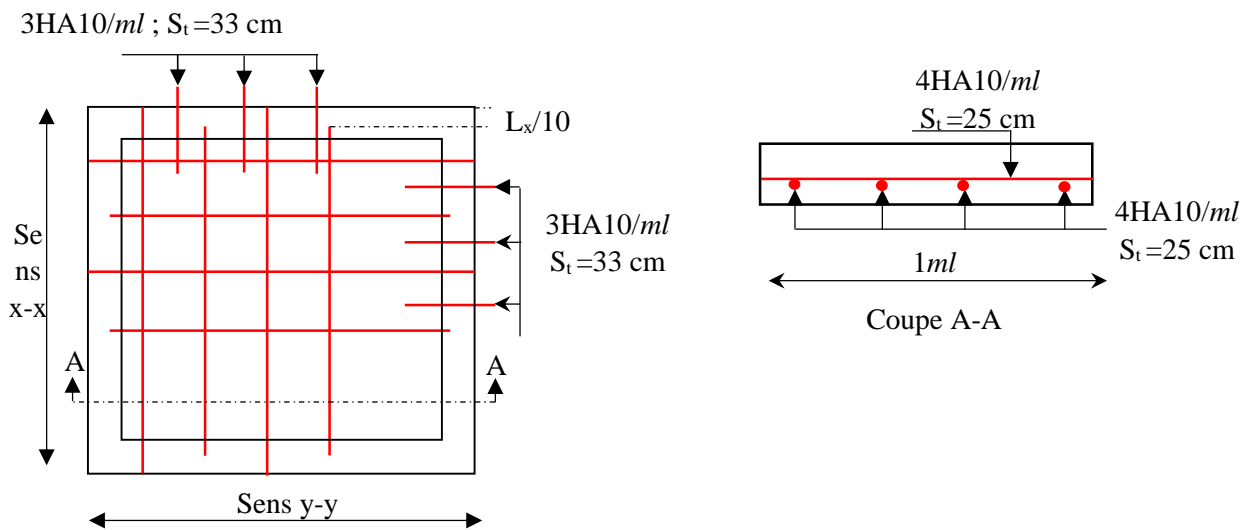
$$M_{tx} = M_{ty} = 0,85 M_x = 5,78 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = M_{ax} = -0,5 M_x = -2,72 \text{ KN.m}$$

**Tableau III.25** Vérifications des contraintes à l'ELS

| Position | $M_x$<br>(KN.m) | $A_s$<br>$cm^2$ | $y$<br>(cm) | $I$<br>$cm^4$ | $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$<br>(MPa) | $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$<br>(MPa) | Observation |
|----------|-----------------|-----------------|-------------|---------------|---|---|-------------|
| Travée   | 5,78            | 3,14            | 2,92        | 4713,12       | $3,59 < 15$                                   | $167,03 < 201,63$                             | Vérifiée    |
| Appui    | - 2,72          | 2,36            | 2,72        | 4713,12       | $2,58 < 15$                                   | $103,49 < 201,63$                             | Vérifiée    |

➤ **Schémas de ferrailage**



**Figure III.12** Schéma de ferrailage du local machine

**3.4. Etude de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur**

Les dimensions sont les mêmes (180×180 et h=15cm)

- Poids propre de la dalle et du revêtement :  $G_1 = 4,75 \text{ KN/m}^2$
- Poids propre de l'ascenseur :  $G_2 = \frac{F_c}{S} = \frac{50}{1,8 \times 1,8} = 15,43 \text{ KN/m}^2$ .
- $G^{\text{total}} = G_1 + G_2 = 20,18 \text{ KN/m}^2$

$$P_u = 1,35 \times G^{\text{total}} = 27,243 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = l_x / l_y = 1 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\mu_x = 0,0368 ; \mu_y = 1$$

➤ **Calcul des moments à l'ELU**

$$M_x = 0,0368 \times 27,243 \times 1,8^2$$

$$M_y = M_x = 3,25 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = M_{ty} = 0,85 M_x = 2,76 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = M_{ax} = -0,5 M_x = -1,30 \text{ KN.m}$$

### ➤ Ferrailage

Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau suivant:

**Tableau III.26** Ferrailage de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur

| Position | M (KN.m) | $\mu_{bu}$ | $\alpha$ | Z (m) | $A^{cal}$ (cm <sup>2</sup> ) | $A^{min}$ (cm <sup>2</sup> ) | $A^{adop}$ (cm <sup>2</sup> ) |
|----------|----------|------------|----------|-------|------------------------------|------------------------------|-------------------------------|
| Travée   | 2,76     | 0,013      | 0,016    | 0,119 | 0,67                         | 1,2                          | 3HA10 = 2,36                  |
| Appui    | - 1,30   | 0,006      | 0,008    | 0,120 | 0,31                         | 1,2                          | 3HA10 = 2,36                  |

### Calcul à l'ELS

$$P_s = 20,18 \text{ KN/m}^2$$

$$M_x = 0,0441 \times 20,18 \times 1,8^2$$

$$M_y = M_x = 2,88 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = M_{ty} = 0,85 M_x = 2,45 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = M_{ax} = -0,5 M_x = -1,152 \text{ KN.m}$$

### ➤ Vérification des contraintes

Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau suivant:

**Tableau III.27** Vérification des contraintes

| Position | $M_x$ (KN.m) | $A_s$ cm <sup>2</sup> | y (cm) | I cm <sup>4</sup> | $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa) | $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa) | Observation |
|----------|--------------|-----------------------|--------|-------------------|--|--|-------------|
| Travée   | 2,45         | 2,36                  | 2,58   | 3713,72           | 1,70 < 15                                  | 93,22 < 201,63                             | Vérifiée    |
| Appui    | - 1,152      | 2,36                  | 2,58   | 3713,72           | 0,8 < 15                                   | 43,83 < 201,63                             | Vérifiée    |

### ➤ La flèche

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20M_0^x}\right)l_x \\ A_t \leq \frac{2bd_x}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} e = 15 \text{ cm} > 7,67 \text{ cm} \dots\dots \text{Vérifiée} \\ A_t = 2,36 \text{ cm}^2 < 6 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{Vérifiée} \end{array} \right.$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

### ➤ Schémas de ferrailage

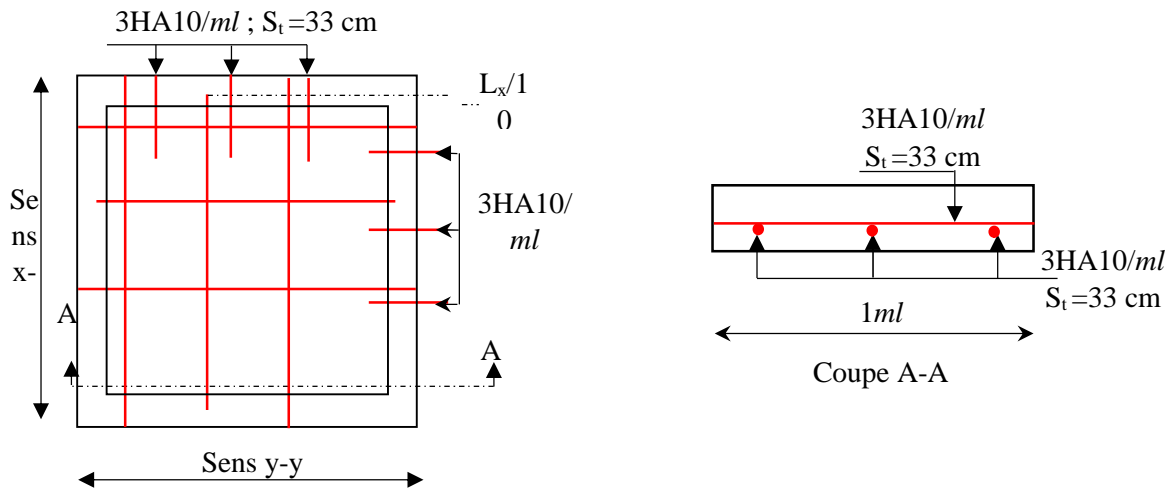


Figure III.13 Schéma de ferrailage la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur

**III.4. Etude de l'acrotère**

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il forme une paroi contre toute chute. Il est considéré comme une console encastree à sa base, soumise à son poids propre (G), à une surcharge horizontale due à la main courante (Q) et à une force sismique (F<sub>p</sub>).

Le calcul se fera en flexion composée au niveau de la section d'encastrement pour une bande de 1 mètre linéaire. Les dimensions de l'acrotère sont données dans la figure (III.22).

**NB :** Le calcul se fera pour l'acrotère le plus sollicité, autrement dit celui ayant une hauteur égale à 1,20 m, pour les autres on adoptera le même ferrailage.

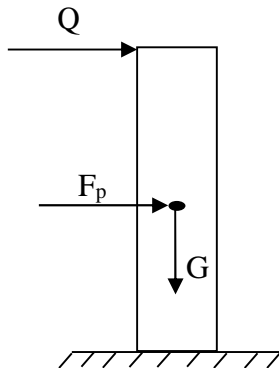


Figure III.14 Modèle de calcul de l'acrotère

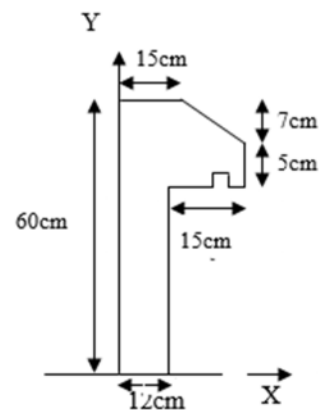


Figure III.15 Coupe transversale de l'acrotère.

**Hypothèses de calcul**

- ✓ Le calcul se fera pour une bande de 1 ml.
- ✓ La fissuration est considérée préjudiciable.
- ✓ L'acrotère sera calculé en flexion composée.

**Evaluation des charges et surcharges**

❖ **Poids propre :**

$$G_0 = 25 \times S_{acr} = 25 \times 0,0858 = 2,145 \text{ KN/ml}$$

$$G^{rev} = 18 \times 0,02 \times 1 = 0,4 \text{ KN}$$

D'où, la charge totale est  $G = W_p = 2,545 \text{ KN/ml}$

❖ charge d'exploitation

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

❖ Force sismique

La force sismique est donnée par la formule suivante :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \dots \dots \dots \text{RPA99 (Art 6.2.3)}$$

$$Avec \begin{cases} A = 0,15 \text{ (zone IIa): coefficient d'accélération de la zone ;} \\ C_p = 0,8 : \text{facteur de force horizontale ;} \\ W_p = 2,545 \text{ KN : poids propre de l'acrotère.} \end{cases}$$

Donc,  $F_p = 1,22 \text{ KN}$

➤ Calcul des sollicitations

Calcul du centre de gravité :

$$X_G = \frac{\sum X_i \times A_i}{\sum A_i} = 8 \text{ cm}$$

$$Y_G = \frac{\sum Y_i \times A_i}{\sum A_i} = 33,68 \text{ cm}$$

L'acrotère est soumis à :

$$\begin{cases} N_G = 2,545 \text{ KN} \\ M_G = 0 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \begin{cases} N_Q = 0 \text{ KN} \\ M_Q = Q \times h = 0,6 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \begin{cases} N_{Fp} = 0 \text{ KN} \\ M_{Fp} = F_p \times Y_G = 0,41 \text{ KNm} \end{cases}$$

**Tableau III.28** Combinaisons d'action de l'acrotère.

| Combinaisons<br>Sollicitations | ELU Accidentelle | ELU          | ELS   |
|--------------------------------|------------------|--------------|-------|
|                                | G + Q + E        | 1.35G + 1.5Q | G + Q |
| N (KN)                         | 2,545            | 3,43         | 2,545 |
| M (KN.m)                       | 1,011            | 0,9          | 0,6   |

➤ Calcul de l'excentricité

$$\begin{cases} e_0 = \frac{M_{u \text{ acc}}}{N_{u \text{ acc}}} = \frac{1,011}{2,545} \times 10^2 = 39,72 \text{ cm} \\ \frac{h}{6} = 10 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow e_0 > h/6$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central, ce qui veut dire que la section est partiellement comprimée, de plus N est un effort de compression donc le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple soumise à un moment  $M_u = N_u \times e$ .

D'après le **BAEL(Art4.4)**, la section est soumise à un effort normal de compression, elle doit se justifier vis-à-vis l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

Donc, le risque de flambement conduit à remplacer ( $e_0$ ) par ( $e$ ) tel que :

$$e = e_0 + e_a + e_2$$

Avec :

$e_a$  : Excentricités additionnelles traduisant les imperfections géométriques initiales.

$e_2$ : Excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_a = \max(2 \text{ cm} ; h/250) = 2 \text{ cm.}$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \emptyset \times \alpha)}{10^4 \times 0}$$

$\emptyset$ : Rapport de la déformation finale dû au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0,6} = 0$$

$l_f = 2 \times 1,2 = 2,4 \text{ m}$  : Longueur de flambement (  $h = 10 \text{ cm}$  : hauteur de la section)

$$\Rightarrow e_2 = \frac{3 \times 1,2^2 \times 2}{10^4 \times 0,12} = 0,72 \text{ cm}$$

D'où :  $e = 26,24 + 2 + 0,72 = 42,44 \text{ cm}$

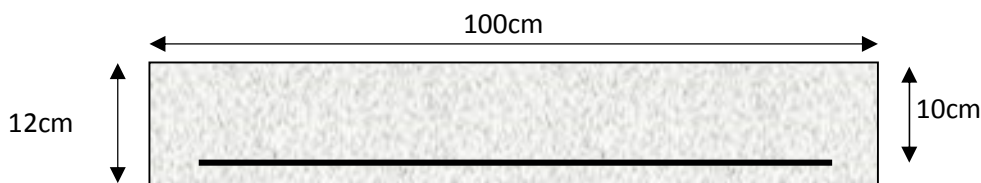
Les sollicitations de calcul deviennent :

$$N_u = 3,43 \text{ KN.}$$

$$M_u = N_u \times e = 3,43 \times 0,424 = 1,45 \text{ KN.m}$$

### Ferraillage de l'acrotère

➤ Calcul à l'ELU :



**Figure III.16** Section de l'acrotère à ferrailer

On calcule les armatures à l'ELU, puis on effectuera la vérification des contraintes à l'ELS.

( $h/6 < e_0$ )  $\Rightarrow$  La section est partiellement comprimée et  $e_0$  en dehors de la section, donc le calcul se fait par assimilation à la flexion simple avec  $M_{ua}$  :

$$M_{ua} = M_u + N_u \left( d - \frac{h}{2} \right) = 1,59 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{1,59 \times 10^{-3}}{14,2 \times 1 \times 0,1^2} = 0,0112 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = 1,25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0,014 \\ z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,099 \text{ m} \end{array} \right. \Rightarrow A_1 = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} = 0,46 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :



$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} 0,45 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**Remarque :**

Le ferrailage se fera à l'ELU puisque c'est la situation la plus défavorable. Car l'ELU accidentelle a donné les résultats suivants :

$$A_1 = 0,46 \text{ cm}^2.$$

$$A = 0,45 \text{ cm}^2.$$

**❖ Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A}{4} = 0,11 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**❖ Choix des armatures**

Sens principal :  $A = 0,32 \text{ cm}^2/\text{ml}$       On prend 4HA8 = 2,01 cm<sup>2</sup>/ml

Sens secondaire :  $A_r = 0,08 \text{ cm}^2/\text{ml}$       On prend 4HA6 = 1,13 cm<sup>2</sup>/ml

**❖ Calcul des espacements**

Sens principal :  $S_t \leq 100/4 = 25 \text{ cm}$

Sens secondaire :  $S_t \leq 100/4 = 25 \text{ cm}$

**❖ Vérification à l'ELU****✓ Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_t^{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,21 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t^{\min} = 1,21 \text{ cm}^2 < A = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

**✓ Vérification au cisaillement**

On doit vérifier si  $\tau_u < \bar{\tau}$

$$\text{ELU : } V_u = 1,5Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1,5 \times 10^{-3}}{1 \times 0,1} = 0,015 \text{ MPa} ; \bar{\tau} < \min(0,1f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

Donc  $\tau_u < \bar{\tau} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$

$$\text{Situation accidentelle : } V_u = Q + F_p = 1 + 1,22 = 2,22 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \tau_u = 0,022 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

**➤ Vérifications à l'ELS****❖ Vérification des contraintes**

$$F.N \Rightarrow \bar{\sigma} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = 201,63 \text{ MPa} \text{ avec } \eta=1,6 \text{ (pour les aciers HA)}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} \times y$$

**Calcul de y**

$$(y = y_c + C)$$

$$C = e_G - \frac{h}{2} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} - \frac{h}{2} = 0,236 - 0,06 = 0,176 \text{ m} \text{ (avec } C < 0 \text{ et } y_c > 0)$$

$$y_c^3 + p y_c + q = 0 \dots \dots \dots (1)$$

$$\begin{cases} p = -3C^2 - \frac{90A'}{b}(c-d') + \frac{90A}{b}(d-c) = -0,102 \text{ m}^2 \\ q = -2C^3 - \frac{90A'}{b}(c-d')^2 - \frac{90A}{b}(d-c)^2 = -0,012 \text{ m}^2 \end{cases}$$

La solution de l'équation (1) dépend  $\Delta = 4p^3 + 27q^2 = -3,57 \times 10^{-4} < 0$

Donc il existe 3 racines réelles, on garde celle qui convient à l'intervalle suivant :

$$-C \leq y_c \leq h - C \Leftrightarrow 0,176 \leq y_c \leq 0,296$$

$$\begin{cases} y_{c1} = a \cos(\phi/3) = 0,215 \\ y_{c2} = a \cos(\phi/3 + 120^\circ) = -0,368 \\ y_{c3} = a \cos(\phi/3 + 240^\circ) = 0,1527 \end{cases} \text{ avec: } \begin{cases} a = 2\sqrt{-p/3} = 0,369 \\ \phi = \cos^{-1}\left(\frac{3q}{2p}\sqrt{-3/p}\right) = 163,15^\circ \end{cases}$$

Donc, on prend  $y_c = 0,215 \Rightarrow y = 0,039 \text{ m}$

$$\mu_t = \frac{by^2}{2} - A(d - y) = 1,02 \times 10^{-4}$$

$$\text{d'où } \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} \times y = \frac{2,545 \times 10^{-3}}{1,02 \times 10^{-4}} \times 0,039 = 0,973 \text{ MPa} < \bar{\sigma} \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

➤ Schémas de ferrailage

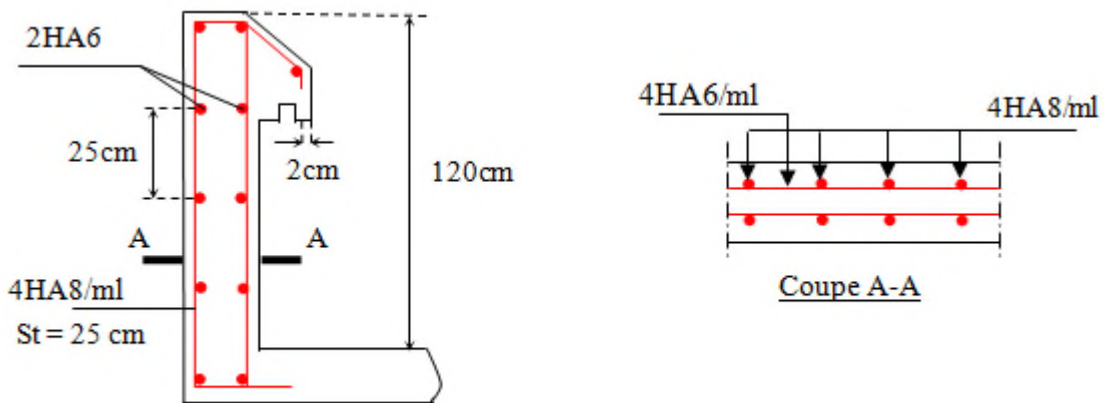


Figure III.17. Schéma de ferrailage de l'acrotère

III.5. Etude des escaliers

L'étude des escaliers consiste à déterminer les sollicitations auxquelles il est soumis pour pouvoir ensuite déterminer le ferrailage qu'il lui convient. Dans notre projet on dispose de deux types d'escaliers

Escalier Type 1 (reliant l'entresol 2 avec l'entresol 1)

A. Etude de la volée 1 :

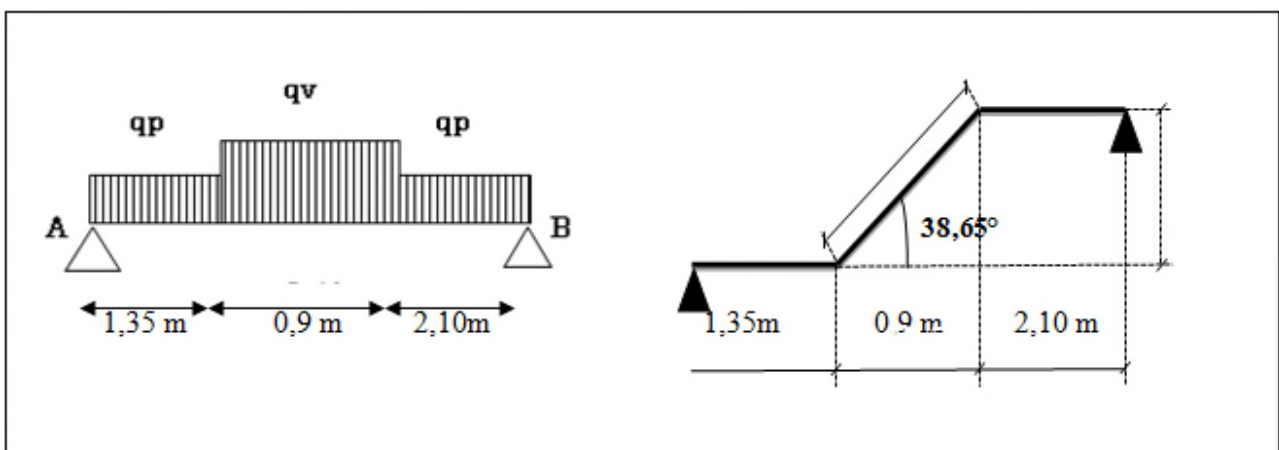


Figure III.18 Schéma de la volée 1 type 1

❖ **Les charges**

**Volée :**  $G_v = 9,64 \text{ KN/m}^2 \cdot Q_{v,p} = 2,5 \text{ KN/m}^2$

**Palier:**  $G_p = 5,68 \text{ KN/m}^2$ .

❖ **Combinaison de charges**

✓ Sur la volée 1 :

**ELU :**  $q_v^u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = [1,35 \times 8,04] + [1,5 \times 2,5] = 16,76 \text{ KN/ml}$ .

**ELS :**  $q_v^s = G + Q = [8,04 + 2,5] = 12,14 \text{ KN/ml}$ .

✓ Sur le palier:

**ELU :**  $q_p^u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = [1,35 \times 5,68] + [1,5 \times 2,5] = 11,42 \text{ KN/ml}$ .

**ELS :**  $q_p^s = G + Q = [5,68 + 2,5] = 8,18 \text{ KN/ml}$ .

- **Réaction d'appuis :** le calcul se fera par la méthode RDM.

**ELU :**

$$\sum F_v \Rightarrow R_A + R_B = [0,9 \times 16,76] + 11,42 \times [2,10 + 1,35] = 54,48 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$\Rightarrow R_B = \left[ \left( 11,42 \times \frac{1,35^2}{2} \right) + 16,76 \times 0,9 \left( \frac{0,9}{2} + 1,35 \right) + 11,42 \times 2,1 \left( \frac{2,1}{2} + 0,9 + 1,35 \right) \right] / 4,35$$

$$\Rightarrow R_B^u = 26,82 \text{ KN} \quad \text{et} \quad R_A^u = 27,65 \text{ KN}$$

**ELS :** de la même manière qu'à l'ELU on trouve :

$$\Rightarrow R_B^s = 19,27 \text{ KN} \quad \text{et} \quad R_A^s = 19,88 \text{ KN}$$

- **Effort tranchant et moment fléchissant:**

Calcul par la méthode des sections

✓ **Tronçon 1 :**

$$0 \leq x \leq 1,35 \text{ m}$$

$$T(x) = R_A - 11,42x$$

$$T(0) = 27,65 \text{ KN}$$

$$T(1,35) = 12,23 \text{ KN}$$

$$M(x) = 27,65x - 11,42 \frac{x^2}{2}$$

$$M(0) = 0 \text{ KN.m}$$

$$M(1,35) = 26,92 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} T(\max) = 27,65 \text{ KN} \\ M(\max) = 26,92 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ **Tronçon 2 :**

$$1,35 \leq x \leq 2,25 \text{ m}$$

$$T(x) = 27,65 - 11,42 \times 1,35 - 16,76(x - 1,35)$$

$$T(1,35) = 12,23 \text{ KN}$$

$$T(3,25) = -2,85 \text{ KN}$$

$$M(x) = R_A \cdot x - q_v \times (x-1,35)^2 / 2 - q_p \times 1,35 \times (x-1,35/2)$$

$$M(x) = -8,38x^2 + 34,86x - 4,84$$

$$\frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow T(x) = 0 \Rightarrow x = 2,08m$$

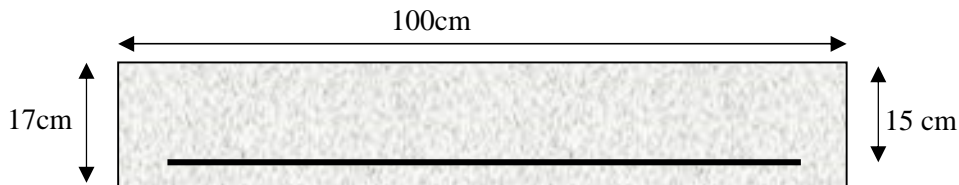
On trouve :  $M^{\max}(2,08) = 31,40 \text{ KN.m}$  ;  $V^{\max} = R_A = 27,65 \text{ KN}$ .

• **Calcul des moments réels**

$$M_t^{\max} = 0,85 \times 31,40 = 26,69 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_a^{\max} = -0,5 \times 31,40 = -15,70 \text{ KN.m}$$

➤ **Ferraillage**

Le ferraillage se fait à la flexion simple avec  $M_t^{\max}$  pour une section  $(b \times h) = (1\text{ml} \times e)$  ; la même chose pour le ferraillage aux appuis avec  $M_a^{\max}$ .



**Figure III.19** Section d'escalier à ferrailer

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau III.29** Ferraillage de la volée 1 Type 1

| Position | $M_u$<br>(KN.m) | $\mu_{bu}$ | Alpha | Z(m)  | $A^{\text{calculé}}$<br>( $\text{cm}^2/\text{ml}$ ) | $A^{\text{min}}$<br>( $\text{cm}^2/\text{ml}$ ) | $A^{\text{adopté}}$<br>( $\text{cm}^2/\text{ml}$ ) | St<br>(cm) |
|----------|-----------------|------------|-------|-------|---|---|--|------------|
| Travée   | 26,69           | 0,084      | 0,109 | 0,143 | 5,35  | 1,81  | 5HA12 = 5,65                                       | 20         |
| Appui    | -15,70          | 0,049      | 0,063 | 0,146 | 3,09  | 1,81  | 5HA10 = 3,93                                       | 20         |

➤ **Armature de répartition**

On a des charges réparties  $\Rightarrow A_{\text{répartition}} = \frac{A_{\text{principales}}}{4}$

**En travée :**  $A_{\text{rep}} = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$  Soit :  $A_{\text{rep}} = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$  ; St = 25 cm

**En appui :**  $A_{\text{rep}} = 0,77 \text{ cm}^2/\text{ml}$  Soit :  $A_{\text{rep}} = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$  ; St = 25 cm

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

$$V^{\max} = 27,65 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{V^{\max}}{1 \times d} = 0,184 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPa}$$

Donc, nous n'avons pas besoins de mettre des armatures transversales.

❖ **Calcul à l'ELS**

➤ **Vérification des contraintes dans le béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}} \times y}{I} \leq \sigma_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$q_v^s = G + Q = 9,64 + 2,5 = 12,14 \text{ KN/ml}$$

$$q_p^s = G + Q = 5,68 + 2,5 = 8,18 \text{ KN/ml.}$$

En appliquant la méthode des sections de la même manière qu'à l'ÉLU, on aura :

$$M_0^{max}(2,08) = 22,60 \text{ KN.m}$$

**- En travée**

$$A_s = 5,65 \text{ cm}^2 ; M_{t_{ser}}^{max} = 0,85 \times 22,60 = 19,21 \text{ KN.m} ; Y = 4,26 \text{ cm} ; I = 12353 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{19,21 \times 4,26}{12353} \times 10^3 = 6,63 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

**- En appui**

$$A_s = 3,93 \text{ cm}^2 ; M_{a_{ser}}^{max} = -0,5 \times 22,60 = -11,3 \text{ KN.m} ; Y = 3,66 \text{ cm} ; I = 9215 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{11,3 \times 3,66}{9215} \times 10^3 = 3,59 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

➤ **Vérification de la flèche**

$$1. \frac{e}{l} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20 \times M_{0x}}\right) \Leftrightarrow \frac{17}{435} = 0,039 < 0,042 \Rightarrow \text{la condition n'est pas vérifiée}$$

$$2. \frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{5,65}{100 \times 15} = 0,0037 > 0,005 \Rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

La première condition n'est pas satisfaite, donc on doit vérifier la flèche.

**Tableau III.30** Vérification de la flèche pour la volée 1

|   |                                   |                          |                                     |                                     |                                     |                                     |
|---|-----------------------------------|--------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|
| M <sub>jser</sub> (kn.m)                              |                                   | M <sub>gser</sub> (kn.m) |                                     |                                     | M <sub>pser</sub> (kn.m)            |                                     |
| 10,77   |                                   | 14,19                    |                                     |                                     | 20.0518,70                          |                                     |
| <b>Propriétés de la section</b>                       |                                   |                          |                                     |                                     |                                     |                                     |
| Y (cm)  | I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> ) | ρ                        | iλ                                  | vλ                                  | E <sub>i</sub> (MPa)                | E <sub>v</sub> (MPa)                |
| 4.10  | 243397                            | 0.0040                   | 5,20                                | 2,08                                | 32456,59                            | 10818,86                            |
| <b>Contraintes</b>                                    |                                   |                          |                                     |                                     |                                     |                                     |
| σ <sub>si</sub> (MPa)                                 |                                   | σ <sub>sg</sub> (MPa)    |                                     |                                     | σ <sub>sp</sub> (MPa)               |                                     |
| 150,88  |                                   | 198.89                   |                                     |                                     | 262,01                              |                                     |
| <b>Inerties fictives</b>                              |                                   |                          |                                     |                                     |                                     |                                     |
| U <sub>j</sub>  | U <sub>g</sub>                    | U <sub>p</sub>           | I <sub>fij</sub> (cm <sup>4</sup> ) | I <sub>fīg</sub> (cm <sup>4</sup> ) | I <sub>fip</sub> (cm <sup>4</sup> ) | I <sub>fvğ</sub> (cm <sup>4</sup> ) |
| 0.190   | 0,308                             | 0,419                    | 134717                              | 102868                              | 84132                               | 163146                              |
| <b>Evaluation des flèches</b>                         |                                   |                          |                                     |                                     |                                     |                                     |
| f <sub>ij</sub> (mm)                                  |                                   | f <sub>īg</sub> (mm)     |                                     | f <sub>ip</sub> (mm)                |                                     | f <sub>fvğ</sub> (mm)               |
| 1,52  |                                   | 0,466                    |                                     | 1,29                                |                                     | 0,80                                |
| Δf <sub>i</sub> = 1.55 mm < f <sub>adm</sub> = 8.7 mm |                                   |                          |                                     |                                     |                                     |                                     |

➤ Schéma de ferrailage

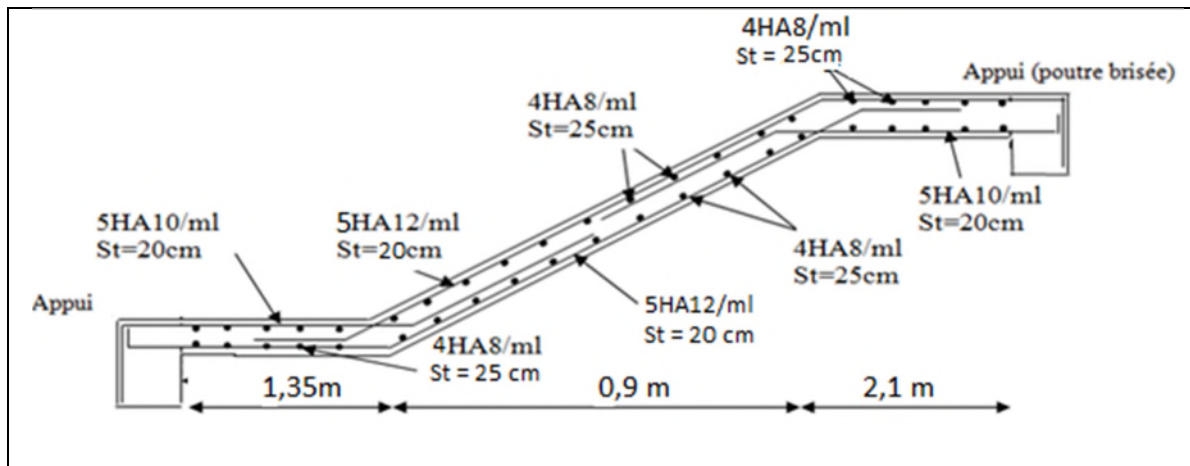


Figure III.20 Schéma de ferrailage volée 1 type 1

Etude de la volée 2 :

elle sera étudié comme une console.

Les charges

Volée 2 :

$$G_v = 10,92 \text{ KN/m}^2$$

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

Combinaison de charges

$$q_u = 1,35 \times G_v + 1,5 \times Q_v = 18,49 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = G_v + Q_v = 13,42 \text{ KN/ml}$$

Par la méthode de RDM on trouver :

Calcul des moments à L'ELU et L'ELS :

$$M_u = - \left[ \frac{18,49 \times 1,95^2}{2} \right] = -35,15 \text{ KN.m}$$

$$M_s = - \left[ \frac{13,42 \times 1,95^2}{2} \right] = -25,51 \text{ KN.m}$$

Calcul l'effort tranchant

$$V_u = R_C^U = 18,49 \times 1,95 = 36,06 \text{ KN}$$

$$V_s = R_C^S = 13,42 \times 1,95 = 26,17 \text{ KN}$$

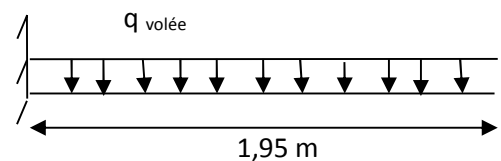


Figure III.21 Schéma d'une volée 2 de l'entre sol 2.

**Ferraillage**➤ **Ferraillage longitudinale**

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III.31** ferraillage de la volée 2 type 1 .

| Zone   | $\mu_{bu}$ | Alpha | Z (m) | $A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml) | $A_{min}$ (cm <sup>2</sup> /ml) | $A_{adoptée}$ (cm <sup>2</sup> /ml) | $S_t$ (cm) |
|--------|------------|-------|-------|---------------------------------|---------------------------------|-------------------------------------|------------|
| Travée | 0,110      | 0,146 | 0,141 | 7,15                            | 1,81                            | 5HA14=7,70                          | 20         |

➤ **Armatures de répartition**

$$A_r \geq \frac{A_t \text{ adopté}}{4} = \frac{7,7}{4} = 1,92 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ soit } A_r = 4HA8/\text{ml} = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ et } S_t = 25\text{cm}.$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{36,06 \times 10^{-3}}{1 \times 0,17} = 0,240 \text{ MPa} \leq \overline{\tau}_{bu} = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPa} \text{ condition vérifiée.}$$

→ Pas de risque de cisaillement, donc on aura pas besoin des armatures transversales.

➤ **Espacement des armatures**

Armatures principales :  $S_t = 20\text{cm} \leq \min(3e, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$  .....condition vérifiée.

Armatures secondaires:  $S_t = 25\text{cm} \leq \min(4e, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$ .....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 :

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

$A_s = 7,7\text{cm}^2$ ;  $M_{ser} = 25,51\text{KN.m}$ ;  $y = 4,84\text{m}$ ;  $I = 15702\text{cm}^4$ .

$$\sigma_{bc} = \frac{25,51 \times 4,84}{15702} \times 10^3 = 7,87 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

➤ **Vérification de la flèche**

$$1. \frac{h}{l_x} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{1}{20}\right) \Leftrightarrow \frac{0,17}{1,95} = 0,087 > 0,05 \Rightarrow \text{la condition vérifiée.}$$

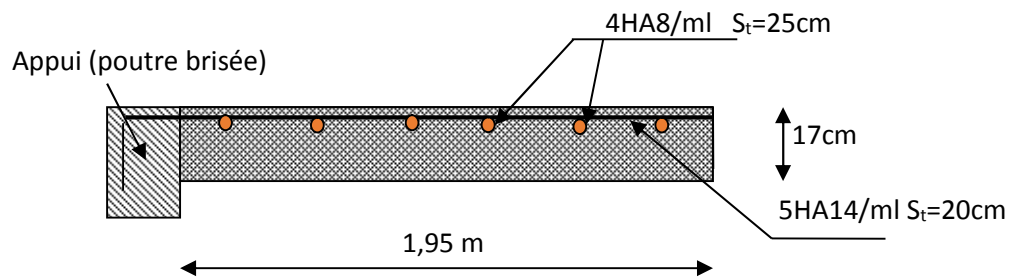
$$2. \frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{7,70}{100 \times 10} = 0,007 > 0,005 \Rightarrow \text{la condition non vérifiée.}$$

On doit vérifier la flèche.

**Tableau III.32** Vérification de la flèche pour la volée 2 type 1

|   |                          |                     |                              |                              |                              |                              |
|---|--------------------------|---------------------|------------------------------|------------------------------|------------------------------|------------------------------|
| $M_{jser}$ (kn.m)   |                          | $M_{gser}$ (kn.m)   |                              |                              | $M_{pser}$ (kn.m)            |                              |
| 16,39   |                          | 20,76               |                              |                              | 25,51                        |                              |
| <b>Propriétés de la section</b>                           |                          |                     |                              |                              |                              |                              |
| Y (cm)  | $I_0$ (cm <sup>4</sup> ) | $\rho$              | $i\lambda$                   | $v\lambda$                   | $E_i$ (MPa)                  | $E_v$ (MPa)                  |
| 4.64  | 444355                   | 0.0055              | 3,82                         | 1,52                         | 32456,60                     | 10818,86                     |
| <b>Contraintes</b>  |                          |                     |                              |                              |                              |                              |
| $\sigma_{si}$ (MPa)                                       |                          | $\sigma_{sg}$ (MPa) |                              |                              | $\sigma_{sp}$ (MPa)          |                              |
| 170,95  |                          | 216,56              |                              |                              | 266,14                       |                              |
| <b>Inerties fictives</b>                                  |                          |                     |                              |                              |                              |                              |
| $U_j$   | $U_g$                    | $U_p$               | $I_{fij}$ (cm <sup>4</sup> ) | $I_{fig}$ (cm <sup>4</sup> ) | $I_{fip}$ (cm <sup>4</sup> ) | $I_{fvg}$ (cm <sup>4</sup> ) |
| 0.373   | 0,465                    | 0,538               | 20164                        | 17620                        | 16003                        | 28591                        |
| <b>Evaluation des flèches</b>                             |                          |                     |                              |                              |                              |                              |
| $f_{ij}$ (mm)   | $f_{ig}$ (mm)            |                     | $f_{ip}$ (mm)                |                              | $f_{vg}$ (mm)                |                              |
| 2,38  | 3,45                     |                     | 4,66                         |                              | 6,38                         |                              |
| $\Delta f_t = 5,22 \text{ mm} < f_{adm} = 8.7 \text{ mm}$ |                          |                     |                              |                              |                              |                              |

**Schéma de ferrailage**



**Figure III.22** Schéma de ferrailage de la volée 2

**Volée 3 :**

De la meme méthode qu'on a calculé la volée 1 ( la méthode RDM) :

**Tableau III.33** ferrailage de la volée 3 type 1

| Position | $M_u$ (KN.m) | $\mu_{bu}$ | Alpha | Z(m)  | $A_{calculé}$ (cm <sup>2</sup> /ml) | $A_{min}$ (cm <sup>2</sup> /ml) | $A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> /ml) | St (cm) |
|----------|--------------|------------|-------|-------|-------------------------------------|---------------------------------|------------------------------------|---------|
| Travée   | 31,30        | 0,098      | 0,129 | 0,142 | 6,33                                | 1,81                            | 5HA14 = 7,70                       | 20      |
| Appui    | -18,41       | 0,058      | 0,074 | 0,146 | 3,63                                | 1,81                            | 5HA10 = 3,93                       | 20      |

❖ **Vérification de l'espacement :**

Armatures principales :  $S_t = 20\text{cm} \leq \min(3 e, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$  .....condition vérifiée.

Armatures secondaires:  $S_t = 20\text{cm} \leq \min(4 e, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$ .....condition vérifiée.

➤ **Armature de répartition**

On a des charges réparties  $\Rightarrow A_{repartition} = \frac{A_{principales}}{4}$

**En travée :**  $A_{rep} = 1,92 \text{ cm}^2/\text{ml}$  Soit :  $A_{rep} = 4HA8 = 2,01\text{cm}^2/\text{ml}$  ;  $S_t = 25 \text{ cm}$

**En appui :**  $A_{rep} = 0,98 \text{ cm}^2/\text{ml}$  Soit :  $A_{rep} = 4HA8 = 2,01\text{cm}^2/\text{ml}$  ;  $S_t = 25 \text{ cm}$



❖ Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{30,94 \times 10^{-3}}{1 \times 0,10} = 0,206 MPa \leq \overline{\tau_{bu}} = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 MPa \quad \text{condition vérifiée.}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Calcul à l'ELS :

$$P_s = (G+Q)$$

$$P_s = (7,74+2.5) = 12,24 \text{ KN/m}$$

$$M_s = 22,58 \text{ KN. m.}$$

❖ Vérification de  $\sigma_{bc}$ :

$$y = 4,84 \text{ cm}$$

$$I=15702 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{22,58 \times 4,84}{15702} \times 10^3 = 6,96 MPa \leq \overline{\sigma_b} = 15 MPa \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Pas de risque de fissuration du béton.

. Vérification de la flèche

1.  $\frac{h}{l_x} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{1}{20}\right) \Leftrightarrow \frac{0,17}{4,35} = 0,039 < 0,05 \Rightarrow \text{la condition non vérifiée.}$
2.  $\frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{7,70}{100 \times 10} = 0,007 > 0,005 \Rightarrow \text{la condition non vérifiée.}$

On doit verifie la flèche.

❖ Vérification de la flèche :

Après le meme calcul avec celui de la volée 1 on trouve :  $f= 1,31 < 8,7$  donc c'est vérifiée

❖ Schéma de ferrailage :

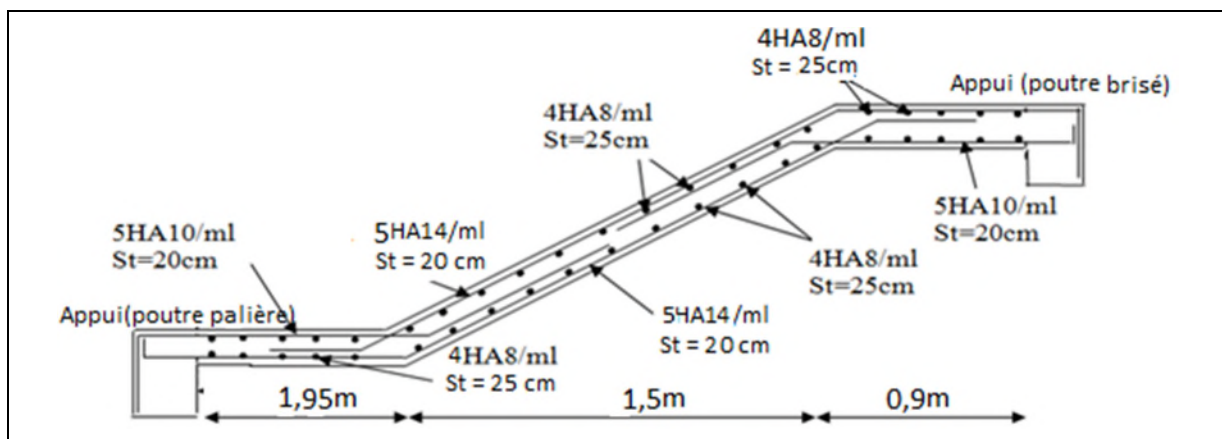


Figure III.23 Schéma de ferrailage volée 3 type 1

**Volée 4 :**

De la même manière que la volée 1 on trouve :

**Tableau III.34** ferrailage de la volée 4 type 1

| Position | M <sub>u</sub><br>(KN.m) | μ <sub>bu</sub> | Alpha | Z(m)  | A <sub>calculé</sub><br>(cm <sup>2</sup> /ml) | A <sub>min</sub><br>(cm <sup>2</sup> /ml) | A <sub>adopté</sub><br>(cm <sup>2</sup> /ml) | St<br>(cm) |
|----------|--------------------------|-----------------|-------|-------|---|---|--|------------|
| Travée   | 28,26                    | 0,087           | 0,116 | 0,143 | 5,68  | 1,81                                      | 4HA14 = 6,16                                 | 25         |
| Appui    | -16,62                   | 0,052           | 0,070 | 0,146 | 3,27  | 1,81                                      | 5HA10 = 3,93                                 | 20         |

**❖ Vérification de l'espacement :**

Armatures principales :  $S_t = 25\text{cm} \leq \min(3e, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$  .....condition vérifiée.

Armatures secondaires:  $S_t = 20\text{cm} \leq \min(4e, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$ .....condition vérifiée.

**➤ Armature de répartition**

On a des charges réparties  $\Rightarrow A_{repartition} = \frac{A_{principales}}{4}$

**En travée :**  $A_{rep} = 1,54 \text{ cm}^2/\text{ml}$  Soit :  $A_{rep} = 4HA8 = 2,01\text{cm}^2/\text{ml}$  ;  $S_t = 25 \text{ cm}$

**En appui :**  $A_{rep} = 0,98 \text{ cm}^2/\text{ml}$  Soit :  $A_{rep} = 4HA8 = 2,01\text{cm}^2/\text{ml}$  ;  $S_t = 25 \text{ cm}$

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

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{29,56 \times 10^{-3}}{1 \times 0,17} = 0,197 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_{bu}} = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**Calcul à l'ELS :**

$$P_s = (G+Q)$$

$$P_s = (9,74+2.5) = 11,94 \text{ KN/m}$$

$$M_s = 20,38 \text{ KN. m.}$$

**❖ Vérification de  $\sigma_{bc}$ :**

$$y = 4,42 \text{ cm}$$

$$I = 13221 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{20,38 \times 4,42}{13221} \times 10^3 = 6,81 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \dots\dots\dots \text{Pas de risque}$$

de fissuration du béton.

**. Vérification de la flèche**

$$1. \frac{h}{l_x} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{1}{20}\right) \Leftrightarrow \frac{0,17}{4,35} = 0,039 > 0,05 \Rightarrow \text{la condition non vérifiée.}$$

$$2. \frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{6,16}{100 \times 10} = 0,006 > 0,005 \Rightarrow \text{la condition non vérifiée.}$$

Donc la vérification de la flèche est nécessaire.

❖ Vérification de la flèche :

Après le meme calcul avec celui de la volée 1 on trouve :  $f = 1,81 \text{ mm} < 8,7 \text{ mm}$  donc c'est vérifiée

❖ Schéma de ferrailage :

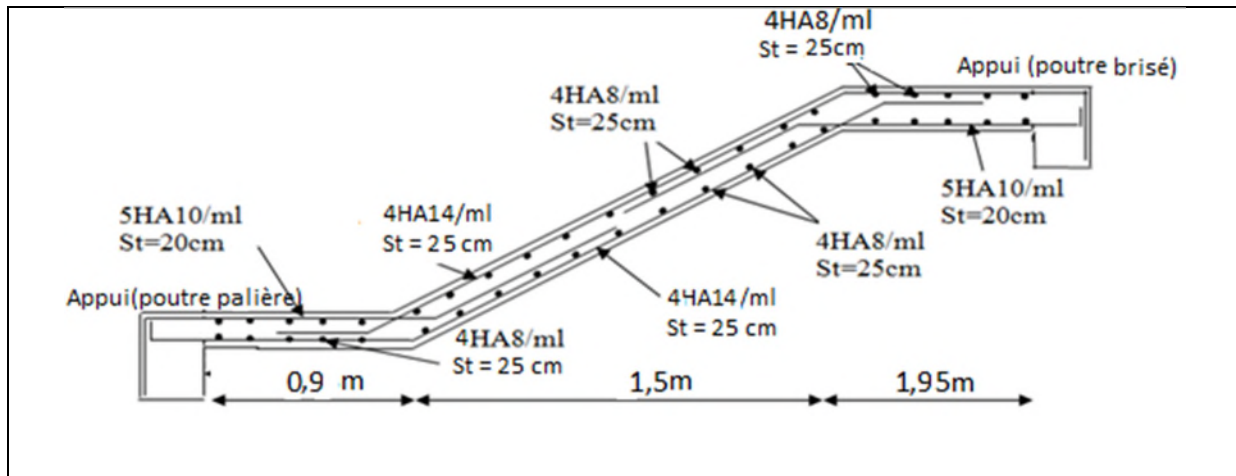


Figure III.24 Schéma de ferrailage volée 4 type 1

Escalier type 2

Volée 1 :

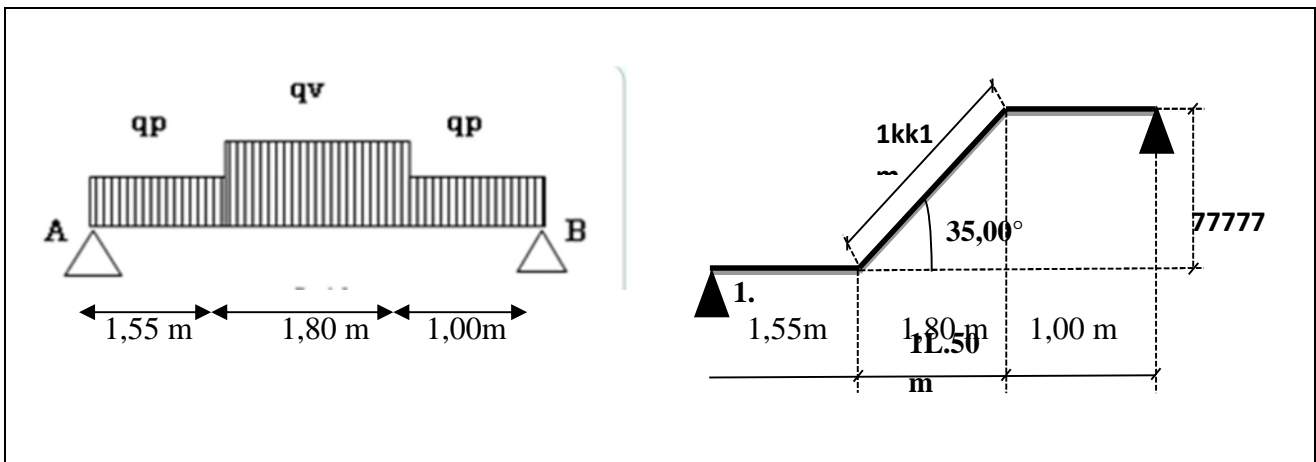


Figure III.25 Schéma d'une volée 1

De la même manière que la volée 1 on trouve :

$R_A = 28,76 \text{ KN}$  et  $R_B = 29,9 \text{ KN}$

Tableau III.35 ferrailage de la volée 1 type 2

| Position | $M_u$<br>(KN.m) | $\mu_{bu}$ | Alpha | Z(m)  | $A_{calculé}$<br>( $\text{cm}^2/\text{ml}$ ) | $A_{min}$<br>( $\text{cm}^2/\text{ml}$ ) | $A_{adopté}$<br>( $\text{cm}^2/\text{ml}$ ) | St<br>(cm) |
|----------|-----------------|------------|-------|-------|--|--|---|------------|
| Travée   | 29,4            | 0,092      | 0,121 | 0,143 | 5,92   | 1,81                                     | 4HA14 = 6,16                                | 25         |
| Appui    | -17,30          | 0,054      | 0,070 | 0,146 | 3,41   | 1,81                                     | 5HA10 = 3,93                                | 20         |

❖ **Vérification de l'espace :**

Armatures principales :  $S_t = 25\text{cm} \leq \min(3e, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$  .....condition vérifiée.

Armatures secondaires:  $S_t = 20\text{cm} \leq \min(4e, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$ .....condition vérifiée.

➤ **Armature de répartition**

On a des charges réparties  $\Rightarrow A_{\text{répartition}} = \frac{A_{\text{principales}}}{4}$

**En travée :**  $A_{\text{rep}} = 1,54 \text{ cm}^2/\text{ml}$  Soit :  $A_{\text{rep}} = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$  ;  $S_t = 25 \text{ cm}$

**En appui :**  $A_{\text{rep}} = 0,98 \text{ cm}^2/\text{ml}$  Soit :  $A_{\text{rep}} = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$  ;  $S_t = 25 \text{ cm}$

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

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{29,9 \times 10^{-3}}{1 \times 0,17} = 0,199 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_{bu}} = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**Calcul à l'ELS :**

$$P_s = (G+Q)$$

$$P_s = (9,38+2.5) = 11,88 \text{ KN/m}$$

$$M_s = 21,22 \text{ KN. m.}$$

❖ **Vérification de  $\sigma_{bc}$ :**

$$y = 4,42 \text{ cm}$$

$$I = 13221 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{21,22 \times 4,42}{13221} \times 10^3 = 7,09 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \dots\dots \text{Pas de risque de fissuration du béton.}$$

**. Vérification de la flèche**

$$1. \frac{h}{l_x} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{1}{20}\right) \Leftrightarrow \frac{0,17}{4,35} = 0,039 > 0,05 \Rightarrow \text{la condition non vérifiée.}$$

$$2. \frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{6,16}{100 \times 10} = 0,006 > 0,005 \Rightarrow \text{la condition non vérifiée.}$$

Donc la vérification de la flèche est nécessaire.

❖ **Vérification de la flèche :**

Après calcul on trouve :  $f = 1,94 \text{ mm} < 8,7 \text{ mm}$  donc c'est vérifiée

## Schéma de ferrailage :

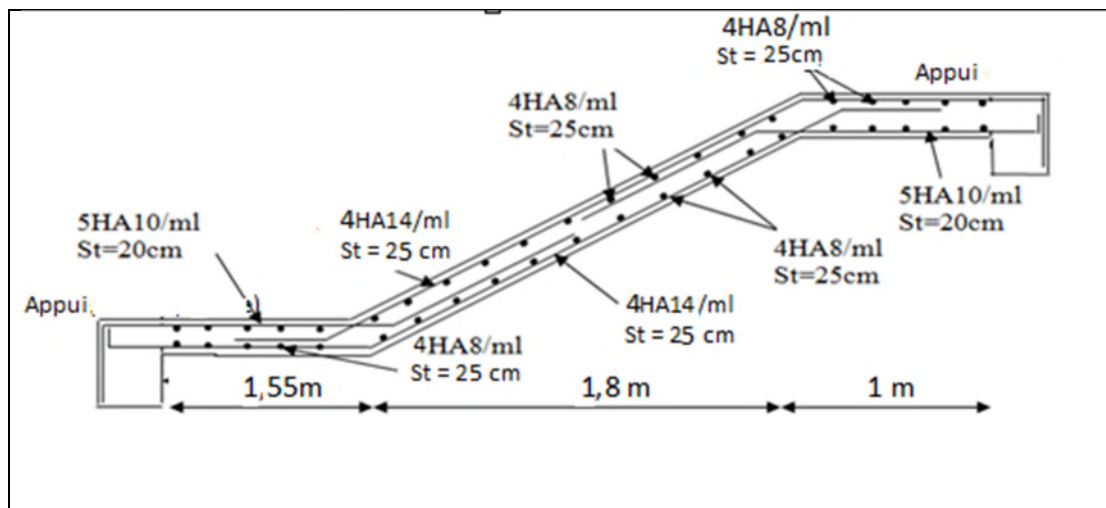


Figure III.26 Schéma de ferrailage volée 1 type 2

## Etude de la volée 2 :

Nous avons les volées 2 et 4 sont identiques, donc leur études sa serra comme une console.

## Les charges

Volée 2 :

$$G_v = 1,061 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_v = 2,5 \text{ KN/m}^2.$$

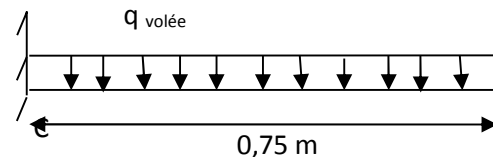


Figure III.27 Schéma de la volée 2 type 2.

## Combinaison de charges

$$q_u = 1,35 \times G_v + 1,5 \times Q_v = 18,07 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = G_v + Q_v = 13,11 \text{ KN/ml}$$

Par la méthode de RDM on trouve :

## Calcul des moments à L'ELU et L'ELS :

$$M_u = - \left[ \frac{18,07 \times 0,75^2}{2} \right] = -5,08 \text{ KN.m}$$

$$M_s = - \left[ \frac{13,11 \times 0,75^2}{2} \right] = -3,69 \text{ KN.m}$$

## Calcul l'effort tranchant

$$V_u = R_C^U = 18,07 \times 0,75 = 13,55 \text{ KN}$$

$$V_s = R_C^S = 13,11 \times 0,75 = 9,83 \text{ KN}$$

**Ferraillage**

➤ **Ferraillage longitudinale**

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III.36** ferraillage de la volée 2 type 2 .

| Zone   | $\mu_{bu}$ | Alpha | Z (m) | $A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml) | $A_{min}$ (cm <sup>2</sup> /ml) | $A_{adoptée}$ (cm <sup>2</sup> /ml) | $S_t$ (cm) |
|--------|------------|-------|-------|---------------------------------|---------------------------------|-------------------------------------|------------|
| Travée | 0,016      | 0,020 | 0,148 | 0,98                            | 1,81                            | 4HA8=2,01                           | 25         |

➤ **Armatures de répartition**

$$A_r \geq \frac{A_t \text{ adopté}}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,502 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ soit } A_r = 3HA8/\text{ml} = 1,51 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ et } S_t = 33\text{cm}.$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{13,55 \times 10^{-3}}{1 \times 0,17} = 0,09 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_{bu}} = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPa} \text{ condition vérifiée.}$$

→ Pas de risque de cisaillement, donc on aura pas besoin des armateurs transversales.

➤ **Espacement des armatures**

Armatures principales :  $S_t = 25\text{cm} \leq \min(3 e, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$  .....condition vérifiée.

Armatures secondaires:  $S_t = 33\text{cm} \leq \min(4 e, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$ .....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 :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma_b} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$A_s = 2,01\text{cm}^2$ ;  $M_{ser} = 2,22\text{KN.m}$ ;  $y = 2,17\text{cm}$ ;  $I = 2189,1\text{cm}^4$ .

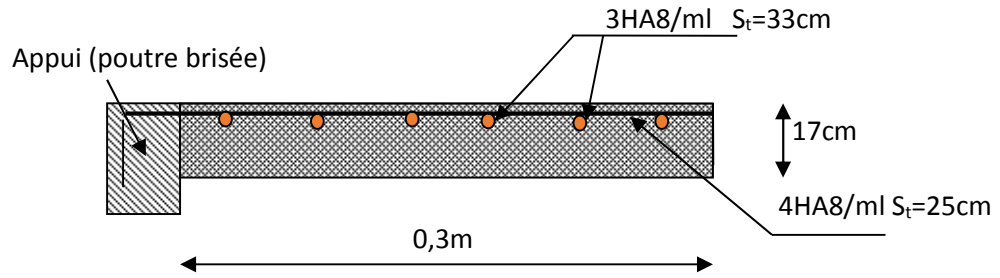
$$\sigma_{bc} = \frac{3,69 \times 2,72}{5217,4} \times 10^3 = 1,92 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

➤ **Vérification de la flèche**

- $\frac{h}{l_x} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{1}{20}\right) \Leftrightarrow \frac{0,17}{0,75} = 0,23 > 0,037 \Rightarrow \text{la condition vérifiée .}$
- $\frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{2,01}{100 \times 15} = 0,001 < 0,005 \Rightarrow \text{la condition vérifiée .}$

Les conditions de flèche est vérifiée donc sa sera pas nécessaire de vérifiée la flèche.

**Schéma de ferrailage**



**Figure III.28** Schéma de ferrailage de la volée 2 type 2

**Volée 3 :**

De la même méthode qu'on a calculé la volée 1 (la méthode RDM) :

**Tableau III.37** Ferrailage de la volée 3 type 2

| Position | M <sub>u</sub><br>(KN.m) | μ <sub>bu</sub> | Alpha | Z(m)  | A <sub>calculé</sub><br>(cm <sup>2</sup> /ml) | A <sub>min</sub><br>(cm <sup>2</sup> /ml) | A <sub>adopté</sub><br>(cm <sup>2</sup> /ml) | St<br>(cm) |
|----------|--------------------------|-----------------|-------|-------|---|---|--|------------|
| Travée   | 28,26                    | 0,087           | 0,116 | 0,143 | 5,68  | 1,81                                      | 4HA14 = 6,16                                 | 25         |
| Appui    | -16,62                   | 0,052           | 0,070 | 0,146 | 3,27  | 1,81                                      | 5HA10 = 3,93                                 | 20         |

❖ **Vérification de l'espacement :**

Armatures principales : S<sub>t</sub> = 25cm ≤ min (3 e, 33cm) = 33cm .....condition vérifiée.

Armatures secondaires: S<sub>t</sub> = 20cm ≤ min (4 e, 45cm) = 45cm.....condition vérifiée.

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

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{29,56 \times 10^{-3}}{1 \times 0,17} = 0,197 MPa \leq \overline{\tau_{bu}} = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 MPa \quad \text{condition vérifiée.}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**Calcul à l'ELS :**

$$P_s = (G+Q)$$

$$P_s = (9,74+2.5) = 11,94 \text{ KN/m}$$

$$M_s = 20,38 \text{ KN. m.}$$

❖ **Vérification de σ<sub>bc</sub>:**

$$y = 4,42 \text{ cm}$$

$$I=13221 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{20,38 \times 4,42}{13221} \times 10^3 = 6,81 MPa \leq \overline{\sigma_b} = 15 MPa \dots\dots\dots \text{vérifiée} \dots\dots\dots \text{Pas de risque de fissuration du béton.}$$

**Vérification de la flèche**

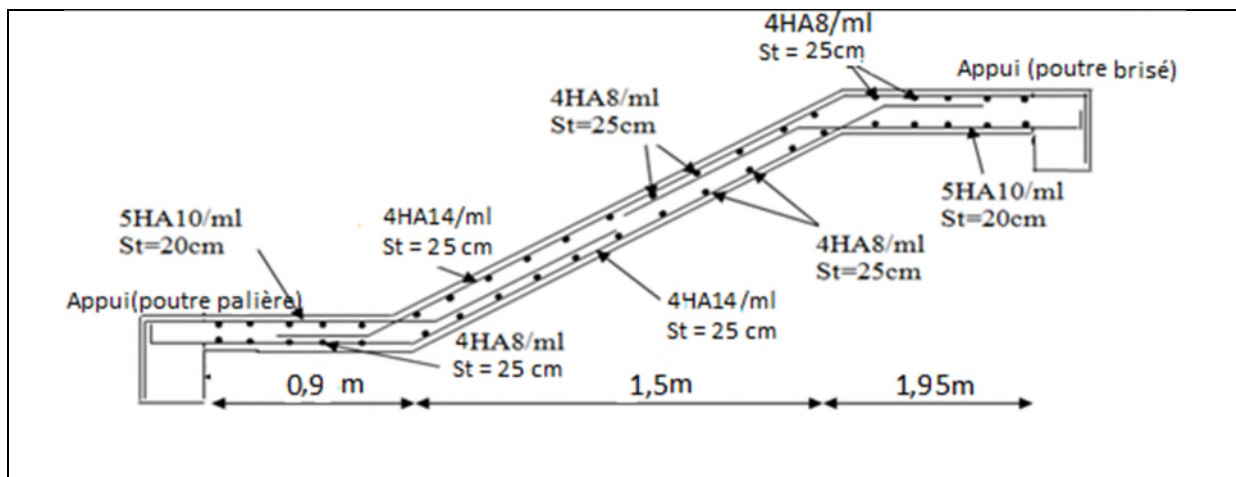
1.  $\frac{h}{l_x} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{1}{20}\right) \Leftrightarrow \frac{0,17}{4,35} = 0,039 > 0,05 \Rightarrow$  la condition non vérifiée .
2.  $\frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{6,16}{100 \times 10} = 0,006 > 0,005 \Rightarrow$  la condition non vérifiée .

Donc la vérification de la flèche est nécessaire.

❖ **Vérification de la flèche :**

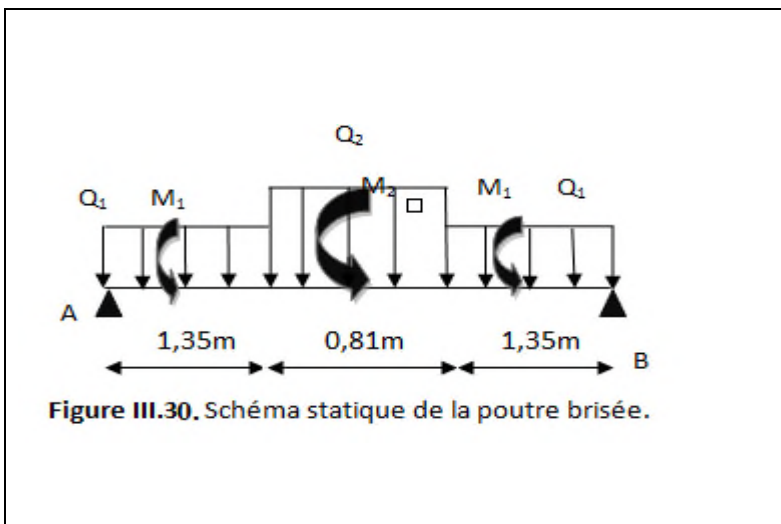
Après calcul on trouve :  $f = 1,81 \text{ mm} < 8,7 \text{ mm}$  donc c'est vérifiée

❖ **Schéma de ferrailage :**



**Figure III.29** Schéma de ferrailage volée 3 type 2

**III.6. Etude de la poutre brisée (30×30) :**



**Figure III.30.** Schéma statique de la poutre brisée.

L'étude de la poutre brisée se sera calculée en flexion et en torsion.

**Calcul à la flexion simple**

**1. Calcul des charges**

La poutre est soumise à son :

-Poids propre :



Partie horizontal :

$$P_h = 0,30 \times 0,30 \times 25 = 2,25 \text{ KN/ml}$$

Partie incliné :  $P_{inc} = \frac{2,25}{\cos 48} = 3,36 \text{ KN/m}$

**ELU :**

$$Q_1 = 1,35P_h + R_A^U ; Q_2 = 1,35P_{inc} + R_C^U.$$

**ELS :**

$$Q_1 = P_h + R_A^S ; Q_2 = P_{inc} + R_C^S.$$

Avec :  $\begin{cases} R_B^U = 29,9 \text{ KN/ml} \text{ la réaction d'appui de la 1ère volée à l'ELU.} \\ R_C^U = 13,55 \text{ KN/ml} \text{ la réaction d'appui de la console à l'ELU.} \end{cases}$

$$\begin{cases} R_B^S = 21,54 \text{ KN/ml} \text{ la réaction d'appui de la 1ère volée à l'ELS.} \\ R_C^S = 9,83 \text{ KN/ml} \text{ la réaction d'appui de la console à l'ELS.} \end{cases}$$

Donc :  $\begin{cases} Q_1^U = 32,94 \text{ KN/m} & Q_1^S = 23,79 \text{ KN/m} \\ Q_2^U = 18,09 \text{ KN/m} & Q_2^S = 13,19 \text{ KN/m} \end{cases}$

On utilise la méthode de RDM on trouve :

## 2. Calcul de la réaction d'appui de la poutre brisée :

$$\text{ELU : } R_A^U = R_B^U = Q_1^U \times 1,35 + Q_2^U \times \frac{0,81}{2} = 51,79 \text{ KN}$$

$$\text{ELS : } R_A^S = R_B^S = Q_1^S \times 1,35 + Q_2^S \times \frac{0,81}{2} = 37,46 \text{ KN}$$

D'après le 2<sup>ème</sup> tronçon  $1,35 \text{ m} \leq x \leq 2,16 \text{ m}$

$$\frac{dM_z}{dx} = 0 \Rightarrow x = 1,75 \text{ m}$$

On trouve :  $M_0^U(1,75) = 41,38 \text{ KN.m}$  ;  $M_0^S(1,75) = 29,97 \text{ KN.m}$

## 3. Calcul des sollicitations 1

**ELU :**

**En travée :**  $M_t^U = 0,85 \times M_0^U = 35,17 \text{ KN.m}$

**En appuis :**  $M_a^U = -0,5 M_0^U = -20,69 \text{ KN.m}$

**ELS :**

**En travée :**  $M_t^S = 0,85 \times M_0^S = 25,47 \text{ KN.m}$

**En appuis :**  $M_a^S = -0,5 \times M_0^S = -14,98 \text{ KN.m}$

## Le ferrailage

Tableau III.38 Ferrailage de la poutre brisée.

| Zone   | M <sub>u</sub> (KNm) | μ <sub>bu</sub> | Alpha | Z(m) | A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> ) | A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> ) |
|--------|----------------------|-----------------|-------|------|-------------------------------------|-------------------------------------|
| Travée | 35,17                | 0,106           | 0,140 | 0,26 | 1,01                                | 3,82                                |
| Appui  | 20,69                | 0,062           | 0,080 | 0,27 | 1,01                                | 2,19                                |

## ➤ Vérification à l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{51,79 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,28} = 0,616 \text{ MPa.}$$

## • Calcul à la torsion :

Selon le BAEL91/99, la contrainte tangente de torsion est donnée par la formule  $\tau_t = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e}$

$\Omega = (b - e) \times (h - e)$  ; L'aire du contour tracé à mi-épaisseur des parois.

e : L'épaisseur de la paroi au point considéré.

$$\Omega = (b - e) \times (h - e)$$

$$e = \Phi / 6 = 30 / 6 = 5 \text{ cm} \Rightarrow \Omega = (30 - 5)(30 - 5) = 625 \text{ cm}^2$$

Tapez une équation ici.

Avec :  $M_{tor}^a = M_1 = 17,3 \text{ KN.m}$

M<sub>1</sub>: le moment de torsion en appui provoque sur la poutre brisée est transmis par la volée 1

$$M_{tor}^{max} = \frac{17,3 \times 3,51}{2} = 30,36 \text{ KN.m}$$

$$\tau_t = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{30,36 \times 10^{-3}}{2 \times 625 \times 10^{-4} \times 5 \times 10^{-2}} = 4,86 \text{ MPa}$$

$$\tau = \sqrt{\tau_u^2 + \tau_t^2} = \sqrt{(0,616)^2 + (4,86)^2} = 4,9 \text{ MPa} > \min(0,1f_{c28}, 3 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

## Remarque :

On redimensionne la section de la poutre brisée. Après les calculs nous avons obtenus une section nécessaire qui est : (b×h)=(35×45)cm<sup>2</sup>

En recalcul : e et Ω.

$$e = \frac{35}{6} = 5,83 \text{ cm} \rightarrow \Omega = (35 - 5,83) \times (45 - 5,83) = 1142,59 \text{ cm}^2$$

$$\tau_t = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{30,26 \times 10^{-3}}{2 \times 1142,59 \times 10^{-4} \times 5,83 \times 10^{-2}} = 2,27 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{51,79 \times 10^{-3}}{0,35 \times 0,45} = 0,329 \text{ MPa.}$$

$$\tau = \sqrt{\tau_u^2 + \tau_t^2} = \sqrt{(0,329)^2 + (2,27)^2} = 2,29 \text{ MPa} < \min(0,1f_{c28}, 3 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

### ➤ Le ferrailage

#### 1. Armatures longitudinales

La section d'armatures longitudinales est donnée par :

$$A_l = \frac{M_{tor} \times \mu \times \gamma_s}{2 \times f_e \times \Omega} \quad \text{avec : } \mu : \text{périmètre}$$

$$\mu = 2 \times [(b - e) + (h - e)] = 136,68 \text{ cm}$$

$$A_l = \frac{30,36 \times 10^{-1} \times 136,68 \times 1,15}{2 \times 400 \times 0,112459} = 5,30 \text{ cm}^2$$

#### 2. Armatures transversales

On opte  $St = 20 \text{ cm}$  en travée et  $St = 10 \text{ cm}$  en appui.

$$A_{tor}^t = \frac{M_{tor} \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} \Rightarrow \begin{cases} A_{tor}^t = 0,76 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{En travée.} \\ A_{tor}^a = 0,38 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{En appui.} \end{cases}$$

- **Condition de non fragilité** : sachant que  $b = 35 \text{ cm}$ ,  $d = 43 \text{ cm}$ .

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = 1,81 \text{ cm}^2 > A_t^{cal} \dots \text{on ferraille avec } A_{min}$$

### ➤ Ferrailage final de la poutre brisée

**En travée :**

$$A_t = A_t^f + A_t^T / 2 = 3,82 + 5,3 / 2 = 6,47 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit: } 6\text{HA}12 = 6,79 \text{ cm}^2$$

**En appuis :**

$$A_a = A_a^f + A_a^T / 2 = 2,19 + 5,3 / 2 = 4,84 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit: } 6\text{HA}12 = 6,79 \text{ cm}^2$$

**Armatures transversales à la flexion simple :**

Soit  $St = 20 \text{ cm}$

$$St < \min(0,9d; 40 \text{ cm})$$

$$A_t = \frac{0,4 * b * St}{f_e} = 0,7 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \frac{(\tau_u - 0,3f_{t28}) * b * St}{f_e} = -0,0245 \text{ cm}^2$$

Donc on prend :  $A_t = 0,7 \text{ cm}^2$

❖ Section d'armature transversale à prendre

$$A = 0,76 + 1,81 = 2,57 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{On choisit : } 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$$

➤ Vérifications à l'ELS :

**Tableau III.39** Vérifications des états limites de compression du béton de la poutre brisée

| 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) |
|-----------|-------------------------|--------|----------------------|-----------------------|--------------------------------------|
| En travée | 25,47                   | 10,80  | 47920                | 6,11                  | 15                                   |
| En appuis | 14,98                   | 9,16   | 42728                | 3,79                  | 15                                   |

➤ Vérification de la flèche

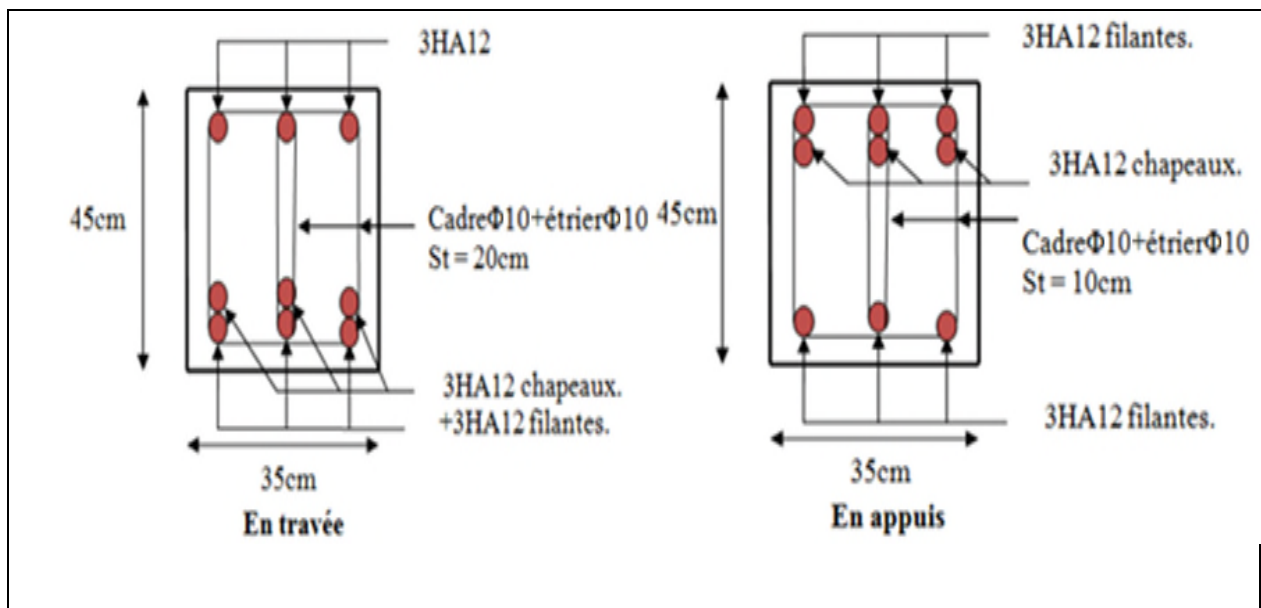
$$1. \frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 \times M_0}\right) \Leftrightarrow \frac{45}{351} = 0,130 > 0,062 \Rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

$$2. \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{6,47}{35 \times 43} = 0,004 < 0,0105 \Rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

$$3. L = 3,3\text{m} < 8\text{m} \text{ la condition est vérifiée.}$$

Les deux conditions sont satisfaites, donc n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

➤ Le schéma de ferrailage



**III.8. 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

Toutes les structures sont susceptibles d'être soumises pendant leur durée de vie à des chargements variables dans le temps. Ces actions peuvent être dues au vent, au séisme ou aux vibrations des machines, ce qui signifie que le calcul sous l'effet des chargements statiques paraît insuffisant, d'où la nécessité d'une étude dynamique qui nous permet de déterminer les caractéristiques dynamiques d'une structure afin de prévoir son comportement sous l'effet du séisme.

## IV.2 Méthodes de calcul

Les règles parasismiques algériennes (*RPA99/Version2003*) donnent deux méthodes de calcul :

1. Méthode statique équivalente.
2. Méthode dynamique :
  - La méthode d'analyse modale spectrale.
  - La méthode d'analyse paraccélérogrammes.

## IV.3 Méthode statique équivalente

Le règlement parasismique Algérien permet sous certaines conditions (4.2 du RPA 99/2003) de calculer la structure par une méthode pseudo dynamique qui consiste à remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

### IV.3.1 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 (moyenne importance)
- zone sismique : IIa  $\Rightarrow A=0.15$

D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) 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 :  $\eta$  : Facteur de correction de l'amortissement, donnée par la formule suivant :

$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$  Avec  $\xi$  : Pourcentage d'amortissement critique donner par le Tableau 4.2 de

$$\text{RPA99/Version2003} \Rightarrow \xi = ((10+7)/2) = 8.5 \% \Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2+8.5}} = 0.816$$

T1 et T2: période caractéristique relative au sol, est donnée par le tableau 4.7(RPA99/version 2003)

$$\text{On a site ferme (S2) donc} \begin{cases} T1 = 0.15s \\ T2 = 0.4s \end{cases}$$

### ➤ 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 :**

$h_N$  : Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau  $h_N = 32,4m$ .

$C_T$  : 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,  $C_T = 0,05$ .

$$T = 0.05 \times (32,4)^{\frac{3}{4}} = 0.679s \dots \dots \dots (I)$$

$$\text{et } T_{x,y} = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{L_{x,y}}}$$

$L_{X,Y}$  : Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$L_x = 15,90m$  ; étant la dimension du bâtiment selon le sens x.

$L_y = 13,13m$  ; étant la dimension du bâtiment selon le sens y.

- Calcul de la période suivant l'axe longitudinal (x) :

$$T_x = \frac{0.09 \times 34,24}{\sqrt{31,1}} = 0,731s \dots \dots \dots (II)$$

Entre (I) et (II) on prend le minimum défavorable :  $T_x = 0,731s$

- Calcul de la période suivant l'axe transversal (y) :

$$T_y = \frac{0.09 \times 34,24}{\sqrt{16.25}} = 0,805s \dots \dots \dots (III)$$

Entre (I) et (III) on prend le minimum défavorable :  $T = 0,679s$

$$T_2 = 0.4s \leq T_{sx} \leq 3s \quad d'ou \quad 2.5 \times n \times \left(\frac{T_2}{T_{sx}}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times 0.816 \times \left(\frac{0.4}{0.731}\right)^{\frac{2}{3}} \quad donc : D_x = 1.36$$

$$T_2 = 0.4s \leq T_{sy} \leq 3s \quad d'ou \quad 2.5 \times n \times \left(\frac{T_2}{T_{sy}}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times 0.816 \times \left(\frac{0.4}{0.805}\right)^{\frac{2}{3}} \quad donc : D_y = 1.28$$

Q : facteur de qualité

$Q = 1 + \sum_{i=1}^6 p_q$  avec : Pq est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " 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    | oui                     | 0        | Non                     | 0.05     |
| 2) Redondance en plan                        | Non                     | 0.05     | Non                     | 0.05     |
| 3) Régularité en plan                        | Non                     | 0.05     | oui                     | 0,05     |
| 4) Régularité en élévation                   | oui                     | 0        | Non                     | 0.05     |
| 5) Contrôle de la qualité des matériaux      | Oui                     | 0        | Oui                     | 0        |
| 6) Contrôle de la qualité de la construction | Oui                     | 0        | Oui                     | 0        |

Ce qui donne :  $Q_x = 1.1$   
 $Q_y = 1.2$

R : Coefficient de comportement global de la structure, fonction du système de contreventement.il est donné dans le tableau 43 (RPA99/ Version 2003). (Dans ce projet on a un contreventement mixte  $\Rightarrow R=5$ )

W :poids total de la structure.

➤ Calcul du poids total de la structure

➤  $W = \sum_{i=1}^n W_i$  Avec  $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

➤  $\beta$  : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la charge d’exploitation

➤  $\beta = \begin{cases} 0.2 & \text{pour les étages à usage d'habitation.} \\ 0.3 & \text{pour les étages à usage commercial.} \end{cases}$  .....Tableau 4.5 du RPA99/ Version2003

**W<sub>Gi</sub>**: Poids dû aux charges permanentes et à celle des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

**W<sub>Qi</sub>**: charges d’exploitation.



A partir des résultats du logiciel **Robot 2011** on a trouvé :  $W_{\text{tot}} = 26313,94 \text{ KN}$ .

Après calcul de tous les paramètres on a la force sismique totale à la base de la structure est :

$$\text{sens X : } V_x = \frac{A \times D_x \times Q_x}{R} \times W = 1187,05 \text{ KN}$$

$$\text{sens Y : } V_y = \frac{A \times D_y \times Q_y}{R} \times W = 1218,14 \text{ KN}$$

#### IV.3.2 Méthode dynamique modale spectrale :

L'analyse dynamique se prête probablement mieux à une interprétation réelle du comportement d'un bâtiment soumis à des charges sismiques que le calcul statique prescrit par les codes. Elle servira surtout au calcul des structures dont la configuration est complexe ou non courante et pour laquelle la méthode statique équivalente reste insuffisante ou inacceptable ou autre non-conforme aux conditions exigées par le RPA 99/version 2003 pour un calcul statique équivalent.

Pour les structures symétriques, il faut envisager l'effet des charges sismiques séparément suivant les deux axes de symétrie, pour les cas non symétrique l'étude doit être menée pour les deux axes principaux séparément.

Par cette méthode, il est recherché, pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse du calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) \times \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-13)}$$

Ce spectre de réponse étant intégré dans le logiciel **Robot Structural Analysis 2011** avec lequel nous avons modélisé la structure, les données correspondantes à notre projet sont :

La zone IIa.

Groupe d'usage 2.

Facteur de qualité de la structure

$$q_x = 1,1$$

$$q_y = 1,2$$

Coefficient de comportement global de la structure  $R = 5$

Site ferme : S2.

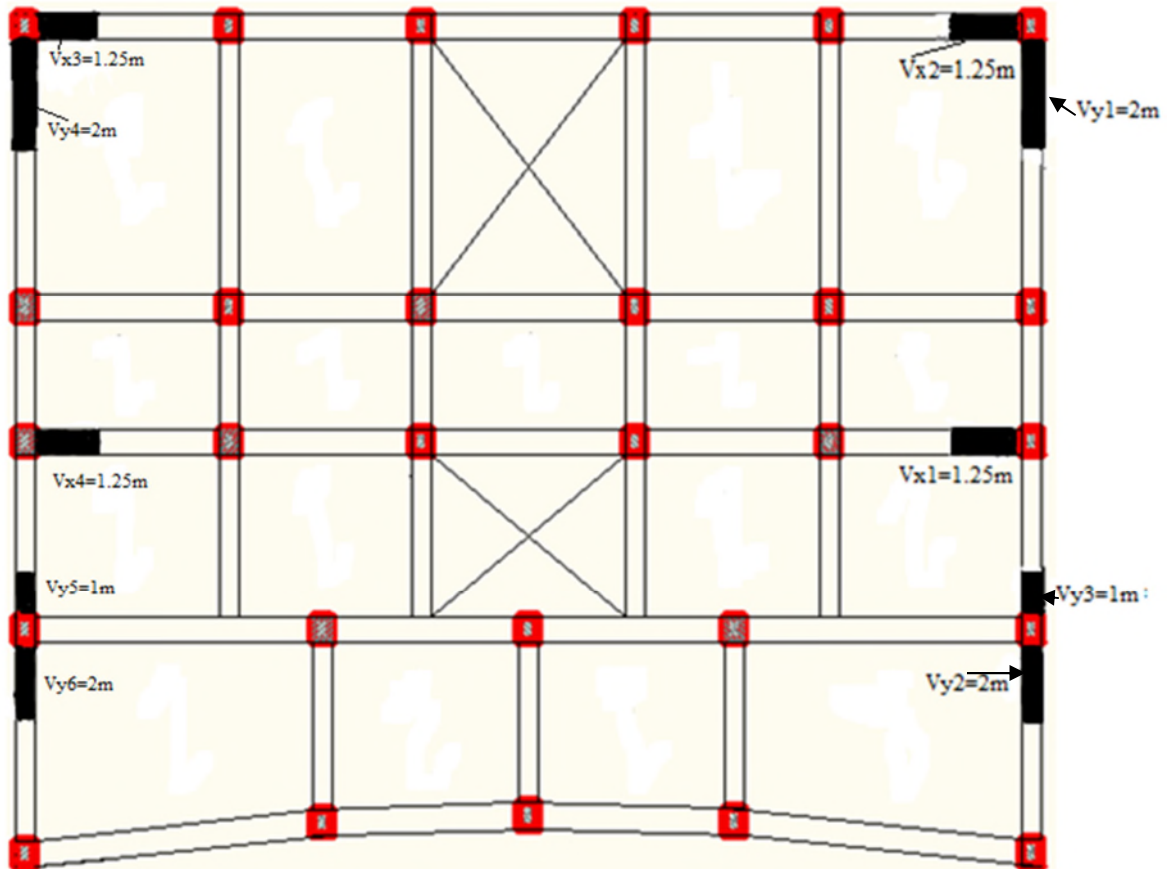
$$\varepsilon = 8,5\%$$

**IV .4 Interprétation des résultats de l’analyse dynamique:**

**IV .4.1 Disposition des voiles de contreventement:**

L’aspect architectural de notre structure présente une insuffisance d’emplacements des voiles, plusieurs dispositions ont été modélisées afin d’arriver à satisfaire toutes les exigences du RPA. On a dû augmenter les sections des poteaux (voir tableau IV.8.).

La disposition retenue est la suivante :



• **Figure IV.1** Disposition des voiles

**IV .4.2 Mode de vibration et taux de participation des masses :**

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

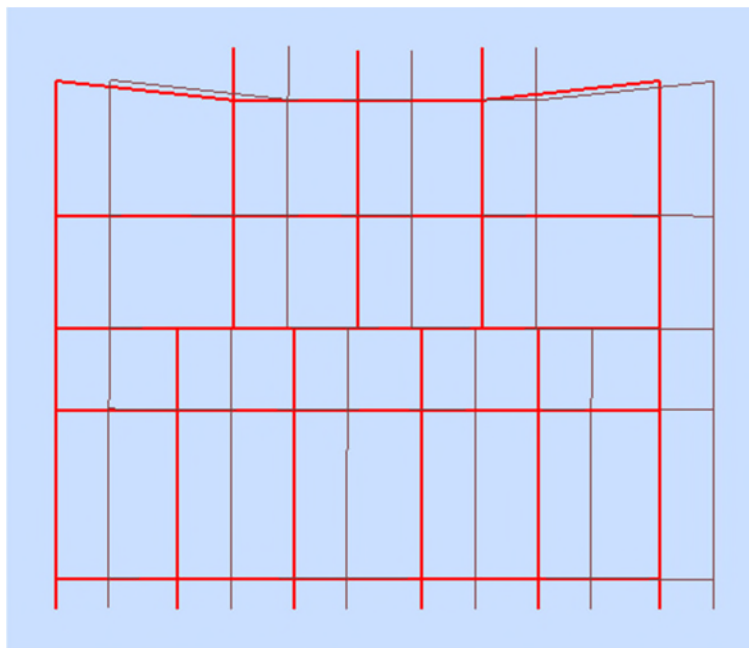
**Tableau IV.2** Mode de vibration et taux de participation des masses

| Modes | Période (s) | Masses cumulées Ux (%) | Masses cumulées Uy (%) | Masses modale Ux (%) | Masses modale Uy (%) | Masse totale (ton) |
|-------|-------------|------------------------|------------------------|----------------------|----------------------|--------------------|
| 1     | 0.50        | 65.56                  | 0.00                   | 65.56                | 0.00                 | 2631394.04         |
| 2     | 0.49        | 65.56                  | 58.03                  | 0.00                 | 58.03                | 2631394.04         |
| 3     | 0.40        | 65.68                  | 58.08                  | 0.12                 | 0.05                 | 2631394.04         |
| 4     | 0.18        | 65.77                  | 67.24                  | 0.09                 | 9.16                 | 2631394.04         |
| 5     | 0.18        | 76.60                  | 67.31                  | 10.83                | 0.07                 | 2631394.04         |

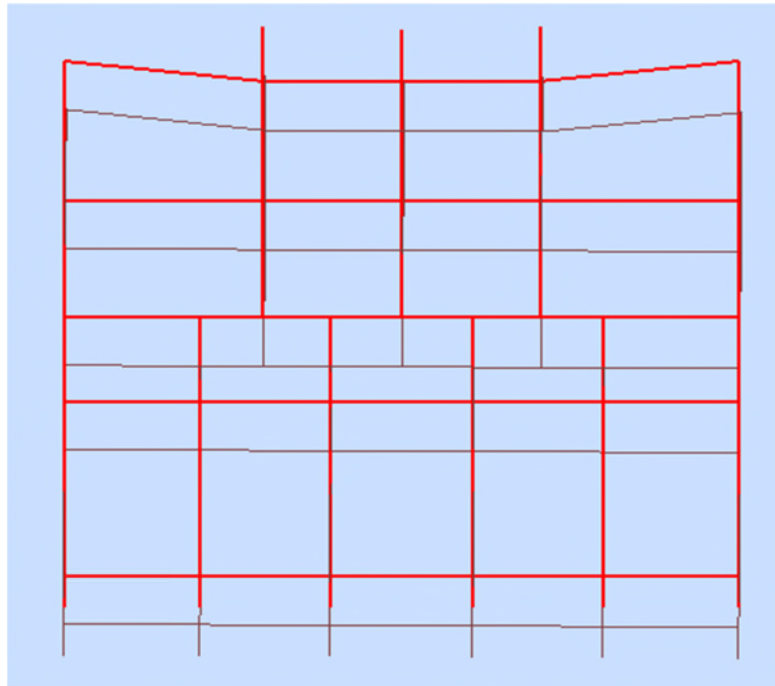
|           |      |       |       |      |       |            |
|-----------|------|-------|-------|------|-------|------------|
| <b>6</b>  | 0.15 | 76.60 | 67.31 | 0.00 | 0.00  | 2631394.04 |
| <b>7</b>  | 0.11 | 82.11 | 67.31 | 5.51 | 0.00  | 2631394.04 |
| <b>8</b>  | 0.11 | 82.11 | 72.98 | 0.00 | 5.67  | 2631394.04 |
| <b>9</b>  | 0.09 | 83.20 | 72.98 | 1.09 | 0.00  | 2631394.04 |
| <b>10</b> | 0.08 | 87.40 | 72.98 | 4.20 | 0.00  | 2631394.04 |
| <b>11</b> | 0.07 | 87.40 | 75.89 | 0.00 | 2.91  | 2631394.04 |
| <b>12</b> | 0.06 | 92.01 | 75.90 | 4.61 | 0.00  | 2631394.04 |
| <b>19</b> | 0.04 | 95.37 | 82.52 | 0.69 | 0.00  | 2631394.04 |
| <b>20</b> | 0.04 | 95.38 | 83.79 | 0.01 | 1.27  | 2631394.04 |
| <b>21</b> | 0.04 | 95.38 | 95.19 | 0.00 | 11.40 | 2631394.04 |

**NB :** d'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, on voit bien que le taux de participation massique selon l'axe x atteint les 90% au bout du 12<sup>ème</sup> mode, et selon l'axe y au bout du 21<sup>ème</sup> mode.

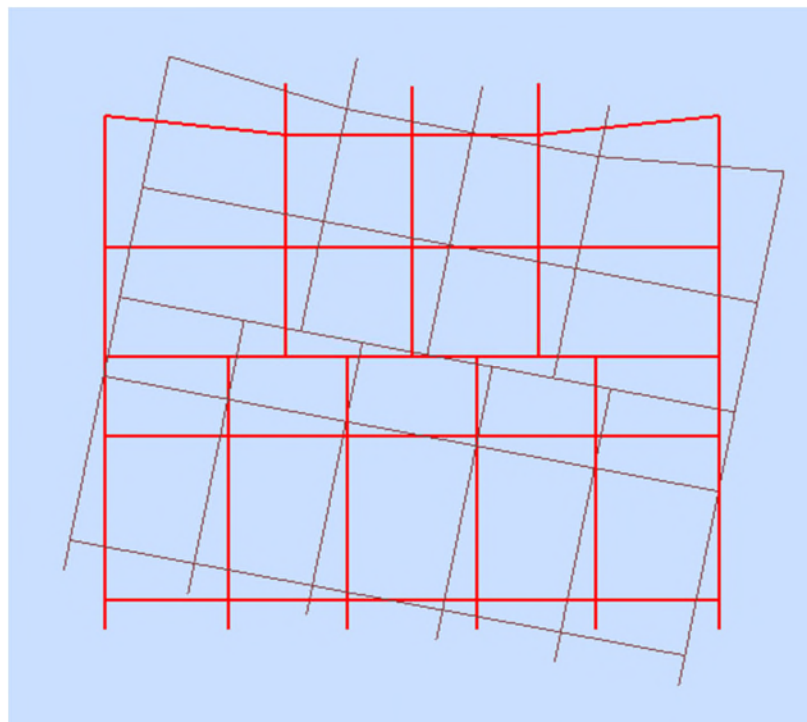
#### IV .4.3Analyse du comportement de la structure :



**Figure IV.2** 1<sup>er</sup> mode de déformation (translation suivant x-x)



**Figure IV.3** 2ème mode de déformation (translation suivant y-y)



**Figure IV.4** 3ème mode de déformation (rotation suivant z-z)

#### **IV.4.4 Vérification de la résultante des forces sismiques :**

Selon l'article 4.3.6 du l'RPA99, la résultante des forces sismiques à la base  $V_{dyn}$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V_{st}$ .

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.3 Vérification de la résultante des forces sismiques

| Sens     | V <sub>dyn</sub> (KN) | 0.8*V <sub>st</sub> (KN) | Observation |
|----------|-----------------------|--------------------------|-------------|
| Sens X-X | 1436,10               | 949,64                   | Vérifiée    |
| Sens Y-Y | 1451,39               | 974,51                   | Vérifiée    |

#### IV .4.5 Justification de l'interaction voile-portique :

Les tableaux (IV.2.) et (IV.3.) illustrent respectivement la justification de l'interaction sous charges horizontales et verticales. L'article (3.4.A.4.a) du RPA99/version2003 stipule que pour les constructions à contreventement mixte, les voiles doivent reprendre au plus **20%** des sollicitations dues aux charges verticales. Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques qui doivent reprendre au moins **25%** de l'effort tranchant d'étage.

##### IV .4.5.1 Sous charges verticales :

- Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques : 
$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\%$$
- Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles : 
$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\%$$

Tableau IV.4 Interactions sous charges verticales

| Niveaux                 | Charges reprises en (KN) |         |         | Pourcentages repris (%) |        |
|-------------------------|--------------------------|---------|---------|-------------------------|--------|
|                         | Portiques                | Voiles  | Total   | Portiques               | Voiles |
| Entre sol 2             | 13733,47                 | 3061,68 | 16795,1 | 81,77                   | 18,23  |
| Entre sol 1             | 11627,96                 | 2670,06 | 14298   | 81,33                   | 18,67  |
| RDC                     | 15922,21                 | 3885,8  | 19808,1 | 80,38                   | 19,62  |
| Etage 1                 | 13272,19                 | 3520,11 | 16792,3 | 79,04                   | 20,96  |
| Etage 2                 | 10868,8                  | 2990,9  | 13859,7 | 78,42                   | 21,58  |
| Etage 3                 | 8467,2                   | 2527,11 | 10994,3 | 77,01                   | 22,99  |
| Etage 4                 | 6246,94                  | 1953,9  | 8200,9  | 76,17                   | 23,83  |
| Etage 5                 | 4119,9                   | 1420,3  | 5540,21 | 74,36                   | 25,64  |
| Etage 6                 | 2355,1                   | 797,13  | 3152,27 | 74,71                   | 25,29  |
| Etage 7                 | 1608,3                   | 405,34  | 2013,63 | 79,87                   | 20,13  |
| 2 <sup>ème</sup> duplex | 518,83                   | 219,26  | 738,09  | 70,29                   | 29,71  |

**NB :** D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, on voit bien que le système de contreventement voiles-portiques est justifiée verticalement dans les trois premiers étages mais la contrainte architecturale ne nous permet pas de disposer les voiles convenablement pour que le système soit justifié dans le reste des étages.

##### IV .4.5.2 Sous charges horizontales :

- Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques : 
$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\%$$
- Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles : 
$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\%$$

Les résultats de l'interaction sous charges horizontales sont présentés dans les tableaux suivants :

**Tableau IV.5** Interactions sous charges horizontales dans le sens (x-x)

| Niveaux                 | Charges reprises en (KN) |        |         | Pourcentages repris (%) |        |
|-------------------------|--------------------------|--------|---------|-------------------------|--------|
|                         | Portiques                | Voiles | Total   | Portiques               | Voiles |
| Entre sol 2             | 156,56                   | 86,54  | 243,1   | 64,4                    | 35,60  |
| Entre sol 1             | 71,15                    | 21,95  | 93,1    | 76,42                   | 23,58  |
| RDC                     | 1184,71                  | 145,3  | 1330,01 | 89,08                   | 10,92  |
| Etage 1                 | 846,45                   | 375,27 | 1221,72 | 69,28                   | 30,72  |
| Etage 2                 | 908,46                   | 222,73 | 1131,19 | 80,31                   | 19,69  |
| Etage 3                 | 761,58                   | 218,08 | 979,66  | 77,74                   | 22,26  |
| Etage 4                 | 681,25                   | 140,92 | 822,17  | 82,86                   | 17,14  |
| Etage 5                 | 486,99                   | 155,54 | 642,53  | 75,79                   | 24,21  |
| Etage 6                 | 372,36                   | 53,17  | 425,53  | 87,5                    | 12,5   |
| Etage 7                 | 193,68                   | 43,38  | 237,06  | 81,70                   | 18,30  |
| 2 <sup>ème</sup> duplex | 113,7                    | 12,44  | 126,14  | 90,14                   | 9,86   |

**NB** : le système est justifié horizontalement selon xx mais le pourcentage repris des portiques est plus élevé par rapport à celui des voiles car la contrainte architecturale ne nous permet pas de disposer les voiles convenablement.

**Tableau IV.6** Interactions sous charges horizontales dans le sens (y-y)

| Niveaux                 | Charges reprises en (KN) |        |         | Pourcentages repris (%) |        |
|-------------------------|--------------------------|--------|---------|-------------------------|--------|
|                         | Portiques                | Voiles | Total   | Portiques               | Voiles |
| Entre sol 2             | 155,32                   | 195,78 | 351,1   | 44,24                   | 55,76  |
| Entre sol 1             | 141,18                   | 113,14 | 254,32  | 55,51                   | 44,49  |
| RDC                     | 536,45                   | 693    | 1229,45 | 43,63                   | 56,37  |
| Etage 1                 | 546,94                   | 612,54 | 1159,48 | 47,17                   | 52,83  |
| Etage 2                 | 565,67                   | 564,19 | 1129,86 | 50,07                   | 49,93  |
| Etage 3                 | 524,28                   | 431,49 | 955,77  | 54,85                   | 45,15  |
| Etage 4                 | 499,48                   | 314,07 | 813,55  | 61,4                    | 38,6   |
| Etage 5                 | 378,87                   | 247,23 | 626,1   | 60,51                   | 39,49  |
| Etage 6                 | 276,98                   | 127,06 | 406,04  | 68,21                   | 31,79  |
| Etage 7                 | 198,07                   | 71,95  | 270,02  | 73,35                   | 26,65  |
| 2 <sup>ème</sup> duplex | 104,84                   | 21,81  | 126,65  | 82,78                   | 17,22  |

**NB** : Le système est justifié selon y-y mais comme notre structure n'est pas régulière en élévation donc le nombre des voiles se diminue dans les derniers étages ce qui explique le pourcentage repris élevé des portiques par rapport aux voiles dans les derniers étages.

#### IV.4.6 Vérification de l'effort normal réduit :

Dans le but d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. Le RPA99 (7.4.3.1) exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est

limité par la condition suivante :  $N_{rd} = \frac{N}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$

Avec :

$N_d$  : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

$B_c$  : Aire (section brute) de cette dernière.

$f_{cj}$  : Résistance caractéristique du béton = 25 MPa.

**Tableau IV.7** Vérification de l'effort normal réduit

| Niveaux                 | La section adoptée (cm <sup>2</sup> ) |        |                         | N (KN)  | N <sub>rd</sub> | Observation |
|-------------------------|---------------------------------------|--------|-------------------------|---------|-----------------|-------------|
|                         | b (cm)                                | h (cm) | aire (cm <sup>2</sup> ) |         |                 |             |
| Entre sol 2             | 60                                    | 65     | 3900                    | 1397,01 | 0,143           | Vérifiée    |
| Entre sol 1             | 60                                    | 65     | 3900                    | 1309,38 | 0,134           | Vérifiée    |
| RDC                     | 60                                    | 65     | 3900                    | 1217,68 | 0,1300          | Vérifiée    |
| Etage 1                 | 55                                    | 60     | 3300                    | 1118,42 | 0,136           | Vérifiée    |
| Etage 2                 | 55                                    | 60     | 3300                    | 955,51  | 0,116           | Vérifiée    |
| Etage 3                 | 50                                    | 55     | 2750                    | 789,24  | 0,115           | Vérifiée    |
| Etage 4                 | 50                                    | 55     | 2750                    | 627,92  | 0,091           | Vérifiée    |
| Etage 5                 | 45                                    | 50     | 2250                    | 473,50  | 0,084           | Vérifiée    |
| Etage 6                 | 45                                    | 50     | 2250                    | 331,79  | 0,059           | Vérifiée    |
| Etage 7                 | 40                                    | 45     | 1800                    | 218,77  | 0,049           | Vérifiée    |
| 2 <sup>ème</sup> duplex | 40                                    | 45     | 1800                    | 94,71   | 0,021           | Vérifiée    |

#### IV.4.7 Vérification des déplacements:

Selon le RPA99 (Art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage. Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta K = \delta K - \delta K_{-1}$$

$$\delta K = R \times \delta e K$$

Avec :

$\delta K$ : déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par le RPA99/2003 (Art4.43).

$\delta e K$ : déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement (R=5).

Les résultats sont résumés dans les tableaux ci- après :

Tableau IV.8 Vérification des déplacements relatifs (x-x)

| Niveaux                 | $\delta e_K$<br>(cm) | $\delta K$<br>(cm) | $\delta K-1$<br>(cm) | $\Delta K$<br>(cm) | $h_k$<br>(cm) | $\Delta k/h_k$<br>(%) | Observation |
|-------------------------|----------------------|--------------------|----------------------|--------------------|---------------|-----------------------|-------------|
| Entre sol 2             | 0                    | 0                  | 0                    | 0.00               | 360.0         | 0.000                 | vérifiée    |
| Entre sol 1             | 0                    | 0                  | 0                    | 0.00               | 288.0         | 0.000                 | vérifiée    |
| RDC                     | 0                    | 0                  | 0                    | 0.00               | 288.0         | 0.000                 | vérifiée    |
| Etage 1                 | 0.1                  | 0.5                | 0                    | 0.50               | 288.0         | 0.174                 | vérifiée    |
| Etage 2                 | 0.2                  | 1                  | 0.5                  | 0.50               | 288.0         | 0.174                 | vérifiée    |
| Etage 3                 | 0.3                  | 1.5                | 1                    | 0.50               | 288.0         | 0.174                 | vérifiée    |
| Etage 4                 | 0.4                  | 2                  | 1.5                  | 0.50               | 288.0         | 0.174                 | vérifiée    |
| Etage 5                 | 0.5                  | 2.5                | 2                    | 0.50               | 288.0         | 0.174                 | vérifiée    |
| Etage 6                 | 0.6                  | 0                  | 2.5                  | 0.50               | 288.0         | 0.174                 | vérifiée    |
| Etage 7                 | 0.6                  | 0                  | 0                    | 0.00               | 288.0         | 0.000                 | vérifiée    |
| 2 <sup>ème</sup> duplex | 0.70                 | 0                  | 0                    | 0.00               | 288.0         | 0.000                 | vérifiée    |

Tableau IV.9 Vérification des déplacements relatifs (y-y)

| Niveaux                 | $\delta e_K$<br>(cm) | $\delta K$<br>(cm) | $\delta K-1$<br>(cm) | $\Delta K$<br>(cm) | $h_k$<br>(cm) | $\Delta k/h_k$<br>(%) | Observation     |
|-------------------------|----------------------|--------------------|----------------------|--------------------|---------------|-----------------------|-----------------|
| Entre sol 2             | 0                    | 0                  | 0                    | 0.00               | 360.0         | 0.000                 | <i>vérifiée</i> |
| Entre sol 1             | 0                    | 0                  | 0                    | 0.00               | 288.0         | 0.000                 | <i>vérifiée</i> |
| RDC                     | 0                    | 0                  | 0                    | 0.00               | 288.0         | 0.000                 | <i>vérifiée</i> |
| Etage 1                 | 0.1                  | 0.25               | 0                    | 0.25               | 288.0         | 0.087                 | <i>vérifiée</i> |
| Etage 2                 | 0.2                  | 0.5                | 0.25                 | 0.25               | 288.0         | 0.087                 | <i>vérifiée</i> |
| Etage 3                 | 0.3                  | 0.75               | 0.5                  | 0.25               | 288.0         | 0.087                 | <i>vérifiée</i> |
| Etage 4                 | 0.4                  | 1                  | 0.75                 | 0.25               | 288.0         | 0.087                 | <i>vérifiée</i> |
| Etage 5                 | 0.5                  | 1.25               | 1                    | 0.25               | 288.0         | 0.087                 | <i>vérifiée</i> |
| Etage 6                 | 0.6                  | 0                  | 1                    | 0.25               | 288.0         | 0.087                 | <i>vérifiée</i> |
| Etage 7                 | 0.7                  | 0                  | 0                    | 0.00               | 288.0         | 0.000                 | <i>vérifiée</i> |
| 2 <sup>ème</sup> duplex | 0.8                  | 0                  | 0                    | 0.00               | 288.0         | 0.000                 | <i>vérifiée</i> |

#### IV .4.8 Vérification de l'effet P-Delta:

Les effets du 2<sup>ème</sup> ordre (ou effet P- $\Delta$ ) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. D'après RPA99/2003 (article 5.9) ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0,1$$

$P_k$  : poids total de la structure et des charges d'exploitation associés au-dessus du niveau "k",

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{gi} + \beta W_{qi})$$

$V_k$  : effort tranchant d'étage au niveau "k".

$\Delta_k$ : déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1".



$h_k$ : hauteur de l'étage "k".

Si  $0.10 < \theta_k < 0.20$  : les effets P- $\Delta$  peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1<sup>er</sup> ordre par le facteur :  $\frac{1}{(1-\theta_k)}$

Si  $\theta_k > 0.20$  : La structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Dans notre cas la condition  $\theta \leq 0.1$  est satisfaite, d'où les effets de second ordre ou effet P- $\Delta$  peuvent être négligés.

Les résultats sont résumés dans les tableaux ci- après :

**Tableau IV.10** Vérification des effets P- $\Delta$ (x-x)

| Niveaux                 | $h_k$<br>(cm) | $P_k$<br>(KN) | $\Delta_k$<br>(cm) | $V_k$<br>(KN) | $\theta$ | Observation     |
|-------------------------|---------------|---------------|--------------------|---------------|----------|-----------------|
| Entre sol 2             | 360.0         | 16795.15      | 0.00               | 16795.15      | 0.000    | <i>vérifiée</i> |
| Entre sol 1             | 288.0         | 14298.04      | 0.00               | 14298.04      | 0.000    | <i>vérifiée</i> |
| RDC                     | 288.0         | 19808.05      | 0.00               | 19808.05      | 0.000    | <i>vérifiée</i> |
| Etage 1                 | 288.0         | 16792.3       | 0.50               | 16792.8       | 0.002    | <i>vérifiée</i> |
| Etage 2                 | 288.0         | 13859.71      | 0.50               | 13860.21      | 0.002    | <i>vérifiée</i> |
| Etage 3                 | 288.0         | 10994.31      | 0.50               | 10994.81      | 0.002    | <i>vérifiée</i> |
| Etage 4                 | 288.0         | 8200.9        | 0.50               | 8201.4        | 0.002    | <i>vérifiée</i> |
| Etage 5                 | 288.0         | 5540.21       | 0.50               | 5540.71       | 0.002    | <i>vérifiée</i> |
| Etage 6                 | 288.0         | 3152.27       | 0.50               | 3149.77       | 0.002    | <i>vérifiée</i> |
| Etage 7                 | 288.0         | 2013.63       | 0.00               | 2013.63       | 0.000    | <i>vérifiée</i> |
| 2 <sup>ème</sup> duplex | 288.0         | 738.09        | 0                  | 738.09        | 0.000    | <i>vérifiée</i> |

**Tableau IV.11** Vérification des effets P- $\Delta$  (y-y)

| Niveaux     | $h_k$<br>(cm) | $P_k$<br>(KN) | $\Delta_k$<br>(cm) | $V_k$<br>(KN) | $\theta$ | Observation     |
|-------------|---------------|---------------|--------------------|---------------|----------|-----------------|
| Entre sol 2 | 360.0         | 16795.15      | 0.00               | 16795.15      | 0.000    | <i>vérifiée</i> |
| Entre sol 1 | 288.0         | 14298.04      | 0.00               | 14298.04      | 0.000    | <i>vérifiée</i> |
| RDC         | 288.0         | 19808.05      | 0.00               | 19808.05      | 0.000    | <i>vérifiée</i> |
| Etage 1     | 288.0         | 16792.3       | 0.25               | 16792.55      | 0.001    | <i>vérifiée</i> |
| Etage 2     | 288.0         | 13859.71      | 0.25               | 13859.96      | 0.001    | <i>vérifiée</i> |
| Etage 3     | 288.0         | 10994.31      | 0.25               | 10994.56      | 0.001    | <i>vérifiée</i> |
| Etage 4     | 288.0         | 8200.9        | 0.25               | 8201.15       | 0.001    | <i>vérifiée</i> |
| Etage 5     | 288.0         | 5540.21       | 0.25               | 5540.46       | 0.001    | <i>vérifiée</i> |
| Etage 6     | 288.0         | 3152.27       | 0.25               | 3151.02       | 0.001    | <i>vérifiée</i> |
| Etage 7     | 288.0         | 2013.63       | 0.00               | 2013.63       | 0.000    | <i>Vérifiée</i> |
| Etage 8     | 288.0         | 738.09        | 0                  | 738.09        | 0.000    | <i>Vérifiée</i> |

**IV.5 Conclusion :**

La modélisation de notre structure, en utilisant le logiciel Robot Structurale Analysis, nous a permis de faire un calcul tridimensionnel et dynamique dans le but de faciliter les calculs, et d'avoir une meilleure approche du comportement réel de la structure et un gain de temps très important dans l'analyse de la structure.

Ainsi que la vérification à la foi des conditions de RPA 99/2003 nous a poussés de faire un redimensionnement des éléments structuraux.

A la fin on a opté pour les démentions suivantes :

**Poutre principale (35×45) cm<sup>2</sup>; Poutre secondaire (35×40) cm<sup>2</sup>**

**Poteaux de l'entre sol 2 et 1 et RDC (60×65) cm<sup>2</sup>**

**Poteaux de 1<sup>er</sup> et 2<sup>eme</sup> étage (55×60) cm<sup>2</sup>**

**Poteaux de 3<sup>eme</sup> et 4<sup>eme</sup> étage (50×55) cm<sup>2</sup>**

**Poteaux de 5<sup>eme</sup> et 6<sup>eme</sup> étage (45×50) cm<sup>2</sup>**

**Poteaux de 7<sup>eme</sup> étage et 2<sup>eme</sup> duplex (40×45) cm<sup>2</sup>**



# **CHAPITRE V**

**Etude des éléments structuraux**

## V.1 Introduction

Une construction résiste aux séismes grâce à ces éléments principaux porteurs. Pour cela ces éléments doivent être suffisamment dimensionnés et ferrailés, de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre toutes les sollicitations.

## V.2 Etude des poutres

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant, le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales, les poutres secondaires. Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel **AUTODESK ROBOT**. Combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le RPA99/2003 suivantes :

$$\begin{array}{ll} *1.35G + 1.5Q & G + Q \\ *G + Q \pm E & 0.8G \pm E \end{array}$$

### 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  $90^\circ$ .

#### 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 :
  - $S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_1\right)$ . : dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires.
  - $S_t \leq \frac{h}{2}$  : en dehors de la zone nodale. Avec : h : La hauteur de la poutre
- La valeur du diamètre  $\phi_1$  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.

### Les sections minimales et maximales préconisée par le RPA99V2003

**Tableau V.1** Armatures 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> | 35×45                      | 7.875                               | 63                                  | 94.5                 |
| <i>Secondaire</i> | 35×40                      | 7                                   | 56                                  | 84                   |

**Calcul du ferrailage :****a. Les armatures longitudinales****Tableau V.2** Ferrailage des poutres principales et secondaires.

| Niveau                | Poutre | S (cm <sup>2</sup> ) | Local  | M(KN/m) | V (KN) | A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> ) | A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> ) | A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )    |
|-----------------------|--------|----------------------|--------|---------|--------|-------------------------------------|-------------------------------------|---|
| Etage courant         | PP     | 35x45                | Appuis | 213,72  | 236,61 | 7,87                                | 11,03                               | 4HA14 (filante) + 2HA20 (chapeau) = 12,44 |
|                       |        |                      | Travée | 145,01  |        |                                     | 9,6                                 | 3HA14 (filante) + 3HA16 (chapeau) = 10,18 |
|                       | PS     | 35x40                | Appuis | 90,41   | 111,04 | 7                                   | 6,3                                 | 3HA12 (filante) + 3HA14 (chapeau) = 8,01  |
|                       |        |                      | Travée | 77,14   |        |                                     | 5,4                                 | 3HA12 (filante) + 3HA14 (chapeau) = 8,01  |
| Terrasse inaccessible | PP     | 35x45                | Appuis | 53,63   | 72,64  | 7,87                                | 3,7                                 | 3HA12 (filante) + 3HA14 (chapeau) = 8,01  |
|                       |        |                      | Travée | 46,71   |        |                                     | 3,2                                 | 3HA12 (filante) + 3HA14 (chapeau) = 8,01  |
|                       | PS     | 35x40                | Appuis | 53,63   | 35,92  | 7                                   | 4,3                                 | 4HA12 (filante) + 2HA14 (chapeau) = 7,6   |
|                       |        |                      | Travée | 46,71   |        |                                     | 3,7                                 | 4HA12 (filante) + 2HA14 (chapeau) = 7,6   |

**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**

$$\phi_t \leq \min\left(1,2; \frac{45}{35}; \frac{35}{10}\right) \text{cm} = \min(1,2; 1,28; 3,5) \text{cm}$$

✓ **Poutres secondaires**

$$\phi \leq \min\left(1,2; \frac{40}{35}; \frac{35}{10}\right) \text{cm} = \min(1,2; 1,14; 3,5) \text{cm}$$

Donc on prend  $\phi_t = 8 \text{mm} \Rightarrow A_t = 4HA8 = 2,01 \text{cm}^2$  (un cadre et un étrier) Ø8.

➤ **Calcul des espacements des armatures transversales**

Selon le RPA99/version2003 (art 7.5.2.2).

- **Zone nodale** :  $S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{\min}; 30 \text{cm}\right)$ .

- Poutres principales :  $S_t \leq \text{Min}(11,25 \text{cm}; 14,4 \text{cm}; 30 \text{cm})$  Soit : **S<sub>t</sub>=10 cm**
- Poutres secondaires :  $S_t \leq \text{Min}(10 \text{cm}; 14,4 \text{cm}; 30 \text{cm})$  Soit : **S<sub>t</sub>=10 cm**

- **Zone courante** :  $S_t \leq \frac{h}{2}$

- Poutres principales :  $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{45}{2} = 22,5 \Rightarrow$  Soit : **S<sub>t</sub>=15cm**

- Poutres secondaires :  $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{40}{2} = 20 \Rightarrow$  Soit : **S<sub>t</sub>=15cm**

### 1) Vérifications des armatures transversales

\* Pour les poutres principales:

$$A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 35 = 1,575 \text{ cm}^2$$

\* Pour les poutres secondaires :

$$A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 35 = 1,575 \text{ cm}^2$$

$A_t = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{t \min} = 1,575 \text{ cm}^2$  condition vérifiée pour toutes les poutres.

### ❖ Vérification à l'ELU

#### 1) Condition de non fragilité

$$\begin{cases} A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,77 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Poutres principales.} \\ A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,56 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Poutres secondaires} \end{cases}$$

$A_{\min} < A_{\text{cal}}$  ; 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  $\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0,133 \times f_{c28}; 5 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$ .

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant:

**Tableau V.3** Vérification de l'effort tranchant.

| Poutres            | V <sub>u</sub> (KN) | τ <sub>u</sub> (MPa) | τ̄ <sub>u</sub> (MPa) | Vérification    |
|--------------------|---------------------|----------------------|-----------------------|-----------------|
| <i>Principales</i> | 236.61              | 1.6                  | 3,33                  | <i>Vérifiée</i> |
| <i>Secondaires</i> | 111,04              | 0,79                 | 3,33                  | <i>Vérifiée</i> |

D'après les résultats ; on déduit qu'il n'y a pas de cisaillement car  $\tau_{bu} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$ .

##### ▪ 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.4** Vérification au cisaillement.

| Poutres            | $A_l$<br>( $cm^2$ ) | $V_u$ (MN) | $M_a$ (MN.m) | $\frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$ ( $cm^2$ ) | $\frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d})$ ( $cm^2$ ) | Observation     |
|--------------------|---------------------|------------|--------------|--|---|-----------------|
| <b>Principales</b> | 14,33               | 0,236      | 0,214        | 6.78   | -9.49   | <b>Vérifiée</b> |
| <b>Secondaires</b> | 10,18               | 0,111      | 0,090        | 3,19   | -4,00   | <b>Vérifiée</b> |

### Vérification à l'ELS:

Etat limite de compression du béton :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I}y; \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15MPa$$

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

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

**Tableau. V.5** Vérification de l'état limite de compression du béton.

| Poutres            | Localis       | $M_{ser}$ (KN.m) | I (cm4)  | Y(cm) | $\sigma_{bc}$ (Mpa) | $\sigma_{adm}$ (Mpa) | Obser           |
|--------------------|---------------|------------------|----------|-------|---------------------|----------------------|-----------------|
| <b>Principales</b> | <b>Appui</b>  | 137,35           | 171010,9 | 16,86 | 13,54               | 15                   | <b>Vérifiée</b> |
|                    | <b>Travée</b> | 95,29            | 134791   | 14,82 | 10,48               | 15                   | <b>Vérifiée</b> |
| <b>Secondaires</b> | <b>Appui</b>  | 79,41            | 83611    | 12,44 | 11,81               | 15                   | <b>Vérifiée</b> |
|                    | <b>Travée</b> | 65,14            | 83611    | 12,44 | 9,67                | 15                   | <b>Vérifiée</b> |

Etat limite de déformation (évaluation de la flèche) :

D'après le **BAEL91** et le **CBA93** la vérification à la flèche est inutile si :

$$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{16} \quad \frac{h_t}{l} \geq \frac{M_t}{10.M_0} \text{ BAEL91 (Art B. 6.5)} \quad \frac{A_s}{b_0.d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

#### Poutres principales :

$$\frac{h}{L} = \frac{45}{435} = 0,103 > \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0,103 \geq \frac{M_t}{10.M_0} = \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b.d} = \frac{10,18}{35 \times 42} = 0,0069 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0,0105 \quad \text{Condition vérifiée}$$

#### Poutres secondaires :

$$\frac{h}{L} = \frac{45}{435} = 0,103 > \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0,103 \geq \frac{M_t}{10.M_0} = \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b.d} = \frac{8,01}{35 \times 37} = 0,0062 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \quad \text{Condition vérifiée}$$

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

• Exemple de ferrailage d'une poutre principale du RDC.

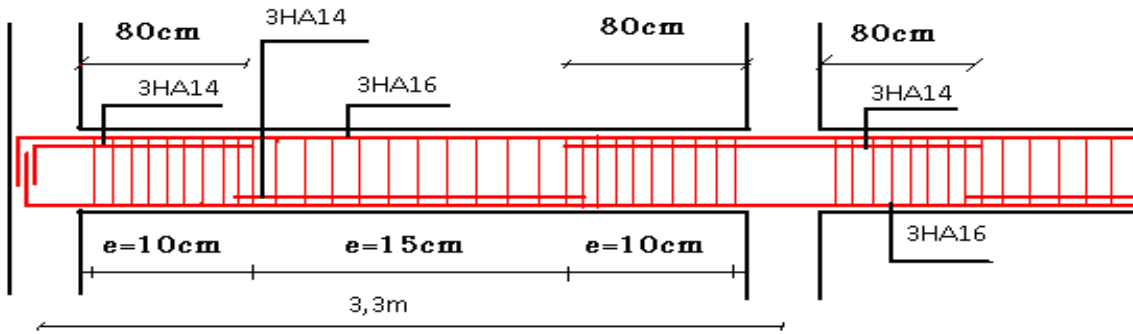


Figure V.1 Exemple de dispositions constructives de la poutre principale.

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 principale de RDC (35× 45)

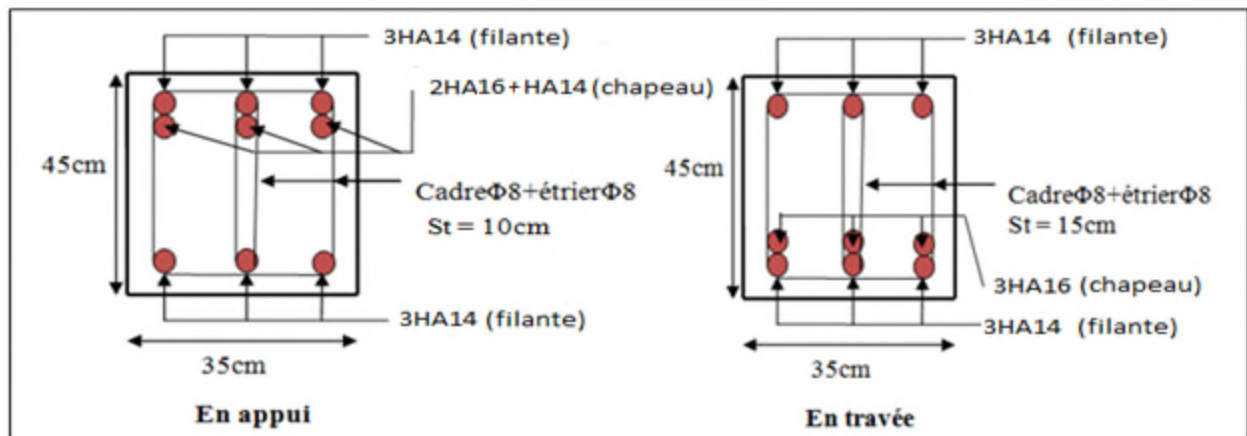


Figure V.2 Exemple de Schéma de ferrailage d'une poutre principale.

V.3 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 ferrailages se fait à la flexion composée selon les sollicitations les plus défavorables suivantes :

- Moment maximal et un effort normal correspondant ( $M_{max} \rightarrow N_{corr}$ )
- Effort normal maximal avec le moment correspondant ( $N_{max} \rightarrow M_{corr}$ )
- Effort normal minimal avec le moment correspondant ( $N_{min} \rightarrow M_{corr}$ )

Les combinaisons utilisées pour déterminées ces sollicitations sont :



$$\begin{aligned}
 & * 1.35G + 1.5Q \quad ; \quad * G + Q \\
 & * G + Q \pm E \quad ; \quad * 0.8G \pm E
 \end{aligned}$$

**Recommandations du RPA99.V2003**

**1. Les armatures longitudinales :**

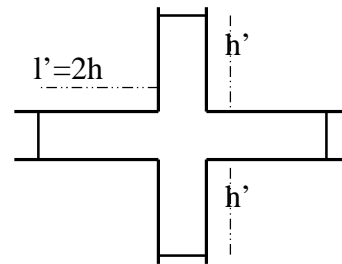
- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal sera de :  $0.8 \% \times b_1 \times h_1$  en zone II.
- Leur pourcentage maximal sera de :
  - 4 % en zone courante.
  - 6 % en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12mm.
- 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.3).

$$h' = \text{Max} \left( \frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right)$$

$$l' = 2 \times h$$

$h_e$  : La hauteur d'étage.

$b_1, h_1$  : Dimensions de la section transversale du poteau.



**Figure V.3** Zone nodale.

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du RPA99 sont apportées dans le tableau suivant :

**Tableau V.6** 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>ES2 et ES1 et RDC</i>                         | 60×65                                | 31,2                                    | 156                                     | 234                  |
| <i>1<sup>er</sup> et 2<sup>ème</sup> étages</i>  | 55×60                                | 26.4                                    | 132                                     | 198                  |
| <i>3<sup>ème</sup> et 4<sup>ème</sup> étages</i> | 50×55                                | 22                                      | 110                                     | 165                  |
| <i>5<sup>ème</sup> et 6<sup>ème</sup> étages</i> | 45×50                                | 18                                      | 90                                      | 135                  |
| <i>7<sup>ème</sup> et 2<sup>ème</sup> duplex</i> | 40×45                                | 14,4                                    | 72                                      | 108                  |

**2. Les armatures transversales**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e} \text{ RPA99/version2003 (Art 7.4.2)}$$

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'élanement géométrique " $\lambda_g$ " dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire

$t$  : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminé dans la formule précédente.

Par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit 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.

$\lambda_g$  : est l'élanement 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  $135^\circ$  ayant une longueur droite de  $10\phi_{\min}$

### Sollicitations dans les poteaux

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel **AUTODESK ROBOT**, les résultats sont résumés dans les tableaux ci-après

**Tableau V.7** Les sollicitations dans les poteaux.

| Section      | $N_{max} \longrightarrow M_{cor}$ |         | $N_{min} \longrightarrow M_{cor}$ |         | $M_{max} \longrightarrow N_{cor}$ |         | $V_u$ (KN) |
|--------------|-----------------------------------|---------|-----------------------------------|---------|-----------------------------------|---------|------------|
|              | N (KN)                            | M(KN.m) | N (KN)                            | M(KN.m) | M(KN.m)                           | N (KN)  |            |
| <b>60×65</b> | 1611,07                           | 4,31    | 122,10                            | 37,83   | 203,10                            | 747,12  | 116,88     |
| <b>55×60</b> | 1214,15                           | 46,97   | 105,61                            | 22,16   | 123,72                            | 1030,17 | 160,92     |
| <b>50×55</b> | 866,54                            | 28,17   | 41,12                             | 23,03   | 99,29                             | 72,00   | 124,36     |
| <b>45×50</b> | 545,74                            | 26,9    | 208,00                            | 24,27   | 133,54                            | 201,82  | 81,50      |
| <b>40×45</b> | 275,91                            | 11,93   | 60,99                             | 7,43    | 86,7                              | 275,91  | 45,62      |

### Ferraillage des poteaux

Le ferraillage des poteaux se fait à la flexion composée avec les sollicitations les plus défavorables.

➤ **Exemple de calcul**

Soit le poteau des entre sols 2 et 1 et le RDC (60×65)cm<sup>2</sup>:

$$b = 60\text{cm} \quad ; \quad h = 65\text{cm}$$

$$d = 59\text{cm} \quad ; \quad d' = 6\text{cm}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad f_{bu} = 14,2 \text{ MPa} \Rightarrow \text{combinaison durable.}$$

$$\text{acier Fe E400} \quad f_{bu} = 18,47 \text{ MPa} \Rightarrow \text{combinaison accidentale.}$$

**a) Calcul sous  $N_{\max} \rightarrow M_{\text{corres}}$**

$$N_{\max} = 1611,07 \text{ KN} \rightarrow M_{\text{corres}} = 4,31 \text{ KN.m}$$

$$e_G = \frac{M_u}{N_u} = \frac{4,31}{1611,07} \times 100 = 0,27 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{65}{2} = 32,5 \text{ cm}$$

⇒ Le centre de pression est à l'intérieur de la section, on doit vérifier la condition suivante :

$$M_{UA} = M_u + N_u (d - h/2) = 431.243 \text{ KN.m}$$

$$N_u (d - d') - M_{UA} = 422.624 \text{ KN.m}$$

$$(0,337h + 0,81d') \times b \times h \times f_{bu} = 1482,25 \text{ KN.m}$$

$$422,624 \text{ KN.m} < 1482,25 \text{ KN.m}$$

Donc la section est partiellement comprimée. Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{431.243 \times 10^{-3}}{0,6 \times 0,59^2 \times 14,2} = 0,145 \Rightarrow \mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,145}) = 0,197$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\text{On a : } \mu_{bu} = 0,197 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\text{Calcul de A : } A_1 = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}}$$

$$z = d (1 - 0,4\alpha) = 0,543\text{m} \Rightarrow A_1 = \frac{431.243 \times 10^{-3}}{0,543 \times 348} \times 10^4 = 22,82 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 22,82 - \frac{1611,07 \times 10^{-3}}{348} \times 10^4 = -23,48 \text{ cm}^2 \leq 0 \Rightarrow A = 0 \text{ cm}^2$$

⇒ Pas nécessité d'armature, le béton seul suffira

**b) Calcul sous  $M_{\max} \rightarrow N_{\text{corres}}$**

$$M_{\max} = 203,10 \text{ KN.m} \rightarrow N_{\text{corres}} = 747,12 \text{ KN} \Rightarrow G + Q + Ex$$

$$e_G = \frac{M_u}{N_u} = \frac{203,10}{747,12} \times 100 = 27,18 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{65}{2} = 32,5 \text{ cm} \Rightarrow c \text{ à l'intérieur de la section}$$

Il doit vérifier la condition suivante :

$$M_{UA} = M_u + N_u (d - h / 2) = 401,09 \text{ KN.m}$$

$$N_u (d - d') - M_{UA} = -5,11 \text{ KN.m} \quad ; \quad (0,337h + 0,81d') \times b \times h \times f_{bu} = 1927,96 \text{ KN.m}$$

$$-5,11 \text{ KN.m} < 1927,96 \text{ KN.m}$$

Donc la section est partiellement comprimée. Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = 0,104 \Rightarrow \mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow \alpha = 0,137$$

$$\text{On a : } \mu_{bu} = 0,104 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\text{Calcul de A : } z = 0,56 \text{ m} \Rightarrow A_1 = 20,58 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 20,58 - \frac{747,12 \times 10^{-3}}{348} \times 10^4 = -0,88 \text{ cm}^2 \leq 0 \Rightarrow A = 0 \text{ cm}^2$$

⇒ Pas nécessité d'armature, le béton seul suffira

**c) Calcul sous  $N_{\min} \rightarrow M_{corres}$**

$$N_{\min} = 122,10 \text{ KN.} \rightarrow M_{corres} = 37,83 \text{ KN.m}$$

$$e_G = \frac{M_u}{N_u} = \frac{37,83}{122,10} \times 100 = 30,98 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{65}{2} = 32,5 \text{ cm}$$

⇒ Le centre de pression est à l'intérieur de la section, on doit vérifier la condition suivante :

Il doit vérifier la condition suivante :

$$M_{UA} = M_u + N_u (d - h / 2) = 70,19 \text{ KN.m}$$

$$N_u (d - d') - M_{UA} = -5,48 \text{ KN.m} \quad ; \quad (0,337h + 0,81d') \times b \times h \times f_{bu} = 1927,96 \text{ KN.m}$$

$$-5,48 \text{ KN.m} < 1927,96 \text{ KN.m}$$

Donc la section est partiellement comprimée. Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = 0,018 \Rightarrow \mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow \alpha = 0,023$$

$$\text{On a : } \mu_{bu} = 0,018 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\text{Calcul de A : } z = 0,58 \text{ m} \Rightarrow A_1 = 3,48 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 3,48 - \frac{122,10 \times 10^{-3}}{348} \times 10^4 = -0,030 \text{ cm}^2 \leq 0 \Rightarrow A = 0 \text{ cm}^2$$

⇒ Pas nécessité d'armature, le béton seul suffira

### Armatures longitudinale

**Tableau V.8** Armatures longitudinale dans les poteaux

| Niveau                      | Section (cm <sup>2</sup> ) | A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> ) | A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> ) | A <sub>min</sub> RPA (cm <sup>2</sup> ) | A <sub>adopte</sub> (cm <sup>2</sup> ) |
|-----------------------------|----------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|---|--|
| ES 2 et 1 et RDC            | 60×65                      | 0                                   | 0                                   | 31,2                                    | 8HA20+4HA16=31.92                      |
| 1, 2 <sup>ème</sup> étages  | 55×60                      | 0                                   | 0,9                                 | 26.4                                    | 4HA20+8HA16=28.65                      |
| 3, 4 <sup>ème</sup> étages  | 50×55                      | 0                                   | 1,3                                 | 22                                      | 8HA16+4HA14=22.24                      |
| 5, 6 <sup>ème</sup> étages  | 45×50                      | 0                                   | 0,43                                | 18                                      | 12HA14=18.47                           |
| 7 et 8 <sup>ème</sup> étage | 40×45                      | 0                                   | 1,82                                | 14,4                                    | 8HA12+4HA14=15.21                      |

**Armatures transversales**➤ **Exemple de calcul**

On prend pour exemple le poteau (60×65):

$$\text{Soit : } \frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_f \cdot f_e}$$

$$\lambda g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) = \frac{0,7 \times 2,68}{0,6} = 3,12 \Rightarrow \rho_a = 3,75$$

$$D'où : A_t = \frac{3,75 \times 116,88 \times 10^{-3} \times 15}{65 \times 400} \times 10^4 = 2,53 \text{ cm}^2$$

✓ **Longueur de recouvrement**

$$L_r \geq 40 \phi_{l_{\max}} \Rightarrow L_r = 80 \text{ cm}$$

✓ **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 :  $A_t^{\min} = 0,5\% (t \times b) = 0,5\% (10 \times 65) = 3,25 \text{ cm}^2$

- Dans la zone courante :  $A_t^{\min} = 0,5\% (t \times b) = 0,5\% (15 \times 65) = 4,875 \text{ cm}^2$

Donc : on adopte pour **10** cadre **HA8=5.03 cm<sup>2</sup>**

**Résultats du calcul des armatures transversales**

Les résultats de calcul des armatures transversales pour sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.9** Armatures transversales adoptées pour les poteaux

| Niveau   | ES2    | ES1 et RDC | 1, 2 Etages | 3 et 4 <sup>ème</sup> Etages | 5, 6 <sup>ème</sup> Etages | 7 et 8 <sup>ème</sup> |
|--|--------|------------|-------------|------------------------------|----------------------------|-----------------------|
| Section (cm <sup>2</sup> )                                 | 60×65  | 60×65      | 55×60       | 50×55                        | 45×50                      | 40×45                 |
| Ø <sub>l<sub>max</sub></sub> (cm)                          | 2      | 2          | 2           | 1,6                          | 1,4                        | 1,4                   |
| Ø <sub>l<sub>min</sub></sub> (cm)                          | 1,6    | 1,6        | 1,6         | 1,4                          | 1,4                        | 1,2                   |
| L <sub>0</sub> (cm)  | 340    | 268        | 268         | 268                          | 268                        | 268                   |
| L <sub>f</sub> (cm)  | 238    | 187,6      | 187,6       | 187,6                        | 187,6                      | 187,6                 |
| Λg   | 3,97   | 3,12       | 3,41        | 3,75                         | 4,17                       | 4,69                  |
| ρ <sub>a</sub>   | 3,75   | 3,75       | 3,75        | 3,75                         | 3,75                       | 3,75                  |
| V <sub>u</sub> (kn)  | 116,88 | 116,88     | 160,92      | 124,36                       | 81,50                      | 45,62                 |
| L <sub>r</sub> (cm)  | 80     | 80         | 80          | 64                           | 56                         | 56                    |
| S <sub>t</sub> zone nodale (cm)                            | 10     | 10         | 10          | 10                           | 10                         | 10                    |
| S <sub>t</sub> zone courante (cm)                          | 15     | 15         | 15          | 15                           | 15                         | 15                    |
| A <sup>t</sup> <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )           | 2,53   | 2,53       | 3,77        | 3,18                         | 1,5                        | 1,2                   |
| A <sup>t</sup> <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )z.nodale   | 3,25   | 3,25       | 3           | 2,75                         | 2,5                        | 2,25                  |
| A <sup>t</sup> <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )z.courante | 4,875  | 4,875      | 4,125       | 3,75                         | 3,375                      | 3,00                  |

|  |              |              |              |              |             |             |
|--|--------------|--------------|--------------|--------------|-------------|-------------|
| <b>A<sup>t</sup> adopte (cm<sup>2</sup>)</b> | <b>4,71</b>  | <b>4,71</b>  | <b>4,71</b>  | <b>4,71</b>  | <b>3,02</b> | <b>3,02</b> |
| <b>Nombre des cadres</b>                     | <b>8HA10</b> | <b>8HA10</b> | <b>6HA10</b> | <b>6HA10</b> | <b>6HA8</b> | <b>6HA8</b> |

**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.

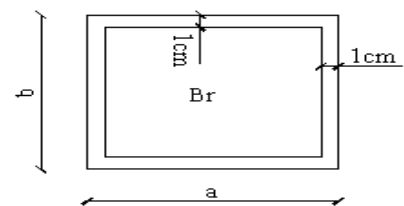
➤ **Exemple de calcul**

On prend pour exemple le poteau (60×65):

$l_0 = 2.68m$  et  $N_{max} = 1611,07KN$ .

$$N_{max} \leq N_d = \alpha \times \left( \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$$

Tel que :  $\begin{cases} \gamma_b = 1,5 \\ \gamma_s = 1,15 \end{cases}$  Coefficients de sécurité béton, acier.



**Figure V.4** Section réduite du béton

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

$B_r$  : Section réduite du béton.

$A_s$  : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$l_f$  : Longueur de flambement ( $0.7 \times l_0 = 2.275m$ )

$i$  : Rayon de giration

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{b \times h^3}{12b h}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = \sqrt{\frac{0,65^2}{12}} \Rightarrow i = 0,173m$$

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} \dots \dots \dots \text{pour } \lambda \leq 50.$$

$$\alpha = 0,6 \left( \frac{\lambda}{50} \right)^2 \dots \dots \dots \text{pour } 50 < \lambda \leq 70.$$

$\lambda$  élancement du poteau prise :  $\lambda = 3,46 \times l_f / b \dots \dots \dots$  poteau rectangulaire

$\lambda = 4 \times l_f / \phi \dots \dots \dots$  poteau circulaire

$$\Rightarrow \lambda = 3,46 \times \frac{2,275}{0,6} = 13,12 \rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left( \frac{13,12}{35} \right)^2} \Rightarrow \alpha = 0,827$$

$$B_r = (a - 2) \times (b - 2) = (60 - 2) \times (65 - 2) = 3654cm^2 = 0,3654m^2$$

$$N_d = 0,827 \times \left[ \frac{0,3654 \times 25}{0,9 \times 1,5} + 29,232 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1,15} \right] \times 10^3 \Rightarrow N_d = 5602,51KN$$

$$N_{max} = 1980,27KN < N_d \rightarrow \text{Pas de risque de flambement .}$$

Les résultats des calculs effectués sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau V.10** Justification de l'effort normal ultime et l'effort normal maximum

| Niveau                    | Section (m <sup>2</sup> ) | l <sub>0</sub> (m) | l <sub>r</sub> (cm) | λ      | α     | A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> ) | B <sub>r</sub> (m <sup>2</sup> ) | N <sub>d</sub> (KN) | N <sub>max</sub> (KN) | Obs      |
|---------------------------|---------------------------|--------------------|---------------------|--------|-------|-----------------------------------|----------------------------------|---------------------|-----------------------|----------|
| ES2                       | 60×65                     | 3,40               | 227,5               | 13,135 | 0,827 | 29,232                            | 3654                             | 5588,05             | 1611,07               | Vérifiée |
| ES1 et RDC                | 60×65                     | 2,68               | 227,5               | 13,135 | 0,827 | 29,232                            | 3654                             | 5588,05             | 1611,07               | Vérifiée |
| 1,2 <sup>ème</sup> étages | 55×60                     | 2,68               | 177,1               | 11,154 | 0,833 | 24,592                            | 3074                             | 4754,90             | 1214,15               | Vérifiée |
| 3,4 <sup>ème</sup> étages | 50×55                     | 2,68               | 177,1               | 12,270 | 0,830 | 20,352                            | 2544                             | 3921,09             | 866,54                | Vérifiée |
| 5,6 <sup>ème</sup> étages | 45×50                     | 2,68               | 177,1               | 13,633 | 0,825 | 16,512                            | 2064                             | 3166,44             | 545,74                | Vérifiée |
| 7,8 <sup>ème</sup> étages | 40×45                     | 2,68               | 177,1               | 15,337 | 0,819 | 13,072                            | 1634                             | 2491,08             | 275,91                | Vérifiée |

On voit bien que N<sub>max</sub> < N<sub>u</sub> 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 :

$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V$  *béton fibre supérieure.*

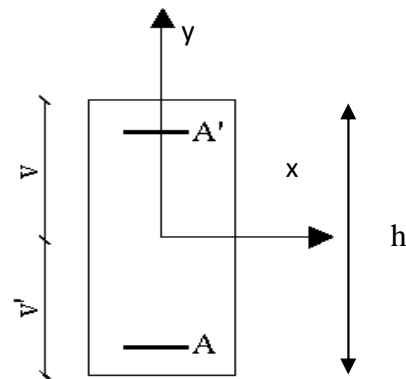
$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V'$  *béton fibre inférieure*

$S = b \times h + 15(A + A')$  (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.5** Section d'un poteau

Tous les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.11** Vérification des contraintes dans le béton des poteaux

| Niveau                             | ES2      | ES1 et RDC | 1,2 étages | 3, 4ème étages | 5,6 ème étages | 7, 8 ème étages |
|------------------------------------|----------|------------|------------|----------------|----------------|-----------------|
| Section (cm <sup>2</sup> )         | 60×65    | 60×65      | 55×60      | 50×55          | 45×50          | 40×45           |
| d (cm)                             | 59       | 59         | 54         | 50             | 45             | 40              |
| A (cm)                             | 31.92    | 31.92      | 28.65      | 22.24          | 18.47          | 18,47           |
| S (m <sup>2</sup> )                | 0,438    | 0,438      | 0.373      | 0.308          | 0.253          | 0.208           |
| V (cm)                             | 35,38    | 35,38      | 32.87      | 29.97          | 27.16          | 24.80           |
| V' (cm)                            | 29,62    | 29,62      | 32.13      | 25.03          | 22.84          | 20.20           |
| I <sub>yy'</sub> (m <sup>4</sup> ) | 0.026    | 0.026      | 0.023      | 0.014          | 0.0093         | 0.0064          |
| N <sub>ser</sub> (KN)              | 1175,08  | 1175,08    | 844.92     | 631.59         | 397.85         | 202.04          |
| M <sub>ser</sub> (KN.m)            | 4.76     | 4.76       | 40.05      | 16.99          | 15.94          | 63.30           |
| M <sub>serG</sub> (MN.m)           | 0.039    | 0.039      | 0.058      | 0.033          | 0.024          | 0.067           |
| σ <sub>bc1</sub> (MPa)             | 3.21     | 3.21       | 3.07       | 2.75           | 2.27           | 3.57            |
| σ <sub>bc2</sub> (MPa)             | 2.24     | 2.24       | 1.45       | 1.46           | 0.98           | 0.76            |
| σ <sub>bc</sub> (MPa)              | 15       | 15         | 15         | 15             | 15             | 15              |
| Observation                        | Vérifiée | Vérifiée   | vérifiée   | Vérifiée       | vérifiée       | Vérifiée        |

**Vérification aux des sollicitations tangentes**

Selon leRPA99addenda2003 (Article 7.4.3.2) :

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \text{ Tel que : } \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$  (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.12** 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) | τ <sub>bu</sub> (MPa) | Observation |
|--|----------------------------|---------------------|----------------|----------------|--------|---------------------|-----------------------|-----------------------|-------------|
| ES 2 et 1 et RDC                           | 3900                       | 340                 | 5.23           | 0.075          | 59     | 116.88              | 0.361                 | 1.875                 | Vérifiée    |
| ES1 et RDC                                 | 3300                       | 268                 | 4.12           | 0.040          | 59     | 116.88              | 0.361                 | 1                     | Vérifiée    |
| 1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étages | 2750                       | 268                 | 4.47           | 0.040          | 55     | 160.92              | 0.591                 | 1                     | Vérifiée    |
| 3 <sup>ème</sup> et 4 <sup>ème</sup>       | 2250                       | 268                 | 4.87           | 0.040          | 50     | 124.36              | 0.533                 | 1                     | vérifiée    |



| étages        |      |     |      |       |    |       |       |   |                 |
|---------------|------|-----|------|-------|----|-------|-------|---|-----------------|
| 5,6ème étages | 1800 | 268 | 5.36 | 0.075 | 45 | 81.50 | 0.447 | 1 | <i>vérifiée</i> |
| 7,8ème étages | 1400 | 268 | 5.96 | 0.075 | 36 | 45.62 | 0.317 | 1 | <i>vérifiée</i> |

### Dispositions constructives

#### ▪ Longueur des crochets

$$L = 10 \times \phi_r = 10 \times 1 = 10 \text{ cm}$$

#### ▪ Longueur de recouvrement

$$L_r \geq 40 \times \phi :$$

$$\phi = 20 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 2 = 80 \text{ cm.}$$

$$\text{On adopte : } L_r = 80 \text{ cm.}$$

$$\phi = 16 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm}$$

$$\text{On adopte : } L_r = 65 \text{ cm.}$$

$$\phi = 14 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$$

$$\text{On adopte : } L_r = 60 \text{ cm.}$$

$$\phi = 12 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$$

$$\text{On adopte : } L_r = 60 \text{ cm.}$$

#### ▪ Détermination de la zone nodale

La détermination de la zone nodale est nécessaire car c'est à ce niveau qu'on disposera les armatures transversales de façon à avoir des espacements réduits. Ceci se fait car cet endroit est très exposé au risque du cisaillement.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur de ces zones nodales sensibles (selon le 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

• RDC + les étages :

$$L' = 90 \text{ cm}$$

$$h' = 60 \text{ cm}$$

Pour l'entre sol 2 :

### Schéma de ferrailage des poteaux :

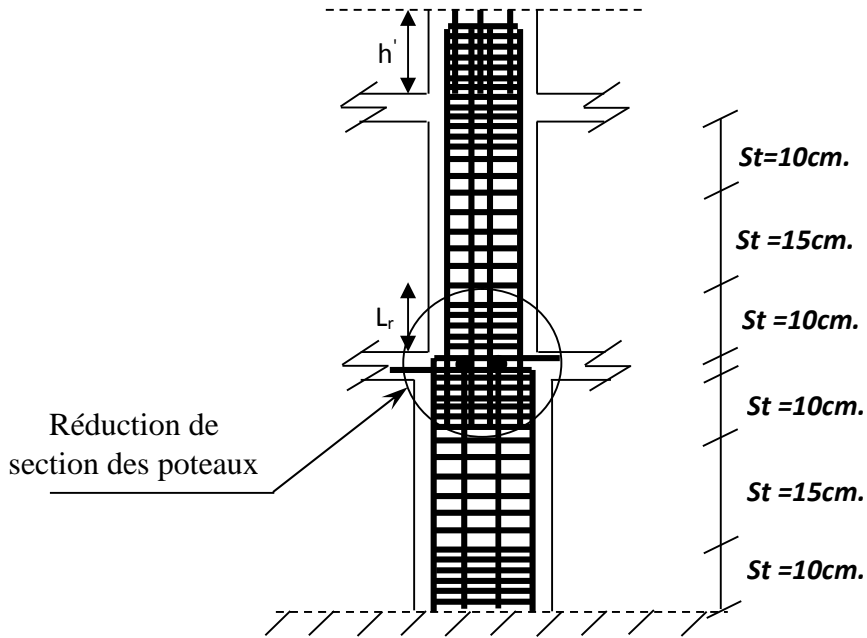
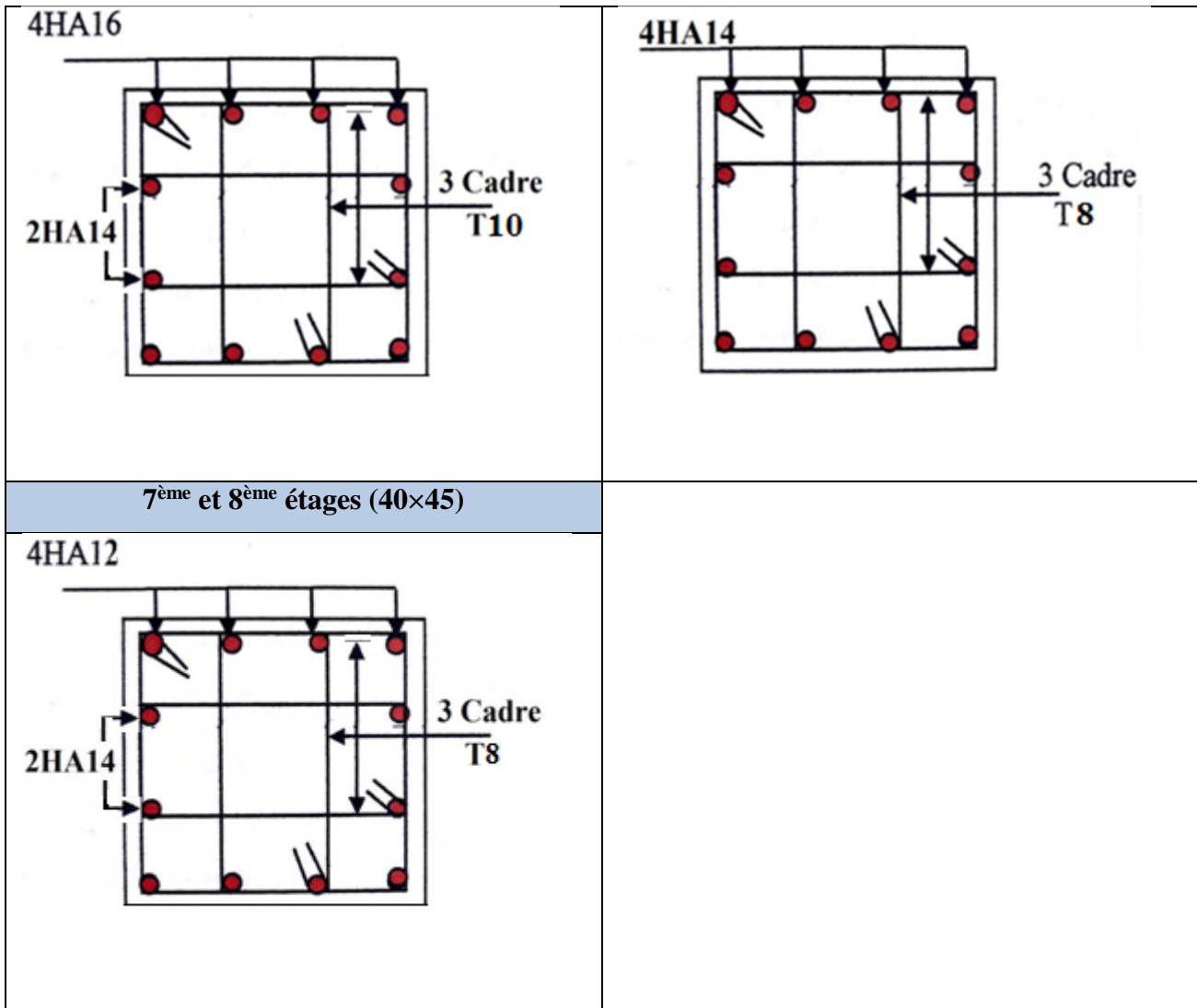


Figure V.6 Ferrailage des sections des poteaux

Tableau V.13 Ferrailage des sections des poteaux

| ES2 et ES1 et RDC(60×65)                            | 1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étages (55×60)  |
|---|---|
| <p>4HA20</p> <p>2HA16</p> <p>4 Cadre T10</p>        | <p>2HA20</p> <p>2HA16</p> <p>3 Cadre T10</p>        |
| 3 <sup>ème</sup> et 4 <sup>ème</sup> étages (50×55) | 5 <sup>ème</sup> et 6 <sup>ème</sup> étages (45×50) |



7<sup>ème</sup> et 8<sup>ème</sup> étages (40×45)

**Vérification des zones nodales :**

Dans le but de faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux, le RPA99 (Art 7.6.2) exige de vérifier :

$$|MN|+|MS| \geq 1.25 \times (|MW|+|ME|)$$

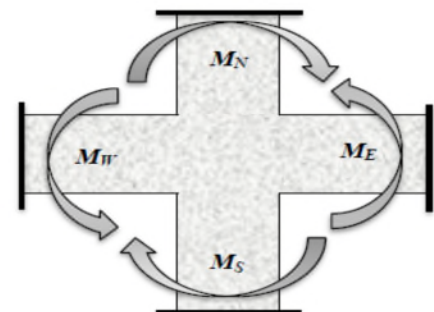
a) Détermination du moment résistant dans les poteaux :  
Le moment résistant (MR) d'une section de béton dépend essentiellement :

- Des dimensions de la section du béton,
- De la quantité d'armatures dans la section
- De la contrainte limite élastique des aciers.

$$MR = Z \times As \times \sigma_s$$

Avec:  $Z = 0.9 \times h$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$



**Figure V.7** Schéma de la zone nodale.

**Tableau V.14** Les moments résistants dans les poteaux.

| Niveau       | Section (cm <sup>2</sup> ) | Z (m) | A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> ) | M <sub>R</sub> (KN.m) |
|--------------|----------------------------|-------|-----------------------------------|-----------------------|
| ES2          | 60×65                      | 0,585 | 29,232                            | 595,11                |
| ES1 et RDC   | 60×65                      | 0,585 | 29,232                            | 595,11                |
| Etage 1 et 2 | 55×60                      | 0,540 | 24,592                            | 462,13                |
| Etage 3 et 4 | 50×55                      | 0,495 | 20,352                            | 350,58                |
| Etage 5 et 6 | 45×50                      | 0,450 | 16,512                            | 258,58                |
| Etage 7 et 8 | 40×45                      | 0,405 | 13,072                            | 184,24                |

b) Détermination des moments résistants dans les poutres :

Les moments résistants dans les poutres sont calculés de la même manière que dans les poteaux :

**Tableau V.15** Les moments résistants dans les poutres.

| Niveau                   | Type | Section (cm <sup>2</sup> ) | Z (m) | A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> ) | M <sub>R</sub> (KN.m) |
|--------------------------|------|----------------------------|-------|-----------------------------------|-----------------------|
| Etage courant<br>RDC     | PP   | 35×45                      | 0.405 | 14.33                             | 201.97                |
|                          | PS   | 35×40                      | 0.360 | 8.01                              | 100.35                |
| Terrasse<br>inaccessible | PP   | 35×45                      | 0.405 | 8.01                              | 112.89                |
|                          | PS   | 35×40                      | 0.360 | 7.6                               | 95.21                 |

**Tableau V.16** Vérification de la zone nodale.

| Niveau  | M <sub>n</sub> | M <sub>s</sub> | M <sub>n</sub> +M <sub>s</sub> | M <sub>w</sub> =M <sub>e</sub> | 1,25(M <sub>w</sub> +M <sub>e</sub> ) | Observation  |
|---------|----------------|----------------|--------------------------------|--------------------------------|---------------------------------------|--------------|
| ES2     | 595,11         | 595,11         | 1190.22                        | 201.97                         | 504.925                               | Vérifiée     |
| ES 1    | 595,11         | 595,11         | 1190.22                        | 201.97                         | 504.925                               | Vérifiée     |
| RDC     | 595,11         | 595,11         | 1190.22                        | 201.97                         | 504.925                               | Vérifiée     |
| Etage 1 | 462.13         | 462.13         | 924.26                         | 201.97                         | 504.925                               | Vérifiée     |
| Etage 2 | 462.13         | 462.13         | 924.26                         | 201.97                         | 504.925                               | Vérifiée     |
| Etage 3 | 350.58         | 350.58         | 701.16                         | 201.97                         | 504.925                               | Vérifiée     |
| Etage 4 | 350.58         | 350.58         | 701.16                         | 201.97                         | 504.925                               | Vérifiée     |
| Etage 5 | 258.58         | 258.58         | 516.96                         | 201.97                         | 504.925                               | Vérifiée     |
| Etage 6 | 258.58         | 258.58         | 516.96                         | 201.97                         | 504.925                               | Vérifiée     |
| Etage 7 | 184.24         | 184.24         | 368.48                         | 201.97                         | 504.925                               | Non Vérifiée |
| Etage 8 | 184.24         | 184.24         | 368.48                         | 201.97                         | 504.925                               | Non Vérifiée |

**Remarque :**

D'après le RPA99 version 2003 **article 7.6.2** la vérification de la zone nodale n'est pas nécessaire aux deux derniers niveaux pour des bâtiments dont le nombre d'étage est supérieur à R+2

**Conclusion :**

La vérification des zones nodales est justifiée ; donc les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

**V.4.Étude des voiles :****Introduction:**

Le RPA99 version 2003 (3.4.A.1.a) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa.

Les voiles sont considérés comme des consoles encastées à leur base, leurs modes de rupture sont:

- Rupture par flexion.
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où, les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant, avec les sollicitations issues des combinaisons suivantes :

$$1.35G+1.5Q$$

$$G+Q\pm E$$

$$0.8G\pm E$$

**Recommandation du RPA 99/2003 :**

- Armatures verticales :

Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion. Elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Elles doivent respecter les prescriptions suivantes :

- ✓ L'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue, tel que :  $A_{min} = 0.20\% (L_t \times e)$

$L_t$  : Longueur de la zone tendue.

$e$  : épaisseur du voile.

- ✓ Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturés avec des cadres horizontaux dont l'espacement  $s_t < e$  ( $e$  : épaisseur de voile).
- ✓ A chaque extrémités du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10de la largeur du voile.
- ✓ Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

- Armatures horizontales :

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants, Elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à 135° ayant une longueur de  $10\phi$ .

- Armatures transversales :

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement. Elles sont en nombre de quatre épingles par  $1\text{m}^2$  au moins.

- Armatures de coutures :

Le long des joints de reprises de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{V}{f_e}; \text{ avec : } V = 1.4 \times V_u$$

Règles communes (armatures verticales et horizontales) :

- ✓ Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) :

$A_{\min} = 0.15\%$  de la section du voile, dans la section globale du voile.

$A_{\min} = 0.10\%$  de la section du voile, dans la zone courante

$\phi_t \leq \frac{1}{10} \times e$  (Exception faite pour les zones d'about).

- ✓ L'espacement :  $S_t = \min(1.5 e, 30 \text{ cm})$ .

- ✓ Les deux nappes d'armatures horizontales doivent être reliées avec au moins quatre épingles par  $\text{m}^2$ . Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

- ✓ Longueurs de recouvrement :

$40\phi$  : Pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts et possible.

$20\phi$  : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

### Ferraillage :

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous (M et N) pour une section ( $e \times L$ ) selon la sollicitation la plus défavorable de ce qui suit :

- ✓  $N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$
- ✓  $N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$
- ✓  $M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$

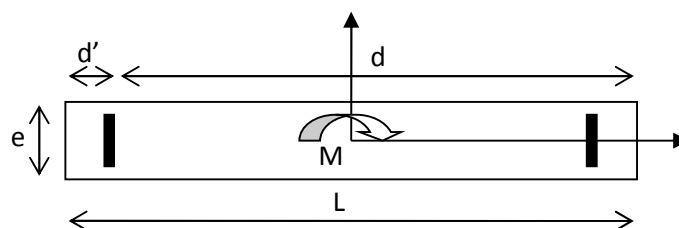


Figure V.8 Schéma d'un voile plein

Armatures horizontales :

$$\frac{A_t}{e \times St} \geq \frac{\tau_u - 0.3 \times f_{t28} \times K}{0.8 \times f_c \times (\cos \alpha + \sin \alpha)} \left\{ \begin{array}{l} \text{flexion composé} \\ \text{un effort } N = \text{compression} \end{array} \right. \Rightarrow k = 1 + \frac{3\sigma_{cm}}{f_{c28}}$$

$$\sigma_{cm} = \frac{N_{compression}}{b * h}; \text{ contrainte moyenne de compression.}$$

$$St \leq \min(1.5 \times e, 30cm)$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{e \times d} < 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ Mpa.}$$

La longueur de recouvrement :

$$L_r \begin{cases} 40\phi, & \text{pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts} \\ & \text{est possible.} \\ 20\phi, & \text{pour les barres situées dans les zones comprimées.} \end{cases}$$

Règles communes :

$$A_{min} \begin{cases} 0.15\% (L_x \times e), & \text{globalement dans la section du voile.} \\ 0.10\% (L_c \times e), & \text{en zone comprimé.} \\ 0.20\% (L_t \times e), & \text{en zone tendue.} \end{cases}$$

✓ Diamètres des barres :

$$\phi < \frac{1}{10} e$$

✓ Espacement des barres horizontales et verticales :

$$S_t \leq 1.5 \times e$$

$$S_t \leq 30 \text{ cm}$$

### Calcul des sollicitations

- Sens x-x' :

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

**Tableau V.17** Sollicitations maximales dans le voile  $V_{x1}=1.5m$

| Niveau                      | N max et M <sub>corres</sub> |         | M max et N <sub>corres</sub> |        | N min 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) |                     |
| ES2 et 1 et RDC             | -629,39                      | 1.59    | 58.53                        | -2.81  | -25.57                       | 404.19  | 170.28              |
| 1 , 2 <sup>ème</sup> étages | -395.38                      | 8.89    | -65.64                       | -82.09 | -88.53                       | 224.68  | 65.45               |
| 3 ,4 <sup>ème</sup> étages  | -306.91                      | 9.28    | 20.53                        | 6.62   | 40.88                        | 271.52  | 49.65               |
| 5 , 6 <sup>ème</sup> étages | -189.58                      | 9.33    | 4.95                         | 7.76   | 22.77                        | 186.56  | 43.53               |
| 7 <sup>ème</sup> étage      | -56.86                       | -22.59  | -22.59                       | -56.86 | 6.17                         | 14.07   | 29.47               |

- $y-y'$  :

**Tableau 5.18** Sollicitations maximales dans le voile  $V_{y1}=2$  m

| Niveau                     | $N_{\max}$ et $M_{\text{corres}}$ |         | $M_{\max}$ et $N_{\text{corres}}$ |         | $N_{\min}$ et $M_{\text{corres}}$ |         | $V_u$ (KN) |
|----------------------------|-----------------------------------|---------|-----------------------------------|---------|-----------------------------------|---------|------------|
|                            | N (KN)                            | M(KN.m) | M(KN.m)                           | N (KN)  | N (KN)                            | M(KN.m) |            |
| ES2 et 1                   | -1108.74                          | -46.36  | -70.06                            | -935.37 | 122.26                            | 35.87   | -62.55     |
| RDC                        | -766.91                           | -148.94 | -148.94                           | -766.91 | -54.05                            | -54.07  | -145.90    |
| 1, 2 <sup>ème</sup> étages | -682.91                           | -115.38 | 164.24                            | -305.08 | -50                               | 2.26    | 118.53     |
| 3, 4 <sup>ème</sup> étages | -492.20                           | 15.14   | 52.33                             | -316.60 | -36.36                            | 1.48    | 55.60      |
| 5 <sup>ème</sup> étage     | -285.98                           | 42.77   | 53.41                             | -277.67 | 68.04                             | -22.17  | 41.29      |
| 6 <sup>ème</sup> étage     | -210.74                           | -4.82   | 37.06                             | -72.47  | 69.13                             | 20.94   | -23.17     |
| 7 <sup>ème</sup> étage     | -169.35                           | 46.03   | 46.03                             | -169.35 | 58.04                             | -23.58  | -21.80     |
| 8 <sup>ème</sup> étage     | -84.90                            | -6.95   | 10.90                             | 2.13    | 43.51                             | 8.93    | 19.09      |

**Tableau V.19** Sollicitations maximales dans le voile  $V_{y2}=2$  m

| Niveau                     | $N_{\max}$ et $M_{\text{corres}}$ |         | $M_{\max}$ et $N_{\text{corres}}$ |         | $N_{\min}$ et $M_{\text{corres}}$ |         | $V_u$ (KN) |
|----------------------------|-----------------------------------|---------|-----------------------------------|---------|-----------------------------------|---------|------------|
|                            | N (KN)                            | M(KN.m) | M(KN.m)                           | N (KN)  | N (KN)                            | M(KN.m) |            |
| RDC                        | -766.91                           | -148.94 | -148.94                           | -766.91 | -54.05                            | -54.07  | -145.90    |
| 1, 2 <sup>ème</sup> étages | -682.91                           | -115.38 | 164.24                            | -305.08 | -50                               | 2.26    | 118.53     |
| 3, 4 <sup>ème</sup> étages | -492.20                           | 15.14   | 52.33                             | -316.60 | -36.36                            | 1.48    | 55.60      |
| 5 <sup>ème</sup> étage     | -285.98                           | 42.77   | 53.41                             | -277.67 | 68.04                             | -22.17  | 41.29      |

**Tableau V.20** Sollicitations maximales dans le voile  $V_{y3}=1$  m

| Niveau                     | $N_{\max}$ et $M_{\text{corres}}$ |         | $M_{\max}$ et $N_{\text{corres}}$ |         | $N_{\min}$ et $M_{\text{corres}}$ |         | $V_u$ (KN) |
|----------------------------|-----------------------------------|---------|-----------------------------------|---------|-----------------------------------|---------|------------|
|                            | N (KN)                            | M(KN.m) | M(KN.m)                           | N (KN)  | N (KN)                            | M(KN.m) |            |
| RDC                        | -804.46                           | 73.03   | 73.03                             | -804.46 | 477.18                            | -65.12  | 58.38      |
| 1, 2 <sup>ème</sup> étages | -430.96                           | 26.92   | -39.83                            | -61.41  | 184.78                            | -33.37  | 21.19      |
| 3, 4 <sup>ème</sup> étages | -237.15                           | 22.17   | -30.18                            | -105.60 | 65.78                             | -26.17  | 17.32      |
| 5, 6 <sup>ème</sup> étages | -130.74                           | -17.37  | -17.37                            | -130.74 | -7.96                             | 0.15    | 19.12      |

- Sens  $x-x'$  :

**Tableau V.21** Résultats du ferrailage du voile  $V_{x1}=1.25$ m

| Niveau                    | E2, E2, RDC | Etage 1 et 2 | Etage 3 et 4 | Etage 5 et 6 | Etage 7     |
|---------------------------|-------------|--------------|--------------|--------------|-------------|
| Section (m <sup>2</sup> ) | (0.2×0.925) | (0.2×0.95)   | (0.2×0.975)  | (0.2×1.00)   | (0.2×1.125) |
| M (KN.m)                  | 1.59        | -8.89        | -9.28        | -9.33        | -22.59      |
| N (KN)                    | -629.39     | -395.38      | -306.91      | -189.58      | -56.86      |



|  |       |       |       |       |       |
|--|-------|-------|-------|-------|-------|
| <b>V (KN)</b>  | 11.84 | 18.24 | 40.07 | 36.19 | 29.47 |
| <b><math>\tau</math>(MPA)</b>                        | 0.1   | 0.15  | 0.32  | 0.28  | 0.2   |
| <b><math>\tau_{adm}</math>(MPA)</b>                  | 5     | 5     | 5     | 5     | 5     |
| <b><math>A_v^{cal}/face</math>(cm<sup>2</sup>)</b>   | 7.99  | 4.82  | 3.7   | 2.21  | 0.21  |
| <b><math>A_v^{Min}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>       | 2.14  | 2.35  | 2.43  | 2.45  | 2.88  |
| <b><math>L_{tendu}</math> (m)</b>                    | 0.45  | 0.41  | 0.4   | 0.35  | 0.3   |
| <b><math>A_{tendu}^{min}</math> (cm<sup>2</sup>)</b> | 1.82  | 1.63  | 1.59  | 1.41  | 1.19  |
| <b><math>A_v^{Adop}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>      | 8HA12 | 5HA12 | 5HA10 | 4HA10 | 4HA8  |
| <b>N<sup>bre</sup>/face</b>                          | 6     | 5     | 5     | 4     | 4     |
| <b><math>S_t</math>(cm)</b>                          | 18    | 18    | 18    | 18    | 18    |
| <b><math>L_c</math> (m)</b>                          | 0.02  | 0.13  | 0.18  | 0.3   | 0.53  |
| <b><math>A^{Comp}_{Min}</math>(cm<sup>2</sup>)</b>   | 0.03  | 0.27  | 0.36  | 0.59  | 1.06  |
| <b><math>A_h^{cal}</math>(cm<sup>2</sup>)</b>        | 0.12  | 0.19  | 0.4   | 0.35  | 0.25  |
| <b><math>A_h^{min}</math>(cm<sup>2</sup>)</b>        | 0.6   | 0.6   | 0.6   | 0.6   | 0.6   |
| <b><math>A_h^{ado}</math>(cm<sup>2</sup>)</b>        | 1.01  | 1.01  | 1.01  | 1.01  | 1.01  |
| <b>N</b>   | 2HA8  | 2HA8  | 2HA8  | 2HA8  | 2HA8  |
| <b><math>S_t</math> (cm)</b>                         | 20    | 20    | 20    | 20    | 20    |

Tableau V.22 Résultats du ferrillage du voile  $V_{x2}=1.25m$ 

| Niveau   | E2, E2, RDC | Etage 1 et 2 | Etage 3 et 4 | Etage 5    | Etage 6    | Etage 7 et 8 |
|--|-------------|--------------|--------------|------------|------------|--------------|
| <b>Section (m<sup>2</sup>)</b>                       | (0.2×0.925) | (0.2×0.95)   | (0.2×0.975)  | (0.2×1.00) | (0.2×0.55) | (0.2×0.55)   |
| <b>M (KN.m)</b>                                      | 1.59        | -8.89        | -9.28        | -9.33      | -1.93      | -1.28        |
| <b>N (KN)</b>  | -629.39     | -395.38      | -306.91      | -189.58    | -176.03    | -31.6        |
| <b>V (KN)</b>  | 11.84       | 18.24        | 40.07        | 36.19      | 19.1       | 9.63         |
| <b><math>\tau</math>(MPA)</b>                        | 0.1         | 0.15         | 0.32         | 0.28       | 0.27       | 0.14         |
| <b><math>\tau_{adm}</math>(MPA)</b>                  | 5           | 5            | 5            | 5          | 5          | 5            |
| <b><math>A_v^{cal}/face</math>(cm<sup>2</sup>)</b>   | 7.99        | 4.82         | 3.7          | 2.21       | 2.28       | 0.37         |
| <b><math>A_v^{Min}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>       | 2.78        | 2.85         | 2.93         | 3          | 1.65       | 1.65         |
| <b><math>L_{tendu}</math> (m)</b>                    | 0.45        | 0.41         | 0.4          | 0.35       | 0.24       | 0.15         |
| <b><math>A_{tendu}^{min}</math> (cm<sup>2</sup>)</b> | 1.82        | 1.63         | 1.59         | 1.41       | 0.97       | 0.61         |
| <b><math>A_v^{Adop}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>      | 14HA8       | 14HA8        | 14HA8        | 14HA8      | 14HA8      | 14HA8        |
| <b>N<sup>bre</sup>/face</b>                          | 7           | 7            | 7            | 7          | 7          | 7            |
| <b><math>S_t</math>(cm)</b>                          | 18          | 18           | 18           | 18         | 18         | 18           |

|  |      |      |      |      |      |      |
|--|------|------|------|------|------|------|
| <b>L<sub>c</sub> (m)</b>                           | 0.02 | 0.13 | 0.18 | 0.3  | 0.07 | 0.24 |
| <b>A<sub>CompMin</sub>(cm<sup>2</sup>)</b>         | 0.03 | 0.27 | 0.36 | 0.59 | 0.13 | 0.49 |
| <b>A<sub>h</sub><sup>cal</sup>(cm<sup>2</sup>)</b> | 0.12 | 0.19 | 0.4  | 0.35 | 0.34 | 0.17 |
| <b>A<sub>h</sub><sup>min</sup>(cm<sup>2</sup>)</b> | 0.6  | 0.6  | 0.6  | 0.6  | 0.6  | 0.6  |
| <b>A<sub>h</sub><sup>ado</sup>(cm<sup>2</sup>)</b> | 1.01 | 1.01 | 1.01 | 1.01 | 1.01 | 1.01 |
| <b>N</b>   | 2HA8 | 2HA8 | 2HA8 | 2HA8 | 2HA8 | 2HA8 |
| <b>St (cm)</b>                                     | 18   | 18   | 18   | 18   | 18   | 18   |

Tableau V.23 Résultats du ferrailage du voile V<sub>y1</sub>=2 m

| Niveau  | ES2 et 1  | RDC       | Etage 1 et 2 | Etage 3 et 4 | Etage 5     | Etage 6     | Etage 7 | Etage 8   |
|---|-----------|-----------|--------------|--------------|-------------|-------------|---------|-----------|
| <b>Section (m<sup>2</sup>)</b>                          | (0.2×1.7) | (0.2×1.4) | (0.2×1.425)  | (0.2×1.225)  | (0.2×1.275) | (0.2×0.975) | (0.2×1) | (0.2×0.6) |
| <b>M (KN.m)</b>   | -46.36    | -148.94   | 164.24       | 15.14        | 53.41       | -4.82       | 46.03   | 8.93      |
| <b>N (KN)</b>   | -1108.74  | -766.91   | -305.08      | -492.2       | -277.67     | -210.74     | -169.35 | -43.51    |
| <b>V (KN)</b>   | -62.55    | 145.95    | 118.53       | 55.6         | 41.29       | 23.17       | 21.8    | 19.09     |
| <b>τ(MPA)</b>   | 0.29      | 0.81      | 0.65         | 0.35         | 0.25        | 0.18        | 0.17    | 0.25      |
| <b>τ<sub>adm</sub>(MPA)</b>                             | 5         | 5         | 5            | 5            | 5           | 5           | 5       | 5         |
| <b>A<sub>v</sub><sup>cal</sup>/face(cm<sup>2</sup>)</b> | 14.49     | 7.27      | 7.98         | 7.52         | 5.37        | 2.98        | 3.95    | 1.15      |
| <b>A<sub>v</sub><sup>min</sup>(cm<sup>2</sup>)</b>      | 5.1       | 4.2       | 4.28         | 3.68         | 3.83        | 2.93        | 3       | 1.8       |
| <b>L<sub>t</sub> (m)</b>                                | 0.720     | 0.12      | 0.4          | 0.52         | 0.06        | 0.42        | 0.19    | 0.15      |
| <b>A<sub>min</sub><sup>tendu</sup>(cm<sup>2</sup>)</b>  | 2.9       | 0.47      | 1.59         | 2.08         | 0.24        | 1.68        | 0.77    | 0.62      |
| <b>A<sub>v,adop</sub>(cm<sup>2</sup>)</b>               | 24HA10    | 22HA8     | 22HA8        | 20HA8        | 20HA8       | 16HA8       | 16HA8   | 12HA8     |
| <b>N<sup>bre</sup>/par face</b>                         | 11        | 11        | 11           | 10           | 10          | 8           | 8       | 6         |
| <b>St(cm)</b>   | 18        | 18        | 18           | 18           | 18          | 18          | 18      | 18        |
| <b>L<sub>c</sub>(cm)</b>                                | 0.25      | 1.17      | 0.63         | 0.18         | 1.15        | 0.14        | 0.61    | 0.29      |
| <b>A<sub>min</sub><sup>comp</sup>(cm<sup>2</sup>)</b>   | 0.5       | 2.33      | 1.26         | 0.37         | 2.31        | 0.27        | 1.23    | 0.58      |
| <b>A<sub>h</sub><sup>cal</sup></b>                      | 0.36      | 1.01      | 0.81         | 0.44         | 0.31        | 0.23        | 0.21    | 0.31      |
| <b>A<sub>h</sub><sup>min</sup></b>                      | 0.6       | 0.6       | 0.6          | 0.6          | 0.6         | 0.6         | 0.6     | 0.6       |
| <b>A<sub>h</sub><sup>ado</sup></b>                      | 2HA10     | 2HA8      | 2HA8         | 2HA8         | 2HA8        | 2HA8        | 2HA8    | 2HA8      |
| <b>N<sup>bre</sup> par plan</b>                         | 1         | 1         | 1            | 1            | 1           | 1           | 1       | 1         |
| <b>St (cm)</b>  | 20        | 20        | 20           | 20           | 20          | 20          | 20      | 20        |

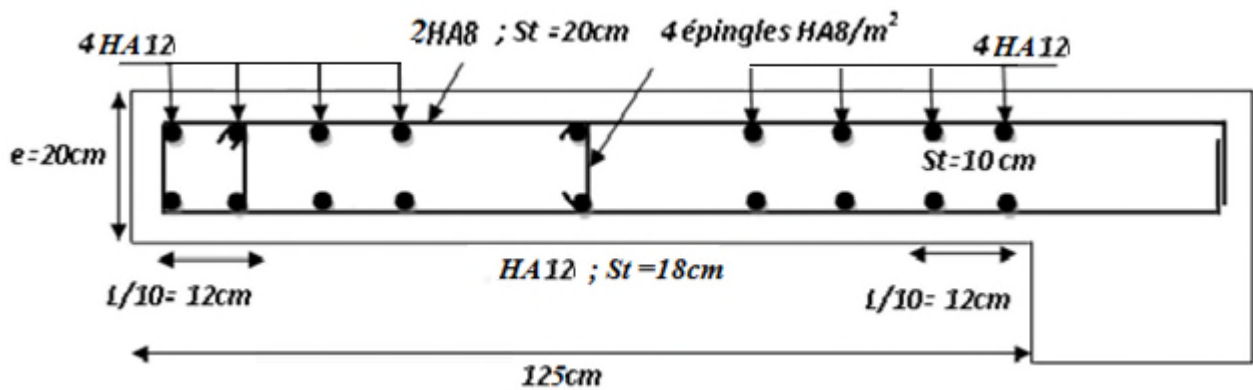
Tableau V.24 Résultats du ferrailage du voile V<sub>y2</sub>=2 m

| Niveau                         | RDC       | Etage 1 et 2 | Etage 3 et 4 | Etage 5     |
|--------------------------------|-----------|--------------|--------------|-------------|
| <b>Section (m<sup>2</sup>)</b> | (0.2×1.4) | (0.2×1.425)  | (0.2×1.225)  | (0.2×1.275) |
| <b>M (KN.m)</b>                | -148.94   | 164.24       | 15.14        | 53.41       |
| <b>N (KN)</b>                  | -766.91   | -305.08      | -492.2       | -277.67     |
| <b>V (KN)</b>                  | 145.95    | 118.53       | 55.6         | 41.29       |
| <b>τ(MPA)</b>                  | 0.81      | 0.65         | 0.35         | 0.25        |

|                                      |       |       |       |       |
|--------------------------------------|-------|-------|-------|-------|
| $\tau_{adm}$ (MPa)                   | 5     | 5     | 5     | 5     |
| $A_v^{cal}/face$ (cm <sup>2</sup> )  | 7.27  | 7.98  | 7.52  | 5.37  |
| $A_v^{min}$ (cm <sup>2</sup> )       | 4.2   | 4.28  | 3.68  | 3.83  |
| $L_t$ (m)                            | 0.12  | 0.4   | 0.52  | 0.06  |
| $A_{min}^{tendu}$ (cm <sup>2</sup> ) | 0.47  | 1.59  | 2.08  | 0.24  |
| $A_{v.adop}$ (cm <sup>2</sup> )      | 22HA8 | 22HA8 | 20HA8 | 20HA8 |
| N <sup>bre</sup> /par face           | 11    | 11    | 10    | 10    |
| St(cm)                               | 18    | 18    | 18    | 18    |
| $L_c$ (cm)                           | 1.17  | 0.63  | 0.18  | 1.15  |
| $A_{min}^{comp}$ (cm <sup>2</sup> )  | 2.33  | 1.26  | 0.37  | 2.31  |
| $A_h^{cal}$                          | 1.01  | 0.81  | 0.44  | 0.31  |
| $A_h^{min}$                          | 0.6   | 0.6   | 0.6   | 0.6   |
| $A_h^{ado}$                          | 2HA8  | 2HA8  | 2HA8  | 2HA8  |
| N <sup>bre</sup> par plan            | 1     | 1     | 1     | 1     |
| St (cm)                              | 20    | 20    | 20    | 20    |

Tableau V.25 Résultats du ferrailage du voile  $V_{y3}=2$  m

| Niveau                               | RDC       | Etage 1 et 2 | Etage 3 et 4 | Etage 5 et 6 |
|--------------------------------------|-----------|--------------|--------------|--------------|
| Section (m <sup>2</sup> )            | (0.2×0.7) | (0.2×0.725)  | (0.2×0.75)   | (0.2×0.775)  |
| M (KN.m)                             | -73.03    | 26.92        | -1.93        | -1.28        |
| N (KN)                               | -804.46   | -430.96      | -176.03      | -31.6        |
| V (KN)                               | 58.38     | 21.19        | 19.1         | 9.63         |
| $\tau$ (MPa)                         | 0.65      | 0.23         | 0.2          | 0.1          |
| $\tau_{adm}$ (MPa)                   | 5         | 5            | 5            | 5            |
| $A_v^{cal}/face$ (cm <sup>2</sup> )  | 15.07     | 7.59         | 2.58         | 0.43         |
| $A_v^{min}$ (cm <sup>2</sup> )       | 2.1       | 2.18         | 2.25         | 2.33         |
| $L_t$ (m)                            | 0.08      | 0.18         | 0.34         | 0.27         |
| $A_{min}^{tendu}$ (cm <sup>2</sup> ) | 0.31      | 0.7          | 1.37         | 1.06         |
| $A_{v.adop}$ (cm <sup>2</sup> )      | 14HA12    | 14HA10       | 14HA8        | 14HA8        |
| N <sup>bre</sup> /par face           | 7         | 7            | 7            | 7            |
| St(cm)                               | 18        | 18           | 18           | 18           |
| $L_c$ (cm)                           | 0.54      | 0.37         | 0.07         | 0.24         |
| $A_{min}^{comp}$ (cm <sup>2</sup> )  | 1.09      | 0.75         | 0.13         | 0.49         |
| $A_h^{cal}$                          | 0.81      | 0.28         | 0.25         | 0.12         |
| $A_h^{min}$                          | 0.6       | 0.6          | 0.6          | 0.6          |
| $A_h^{ado}$                          | 2HA8      | 2HA8         | 2HA8         | 2HA8         |
| N <sup>bre</sup> par plan            | 1         | 1            | 1            | 1            |
| St (cm)                              | 20        | 20           | 20           | 20           |

Exemples de schéma de ferrailage d'un voile  $V_{x1} = 1.25m$ Figure V.9 Schéma de ferrailage du voile  $V_x = 1.25m$



# **CHAPITRE VI**

**Etude des fondations**

## VI.1. Introduction

L'infrastructure est la partie au-dessous des niveaux -6.48m c'est l'ensemble des éléments, elle a pour objectif la transmittance des différents charges venues de la superstructure vers le sol, cette transmission peut se faire par un contact direct (semelles posées directement sur le sol  $\Rightarrow$  fondations superficielles) ou indirect (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

### VI.2.1. Les différents types de fondation

Le D.T.U 13-12 définit les différents types de fondation en fonction du rapport D/B est qui sont:

- $D/B \leq 6$  : fondation superficielle (isole ; filant ou radier générale)
- $6 < D/B < 10$  : fondation semi profond (puits)
- $D/B \geq 10$  : fondation profonde (pieu .....)

### VI.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.
- D'après le rapport de sol on a :

$D$  (encrage)=2,5m ;  $Q_{adm}=1.80$  bar (contrainte admissible) ;  $C=28\text{KN/m}^2$ (Cohésion) ;  $\gamma=19.2$  KN/m<sup>3</sup> (Poids volumique);  $\theta =20^\circ$  (angle de frottement interne)

### Vérification vis-à-vis les fondations superficielles

#### VI.2.2.1. semelles isolées

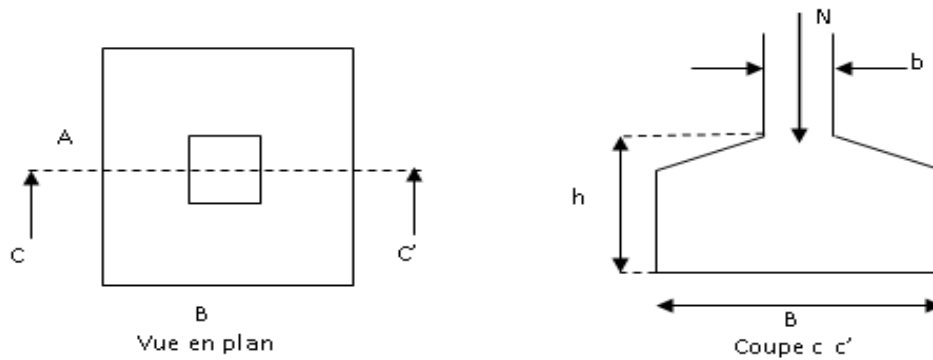
#### A/Combinaisons d'actions à considérer

D'après le **RPA99/Version 2003**(Article 10.1.4.1)les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons suivantes :

- $1.35G+1.5Q$
- $G+Q$

La vérification à faire est :  $\sigma = \frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow S = A \times B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \dots\dots\dots(1)$

$N=1185.39\text{KN}$  (effort normal du poteau le plus sollicité donné par le logiciel ROBOT)



**Figure VI.1** Vue d'une semelle isolée

On a une semelle et un poteau homothétique :  $\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow A = \frac{a}{b} \times B$

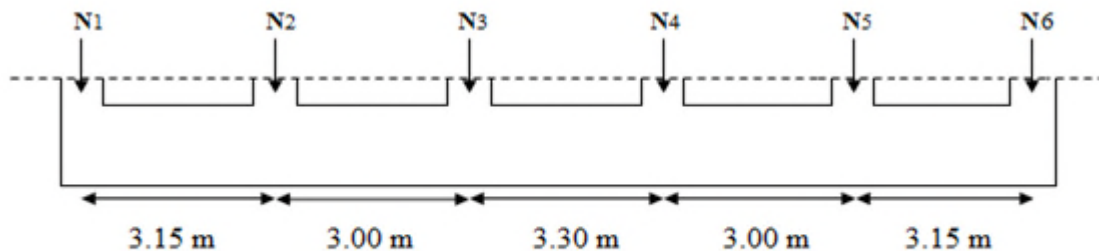
on remplace la valeur de A donné (1) ce qui donne :

$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\sigma_{sol}}} = \sqrt{\frac{0.65}{0.60} \times \frac{1,18539}{0.18}} = 2.67 \text{ m}$$

$L_{\min}$ (entre axe de poteaux) = 2.10m ; On remarque qu'il y'a un chevauchement entre les semelles, donc le choix des semelles isolées dans ce cas est exclu.

#### VI.2.2.2. Vérification des semelles filantes

Choisissant une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de 5 poteaux N1, N2, N3, N4, N5



**Figure VI.2.** Semelle filante sens xx

Avec :  $N = 5078,61 \text{ KN}$  (tiré par le logiciel ROBOT + poids estimé de la semelle filante)

$$B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L} = \frac{5078.61 \times 10^{-3} \times 1,1}{0,18 \times 16,1} = 1.92 \text{ m}$$

$$S_{\text{semelle filant}} = L \times B = 2 \times 16,1 \times 9 = 468 \text{ m}^2 \approx S_{\text{bâtiment}} = 489,34 \text{ m}^2$$

#### Remarque :

$L_{\min}$ (entre axe de poteaux) = 2.10m ; On remarque qu'il y'a un chevauchement entre les semelles, donc le choix des semelles filantes dans ce cas est exclure.

Donc, on adopte un radier général.

### VI.2.2.3. Radier général nervuré

#### 1. Pré dimensionnement

Le radier est considéré comme infiniment rigide, donc on doit satisfaire les conditions suivantes :

##### ➤ Condition de coffrage

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$h_r \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

$h_t$ : hauteur des nervures ;  $h_r$ : hauteur de la dalle.

$L_{\max}$  : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs  $L_{\max} = 4,6\text{m}$

Ce qui donne :  $h_t \geq 46\text{cm}$

$$h_r \geq 23\text{cm}$$

##### ➤ 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 ;  $K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$

b : La largeur de la semelle.

$$I = \frac{bh_t^3}{12} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{\max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}} = 0,52\text{m}$$

Donc :  $h_t \geq 0,52\text{m}$

- Surface du radier :  $S_{\text{radier}} \geq \frac{N}{\sigma_{adm}} = \frac{28,78376}{0,18} = 160\text{m}^2$

$S_{\text{radier}} = 160\text{m}^2 \leq S_{\text{bâtiment}} = 246.93\text{m}^2 \Rightarrow$  le radier est sans débord.

On opte pour  $S_{\text{radier}} = S_{\text{bâtiment}}$

##### ➤ Condition de cisaillement :

$$\tau_{bu}^{\max} = \frac{V_d}{b \times d} \leq \tau_{adm} = 0,05 f_{c28} \quad (I)$$

$$V_d = \frac{N_d \times L_{\max} \times 1\text{m}}{2 \times S_{\text{radier}}} \Rightarrow V_d = \frac{39326.16 \times 4,6 \times 1}{2 \times 246.93} = 366.30\text{KN}$$

$$\text{de (I)} \Rightarrow d \geq \frac{V_d \times b}{1,25} = \frac{366.30 \times 10^{-3} \times 1}{1,25} = 0,293\text{m}$$

A partir des ces trois conditions on opte pour :

–  $ht = 75\text{cm}$  pour les nervures du radier.

–  $hr = 35\text{cm}$  pour la dalle du radier.

La surface du radier  $S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} = 246.93\text{m}^2$ .

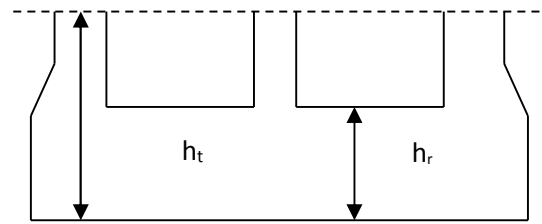


Figure VI.3 Dimension du radier.



2. Les vérifications :

➤ Vérification au poinçonnement

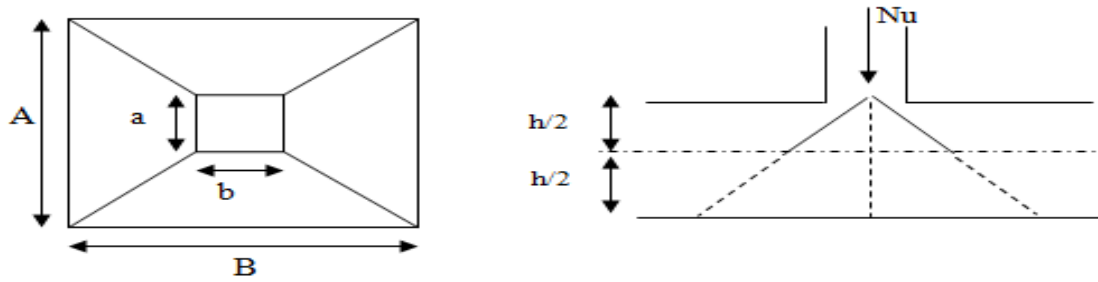


Figure VI.4 Zone de contact poteau- radier

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.

$a = 0,65m$  ;  $b = 0,6m$ .

$$\Rightarrow U_c = 2 \times (A + B) \text{ avec } \begin{cases} A = a + h_t = 0,65 + 0,75 = 1,4 \\ B = b + h_t = 0,6 + 0,75 = 1,35 \end{cases} \Rightarrow U_c = 5,5m$$

$$N_d = 1,61107MN \leq 0,045 \times 5,5 \times 0,75 \times \frac{25}{1,5} = 3,094MN \text{ Vérifiée (pas d'armatures d'effort tranchant)}$$

➤ 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 normal du aux charges verticales./  $N = N_u + N_{\text{radier}} + N_{\text{nervure}}$

$M_y, M_x$ : Moment sismique à la base tiré du logiciel REBOT.

• Dans le sens x-x

$$\sigma_{\max} = \frac{23.042}{246.93} + \frac{19.37818}{2745.51} \times 7.80 = 0,148MPa$$

$$\sigma_{\min} = \frac{23.042}{246.93} - \frac{19.37818}{2745.51} \times 7.80 = 0,038MPa$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 0,120MPa < 0,18MPa$$

• Dans le sens y-y

$$\sigma_{\max} = \frac{23.042}{246.93} + \frac{1.12805}{4059} \times 6.42 = 0,094MPa$$

$$\sigma_{\min} = \frac{23.042}{246.93} - \frac{1.12805}{4059} \times 6.42 = 0,091 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 0,093 \text{ MPa} < 0.18 \text{ MPa}$$

Remarque : Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens.

➤ **Vérification de la stabilité au renversement**

Selon (Article 10.1.5) RPA99V2003, on doit vérifier que :  $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

$$\text{Sens x-x : } e = \frac{19.37818}{23.042} = 0,84 \text{ m} < \frac{15.9}{4} = 3.975 \text{ m}$$

$$\text{Sens y-y : } e = \frac{1.12805}{23.042} = 0,05 \text{ m} < \frac{13.13}{4} = 3.28 \text{ m}$$

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 :

$N = 19808,14 \text{ KN}$  (poids propre du bâtiment ; uniquement la superstructure)

$H = 2,5 \text{ m}$ , la hauteur de la partie encrée du bâtiment).

$F_s = 1,15$  (coefficient de sécurité).

$S_{\text{rad}} = 208.77 \text{ m}^2$  (surface du radier).

$\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$  (poids volumique d'eau)

On trouve :

$$N = 19808.14 \text{ KN} \geq 1,15 \times 2,5 \times 246.93 \times 10 = 7185.49 \text{ KN} \dots \text{ vérifiée.}$$

Le bâtiment est stable vis-à-vis la poussé hydrostatique de l'eau.

• **Ferraillage du radier**

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversée, et sollicité à la flexion simple. Le calcul se fera pour le panneau de dalle le plus sollicité et On adoptera le même ferraillage pour les autres.

$$L_x = 3 \text{ m} \text{ et } L_y = 4,05 \text{ m.}$$

Soit :  $G_0$  le poids propre du radier.

$$G_0 = \rho \times e = 25 \times 0,35 = 8,75 \text{ KN / m}^2.$$

➤ **Calcul des sollicitations**

$$q_u = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} + 1.35 G_0 \Rightarrow q_u = \frac{39326.16}{246.93} + 1,35 \times 8,75 \Rightarrow q_u = 191.07 \text{ KN / m}^2$$

$$q_{\text{ser}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{rad}}} + G_0 \Rightarrow \frac{28783.76}{246.93} + 8,75 = 125.32 \text{ KN / m}^2$$

Avec  $N_u$  est l'effort normal ramené par la superstructure, et  $G_0$  le poids propre du radier.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3}{4,05} = 0.74 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

**L'ELU**

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0633 \\ \mu_y = 0.4938 \end{cases} \dots\dots\dots \text{(Annexe II)}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 0,0633 \times 191.07 \times 3.0^2 = 108.85 \text{ KN.m} \\ M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 0,4938 \times 112.30 = 53.75 \text{ KN.m} \end{cases}$$

En tenant compte de la continuité des panneaux, les moments seront réduits ainsi :

$$\text{Moment en travées} \begin{cases} M_t^x = 0,75 \times M_x = 81.64 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0,75 \times M_y = 40.31 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moment en appuis} \quad M_a^x = -0.5 \times M_x = -54.43 \text{ KN.m}$$

**L'ELS**

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0696 \\ \mu_y = 0.6315 \end{cases} \dots\dots\dots \text{(Annexe II)}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 0,0696 \times 125.32 \times 3.0^2 = 78.50 \text{ KN.m} \\ M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 0,6315 \times 78.5 = 49.57 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moment en travées} \begin{cases} M_t^x = 0,75 \times M_x = 58.87 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0,75 \times M_y = 37.18 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moment en appuis} \quad M_a^x = -0,5 \times M_x = -39.25 \text{ KN.m}$$

**Efforts tranchant :**

$$V_u^{\max} = \frac{q \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} \Rightarrow V_u^{\max} = 282.34 \text{ KN}$$

$$V_u^{\max} = 282.34 \text{ KN}$$

- Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\zeta_u = V/(b*d) = 0.896 \text{ MPa} < 1.25 \text{ MPa}$$

pas de risque vis-à-vis la contrainte de cisaillement

➤ **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×h) = (1×0,35) m<sup>2</sup>

➤ **Calcul de  $A_{min}$**

$$\left. \begin{array}{l} e > 12\text{cm} \\ \rho \geq 0.4 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = \rho_0 \left( \frac{3-\rho}{2} \right) \times b \times e \\ A_{min}^y = \rho_0 b e \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = 0.0008 \times \left( \frac{3-0.74}{2} \right) \times 100 \times 35 = 3.16\text{cm}^2 / \text{ml} \\ A_{min}^y = 0.0008 \times 100 \times 35 = 2,8\text{cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

➤ **Espacement des armatures**

Pour les deux sens :  $S_t \leq \min(2e, 25\text{ cm}) = 25\text{ cm}$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.1** Ferrailage du radier

| Position  | Sens      | $M_u$<br>KN.m | $A_{cal}$<br>( $\text{cm}^2/\text{ml}$ ) | $A_{min}$<br>( $\text{cm}^2/\text{ml}$ ) | $A_{choisit}$<br>( $\text{cm}^2/\text{ml}$ ) | $S_t$<br>(cm) |
|-----------|-----------|---------------|--|--|--|---------------|
| En travée | Selon x   | 81.64         | 3.37                                     | 6.79                                     | 7HA12=7,71                                   | 14            |
|           | Selon y   | 40.31         | 4.60                                     | 6  | 6HA12=6.78                                   | 17            |
| En appuis | Selon x-y | 54.43         | 5.50                                     | 6  | 6HA12=6.78                                   | 17            |

**L'ELS**

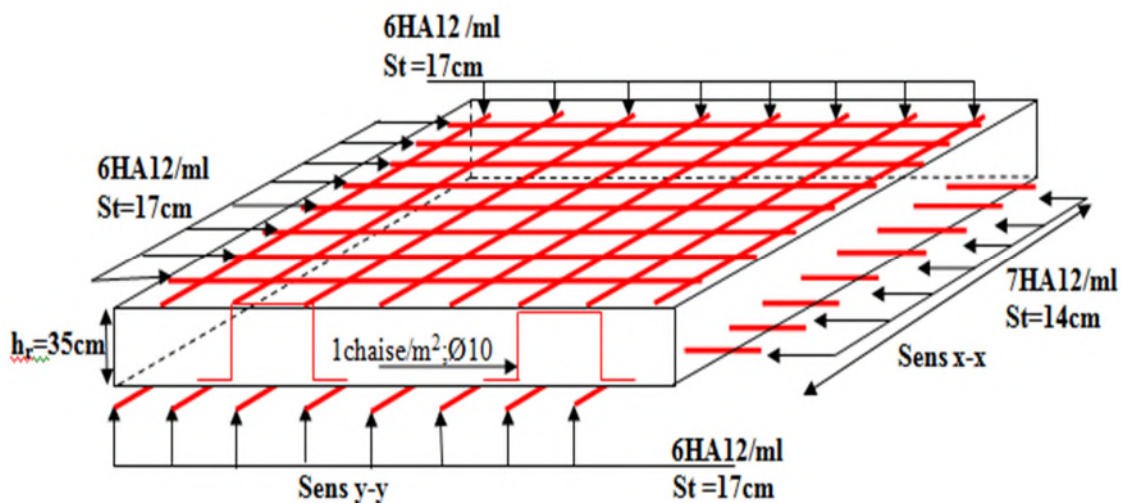
• **Vérification des contraintes du béton**

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.2** Vérifications des contraintes du béton et l'acier.

| Position  | Sens | $M_{ser}$ (KN.m) | $\sigma_{bc}$ (Mpa) | $\sigma'_{bc}$ (Mpa) | Observation |
|-----------|------|------------------|---------------------|----------------------|-------------|
| En travée | X-X  | 58.87            | 1.53                | 15                   | Vérifiée    |
|           | Y-Y  | 37.18            | 1.02                | 15                   | Vérifiée    |
| En appuis | X-Y  | 39.25            | 1.07                | 15                   | Vérifiée    |

• **Schéma de ferrailage.**



**Figure VI.5** schéma de ferrailage de radier.

#### 4. Ferrailage des nervures

La nervure est une poutre encr e dans les fondations sollicit es 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 trap zoıdales et deux charges triangulaires pour le calcul du ferrailage, en prenant le cas le plus défavorable.  $l_{\max} = 4,05m$

##### Cas de charge équivalent

➤ **Cas de charges triangulaires : cas de plusieurs charges :**  $q_m = q_v = \frac{p}{2} \times \frac{\sum_{i=1}^{i=} l_{xi}^2}{\sum_{i=1}^{i=} l_{xi}}$

➤ **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 trap zoıdales :**  $q_m = \frac{p}{2} \times (1 - \frac{\rho_g^2}{3}) \times l_{xg} + \frac{p}{2} \times (1 - \frac{\rho_d^2}{3}) \times l_{xd}$

$$q_v = \frac{p}{2} \times (1 - \frac{\rho_g}{3}) \times l_{xg} + \frac{p}{2} \times (1 - \frac{\rho_d}{3}) \times l_{xd}$$

sachant que ;  $p = \frac{N}{S_{radier}}$  ; avec  $N = N_u + N_{radier} + N_{nervure}$

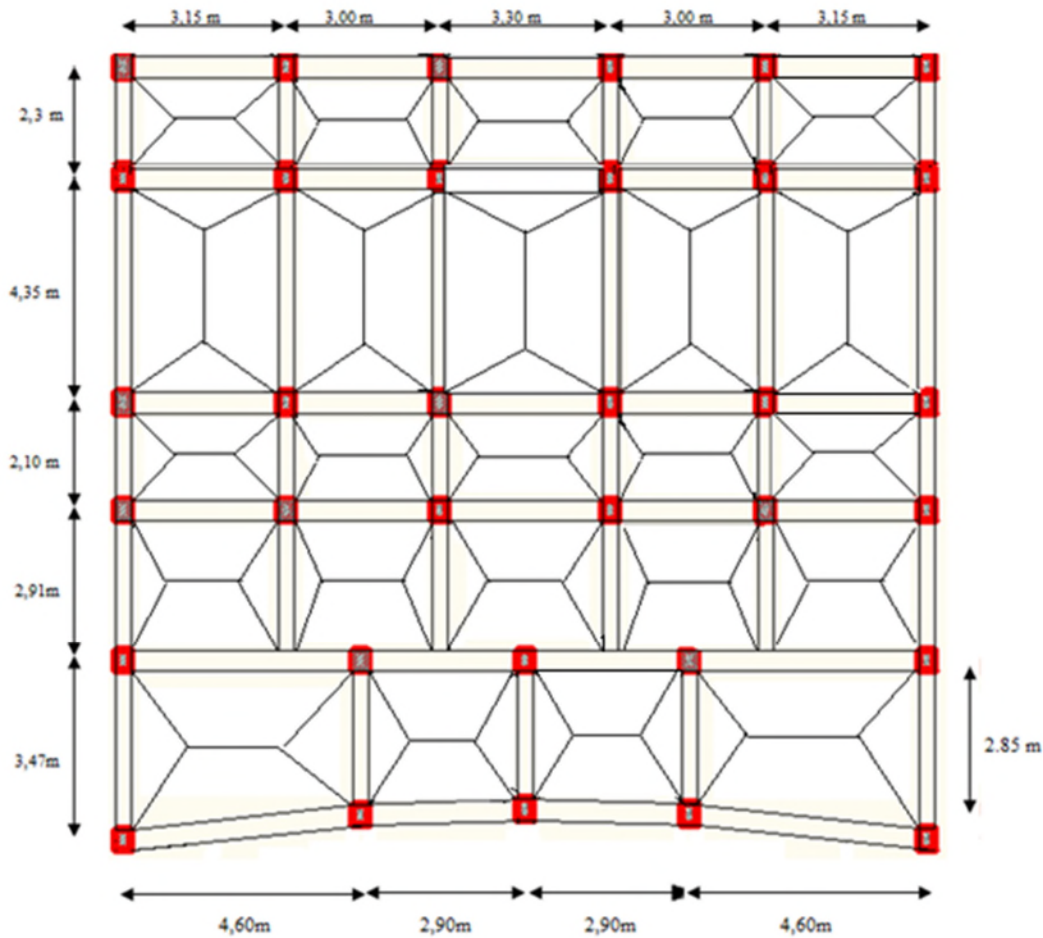


Figure VI.6 schéma de rupture des dalles de radier.

➤ **Calcul des sollicitations :** le calcul des nervure ce fait de la même manier que les poutrelle ( ferrailé en flexion simple).

- **Moments aux appuis**
- **Sens y-y**

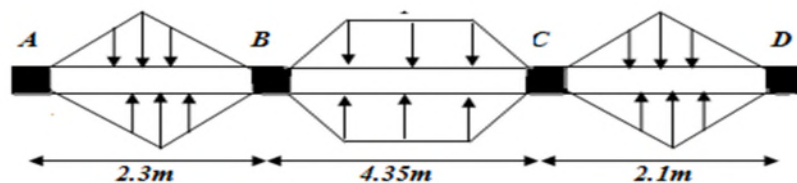


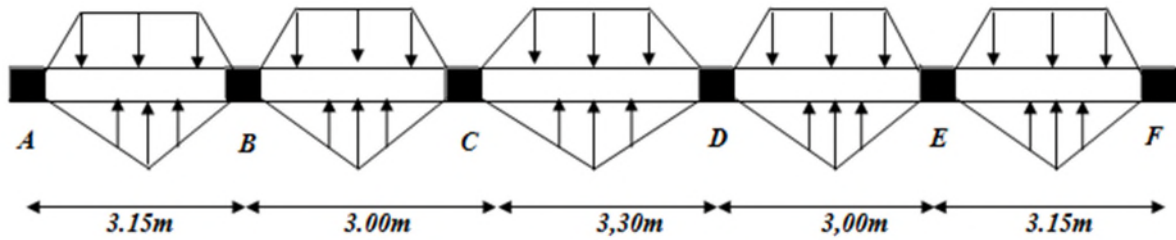
Figure VI.7 Sollicitations sur les nervures dans le sens y-y.

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.3 Sollicitations de la nervure dans le sens y-y.

| Travée | P (KN/m) | M <sub>a</sub> (KN.m) |                | X <sub>0</sub> (m) | M <sub>t</sub> (KN.m) |
|--------|----------|-----------------------|----------------|--------------------|-----------------------|
|        |          | M <sub>g</sub>        | M <sub>d</sub> |                    |                       |
| A-B    | 450,876  | 0                     | -419.28        | 0.528              | 40.80                 |
| B-C    | 474,918  | -419.28               | -411.38        | 2.179              | 540.73                |
| C-D    | 419,119  | -411.38               | 0              | 1.782              | 13.50                 |

- Sens x-x :



**Figure VI.8** Sollicitations sur les nervures dans le sens x-x.

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.4** Sollicitations de la nervure dans le sens x-x.

| Travée | P (KN/m) | M <sub>a</sub> (KN.m) |                | X (m) | M <sub>t</sub> (KN.m) |
|--------|----------|-----------------------|----------------|-------|-----------------------|
|        |          | M <sub>g</sub>        | M <sub>d</sub> |       |                       |
| A-B    | 341,62   | 0                     | -320.20        | 1,264 | 275,57                |
| B-C    | 398,557  | -320.20               | -256.11        | 1,95  | 79.65                 |
| C-D    | 341,62   | -256.11               | -256.11        | 1,409 | 221.85                |
| D-E    | 482,808  | -256.11               | -320.20        | 2,45  | 79.65                 |
| E-F    | 341,62   | -320.20               | 0              | 1.89  | 275.57                |

**Moments défavorable A L'ELS :**

**Tableau VI.5** Sollicitations à l'ELS

| Sens | Localisation | M (KN.m) |
|------|--------------|----------|
| X-X  | Travée       | 180.47   |
|      | Appui        | -210.02  |
| Y-Y  | Travée       | 217.38   |
|      | Appui        | -275.00  |

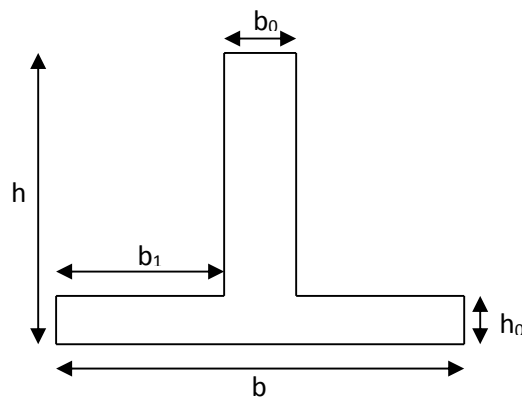
- Ferrailage

Les nervures sont des poutres continues, elles se calculent comme des sections en T, elles sont ferrillées à la flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables.

$h=75\text{cm}$

$h_0=35\text{cm}$

$b_0=60\text{cm}$



**Figure VI.9** Section à ferrailer.

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

$$\Rightarrow \text{Sens } x; \quad b \leq \min\left(\frac{2,4}{10}; \frac{2,7}{2}\right) \times 2 + b_0 = 1,08m.$$

$$\Rightarrow \text{Sens } y; \quad b \leq \min\left(\frac{1,45}{10}; \frac{3,7}{2}\right) \times 2 + b_0 = 0,89m.$$

**Remarque :**

Le ferrailage des nervures en appuis est comme une section rectangulaire ( $b_0 \times h$ ).  
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       | 275.57  | 11.53                               | 9.13                                | 12.32                                | 12HA12       |
|      | Appui        | -320.20 | 13.64                               | 5,07                                | 14.4                                 | 10HA12+2HA14 |
| Y-Y  | Travée       | 540.73  | 23.26                               | 7.52                                | 24.13                                | 12HA16       |
|      | Appui        | -419.28 | 18.17                               | 5,07                                | 18.47                                | 12HA14       |

➤ **Les Vérifications**

• **Vérification de l'effort tranchant**

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

$$\bar{\tau} < \min(0,1f_{c28}; 4MPa) = 2,5 MPa$$

• **Selon le Sens (x):**  $\tau_u = \frac{268,91 \times 10^{-3}}{1,08 \times 0,70} = 0,35 MPa < \bar{\tau} = 2,5 MPa \dots \dots \dots$  *Vérifiée*

• **Selon le Sens (y):**  $\tau_u = \frac{315,72 \times 10^{-3}}{0,89 \times 0,70} = 0,51 MPa < \bar{\tau} = 2,5 MPa \dots \dots \dots$  *Vérifiée*

• **Armatures transversales**

$$\Phi_t \geq \min(b_0/10; h/35; \Phi_L^{\min})$$

$$\Phi_t \geq \min(6 \text{ mm}; 2,14 \text{ mm}; 12 \text{ mm}) = 6 \text{ mm} \quad \text{On adopte a un étrier } \Phi 8.$$

Soit :  $A_t = 2,01 \text{ cm}^2 = 4T8$

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

• **Armatures de peau :**

D'après le CBA (Article A.7.3), on doit mettre des armatures 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 2HA12 = 2.26 cm<sup>2</sup>/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       | 180.74         | 3.31            | 15                    | 208.78          | 201,63                | Non vérifiée |
|      | Appui        | 210.02         | 3.61            | 15                    | 208.78          | 201,63                | Non vérifiée |
| Y-Y  | Travée       | 217.38         | 3.42            | 15                    | 132.46          | 201,63                | vérifiée     |
|      | Appui        | 275            | 4.80            | 15                    | 216.53          | 201,63                | Non vérifiée |

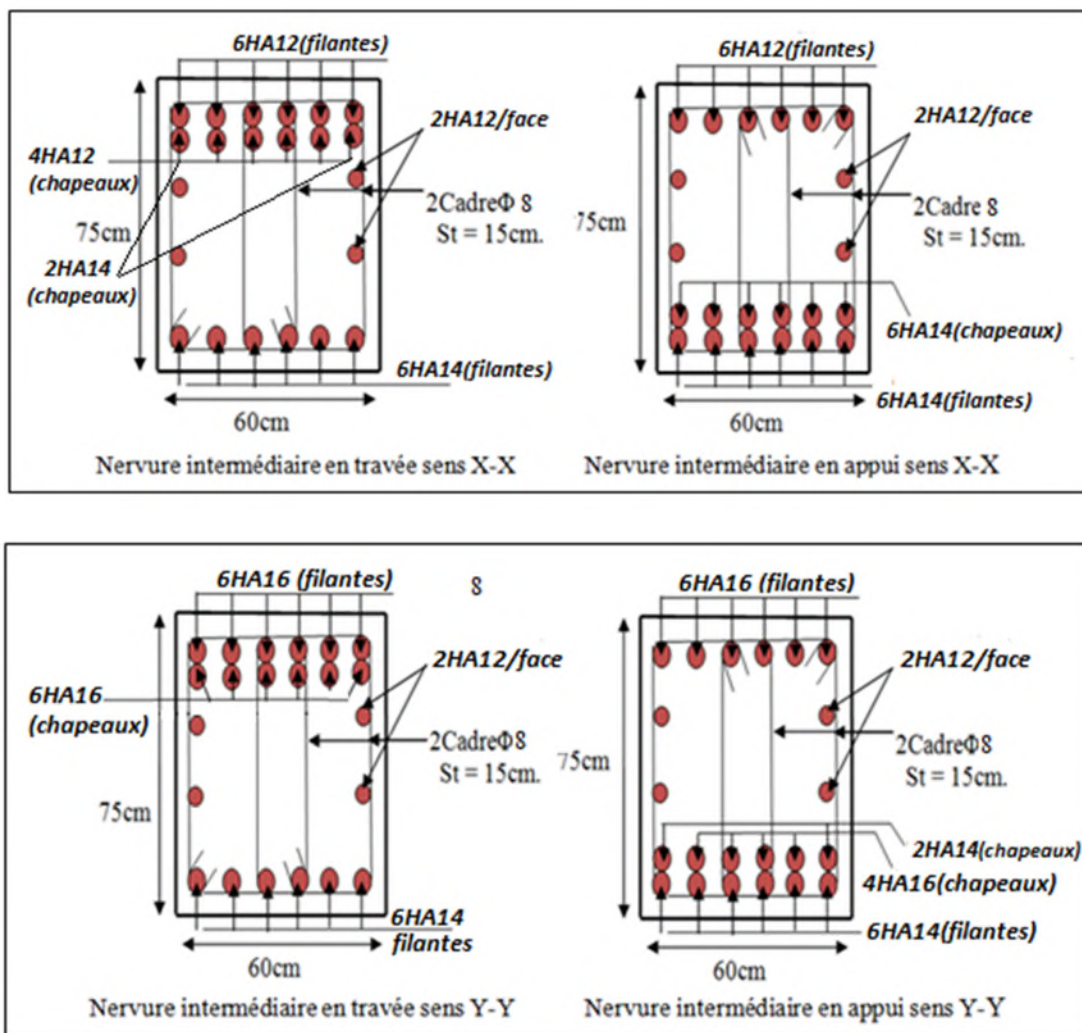
La vérification n'est pas observée donc on doit recalculer à **L'ELS** :

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.8** Nouvelles sections d'acier adopté à l'ELS.

| Position  | Sens    | $M_{ser}$<br>KN.m | $A_{ELU}$<br>( $cm^2/ml$ ) | $A_{choisit}$<br>( $cm^2/ml$ ) |
|-----------|---------|-------------------|----------------------------|--------------------------------|
| En travée | Selon x | 180.74            | 12.32                      | 2HA14+10HA12=14.4              |
| En appui  | Selon x | 210.02            | 14.4                       | 12HA14=18.47                   |
|           | Selon y | 275               | 18.47                      | 8HA14+4HA16=20.36              |

➤ **Schémas de ferrailage des nervures**



**Figure VI.10** Schéma de ferrailage des nervures selon les deux sens.

### VI.3. Etude d'un voile périphérique

Le mur adossé est un ouvrage réalisé en béton armé, destiné à soutenir l'action des poussées des terres en équilibre stable.

Dans notre cas le mur adossé est soumis uniquement qu'à la poussée des terres.

- **Dimensionnement du voile**
  - La hauteur :  $h = 6.48 \text{ m}$
  - La longueur :  $L = 4.05 \text{ m}$
  - L'épaisseur :  $e = 20 \text{ cm}$
- **Caractéristique du sol**
  - Poids spécifique :  $\gamma_h = 19.2 \text{ kn/m}^2$
  - Angle de frottement :  $\phi = 20^\circ$
  - Cohésion :  $c = 0.28 \text{ bar}$

#### Evaluation des charges et surcharges

Le mur adossé est soumis à :

#### La poussée des terres :

$$G = h * (\gamma * \operatorname{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2})) - 2 * c * \operatorname{tg}(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2})$$

#### Remarque :

Pour plus de sécurité on néglige l'effet de la cohésion car elle est favorable et elle disparaît à long terme.

$$G1 = 2.85 * (15.5 * \operatorname{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{40}{2}))$$

$$G1 = 33.88 \text{ kn/m}^2$$

$$G2 = 5.70 * (15.5 * \operatorname{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{40}{2}))$$

$$G2 = 27. \text{ kn/m}^2$$

#### Charge due à la Surcharge

Au vu du plan de masse annexé au plan de notre structure, il existe un terrain qui peut être exploitable dans le futur. Pour tenir compte d'éventuelles charges que ça peut engendrer ; on prévoit le calcul de notre mur en tenant compte d'une surcharges  $q=10\text{KN/m}^2$ .

$$Q = q * \operatorname{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2})$$

$$Q = 4.9 \text{ kn/m}^2$$

#### Ferraillage du voile périphérique

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargé.

➤ A P'ELU

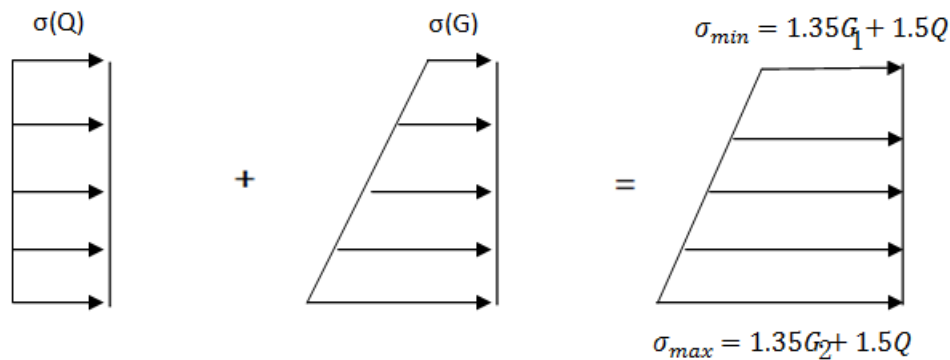


Figure VI.11 Répartition des contraintes sur le voile

$$\sigma_{max} = 53.09 \text{ kn/m}^2; \quad \sigma_{min} = 43.95 \text{ kn/m}^2$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$L_x = 3.6 \text{ m}; L_y = 4.05 \text{ m}; E_p = 20 \text{ cm}$$

$$q_u = \sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 50.81 \text{ kn/m}^2$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.89 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens } L_x \text{ et } L_y \begin{cases} \mu_x = 0.0466 \\ \mu_y = 0.7635 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_u = 30.68 \text{ kn.m} \\ M_{0y} = M_{0x} \times \mu_y = 23.43 \text{ kn.m} \end{cases}$$

**Moments en travées**  $\begin{cases} M_{tx} = 0.85M_{0x} = 26.08 \text{ kn.m} \\ M_{ty} = 0.75M_{0y} = 17.57 \text{ kn.m} \end{cases}$

**Moments aux appuis**  $M_{ax} = M_{ay} = -0.5M_{0x} = -15.34 \text{ kn.m}$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.9 Sections de ferrailage

|           |     | M (kn.m) | $\mu$ | $\alpha$ | Z (m) | $A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml) | $A_{min}$ (cm <sup>2</sup> /ml) | $A_{adpt}$ (cm <sup>2</sup> /ml) | St (cm) |
|-----------|-----|----------|-------|----------|-------|---------------------------------|---------------------------------|----------------------------------|---------|
| En travée | X_X | 26.08    | 0.063 | 0.081    | 0.164 | 4.57                            | 1.69                            | 5 HA12 = 5.65                    | 20      |
|           | Y_Y | 17.57    | 0.043 | 0.055    | 0.166 | 3.04                            | 1.2                             | 4 HA10 = 3.14                    | 25      |
| En appuis |     | 15.34    | 0.037 | 0.023    | 0.168 | 2.62                            | 2.05                            | 4 HA10 = 3.14                    | 25      |

• Condition de non fragilité

$$e \geq 12 \text{ cm et } \rho > 0.4 \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = \rho_0 \cdot \frac{(3 - \rho)}{2} \cdot b \cdot e \\ A_{min}^y = \rho_0 \cdot b \cdot e \end{cases} \text{ et } A_{min}^a = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{ti}}{f_e}$$

• Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que  $\tau_u = \frac{V}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 \cdot f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$ , fissuration nuisible.

$$\text{On a } V_u = \frac{q_u * L}{2} * \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = \frac{25.96 * 5.30}{2} * \frac{1}{1 + \frac{0.54}{2}} = 54.17 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 0.45 \text{ MPa} < \bar{\tau} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ **A L'ELS**

$$\sigma_{max} = G2 + Q = 38.78 \text{ kn/m}^2 \quad \sigma_{min} = G1 + Q = 32.01 \text{ kn/m}^2$$

$$q_s = \sigma_{moy} = \frac{3 * \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 37.08 \text{ kn/m}^2$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.89 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens } L_x \text{ et } L_y \begin{cases} \mu_x = 0.0537 \\ \mu_y = 0.8358 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x * L_x^2 * q_s = 25.8 \text{ kn.m} \\ M_{0y} = M_{0x} * \mu_y = 21.57 \text{ kn.m} \end{cases}$$

$$\text{Moments en travées } \begin{cases} M_{tx} = 0.85 M_{0x} = 21.93 \text{ kn.m} \\ M_{ty} = 0.75 M_{0y} = 16.18 \text{ kn.m} \end{cases}$$

$$\text{Moments aux appuis } M_{ax} = M_{ay} = -0.5 M_{0x} = -12.9 \text{ kn.m}$$

• **Vérification des contraintes**

On doit vérifier que :

**Etat limite de compression du béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * Y < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

**Les contraintes dans l'acier**

$$\sigma_{st} = 15 * \frac{M_{ser}}{I} * (d - y) < \sigma_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

Avec :

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

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

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.10** Vérification des contraintes

| Localisation | Mser (kn.m) | Y (cm) | I (cm <sup>4</sup> ) | σ <sub>bc</sub> (MPa) | Observation | σ <sub>s</sub> (MPa) | Observation       |                   |
|--------------|-------------|--------|----------------------|-----------------------|-------------|----------------------|-------------------|-------------------|
| Travée       | X_X         | 21.93  | 4.57                 | 16275.76              | 6.15        | Vérifiée             | 251.22            | N'est pas vérifié |
|              | Y_Y         | 16.18  | 3.56                 | 10011.78              | 5.75        | Vérifiée             | 325.8             | N'est pas vérifié |
| Appuis       | 12.9        | 3.56   | 10011.78             | 4.59                  | Vérifiée    | 259.76               | N'est pas vérifié |                   |

Les contraintes dans l'acier ne sont pas vérifiées donc on doit augmenter la section de ferrailage :

Donc :

Tableau VI.11 Vérification des contraintes

| Localisation |     | A<br>(cm <sup>2</sup> ) | Mser<br>(kn.m) | Y (cm) | I<br>(cm <sup>4</sup> ) | $\sigma_s$<br>(MPa) | Observation |
|--------------|-----|-------------------------|----------------|--------|-------------------------|---------------------|-------------|
| Travée       | X_X | 5HA14=7.7               | 21.93          | 5.22   | 20768.97                | 186.58              | Vérifiée    |
|              | Y_Y | 4HA14=6.16              | 16.18          | 4.76   | 17438.15                | 170.45              | Vérifiée    |
| Appuis       |     | 5HA12=5.65              | 12.9           | 4.57   | 16275.76                | 147.78              | Vérifiée    |

## Schéma de ferrailage du voile périphérique

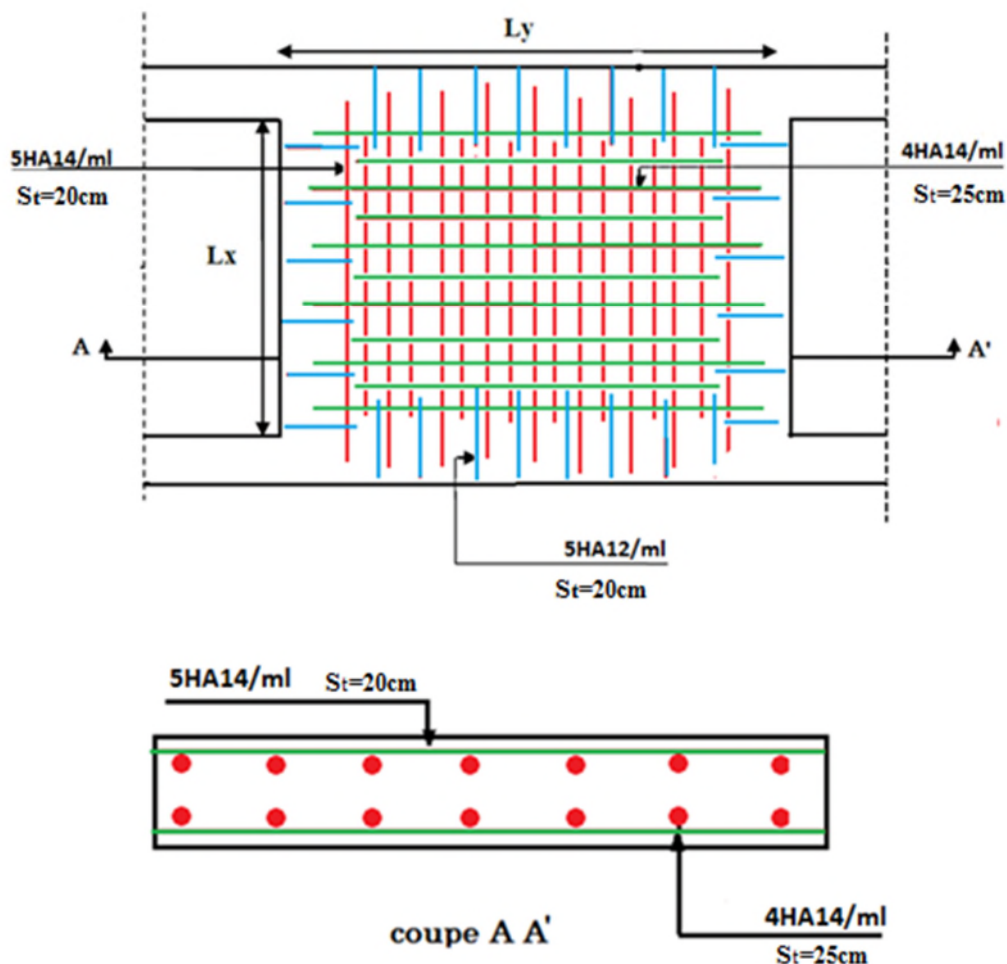


Figure VI.12 Schéma de ferrailage du voile périphérique

## 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 pour un radier nervuré ayant les dimensions suivantes :

Epaisseur du radier ; 35cm

Sections des nervures ;  $(b \cdot h) = (60 \cdot 75) \text{ cm}^2$ .



# **Conclusion Général**

# *Conclusion générale*

L'analyse tridimensionnelle d'une structure est rendue possible grâce à l'outil informatique et aux logiciels de calcul existants, à savoir le Robot analysis 2011 et SAP 2000 ... etc. Cependant la maîtrise du logiciel reste une étape très importante qui demande la connaissance de certaines notions de base d'éléments finis et de dynamique de la structure afin de mieux rapprocher la modélisation de la réalité.

L'étude de ce projet nous a permis, d'une part d'acquérir de nouvelles connaissances concernant le domaine du bâtiment et d'approfondir nos connaissances déjà acquises durant notre cursus sur la réglementation en vigueur.

Nous avons été amenés à effectuer une modélisation par un logiciel de calcul des structures. Nous avons opté pour le logiciel Robot analysis 2011. D'autre part cette étude nous a permis d'arriver à certaines conclusions qui sont :

- L'ingénieur chargé de l'étude doit avoir un esprit critique face aux résultats du fait de l'existence des incertitudes propres au calcul.
- La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure secondaires soient ils ou structuraux, ceci permet d'avoir un comportement proche du réel.
- La bonne disposition des voiles, joue un rôle important pour avoir un bon comportement, ainsi que sur la justification de l'interaction « voiles-portiques ».
- Si la justification de l'interaction de la structure est satisfaite, donc le facteur économique est respecté.
- La présence des voiles dans la structure a permis la réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux et des portiques. Ceci a donné lieu à des sections de poteaux soumises à des moments relativement faibles, donc un ferrailage avec le minimum du RPA s'est imposé







# **BIBLIOGRAPHIE**

# Bibliographie

- ✓ Le CBA93 (Code De Béton Armé).
- ✓ Le RPA 99 révisée 2003(Règlement Parasismique Algérien).
- ✓ Le BAEL 91 modifiées 99 (Béton Armé Aux Etats Limites). Edition Eyrolles,

Troisième édition 2000.

- ✓ DTR-BC2.2 (Document Technique Règlementaire Charges Et Surcharges, Edition CGS, Octobre 1988.).
- ✓ DTR-BC2.331 (Règles De Calculs Des Fondations Superficielles).
- ✓ Cours de béton armé, 3ème et 1ère année master de génie civil.
- ✓ Anciens mémoires de fin d'étude.

## Logiciel

- ✓ Autodesk robot structural analysis professionnel 2011.
- ✓ AutoCAD 2014.



# **ANNEXES**

## Annex 4

### SECTION RÉELLES D'ARMATURES

Section en cm<sup>2</sup> de N armature  $\phi$  en mm

| 5    | 6    | 8     | 10    | 12    | 14    | 16    | 20    | 25    | 32     | 40     |
|------|------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|--------|--------|
| 0,2  | 0,28 | 0,5   | 0,79  | 1,13  | 1,54  | 2,01  | 3,14  | 4,91  | 8,04   | 12,57  |
| 0,39 | 0,57 | 1,01  | 1,57  | 2,26  | 3,08  | 4,02  | 6,28  | 9,82  | 16,08  | 25,13  |
| 0,59 | 0,85 | 1,51  | 2,36  | 3,39  | 4,62  | 6,03  | 9,42  | 14,73 | 24,13  | 37,70  |
| 0,79 | 1,13 | 2,01  | 3,14  | 4,52  | 6,16  | 8,04  | 12,57 | 19,63 | 32,17  | 50,27  |
| 0,98 | 1,41 | 2,51  | 3,93  | 5,65  | 7,70  | 10,05 | 15,71 | 24,54 | 40,21  | 62,83  |
| 1,18 | 1,70 | 3,02  | 4,71  | 6,79  | 9,24  | 12,06 | 18,85 | 29,45 | 48,25  | 75,40  |
| 1,37 | 1,98 | 3,52  | 5,50  | 7,92  | 10,78 | 14,07 | 21,99 | 34,36 | 56,30  | 87,96  |
| 1,57 | 2,26 | 4,02  | 6,28  | 9,05  | 12,32 | 16,08 | 25,13 | 39,27 | 64,34  | 100,53 |
| 1,77 | 2,54 | 4,52  | 7,07  | 10,18 | 13,85 | 18,10 | 28,27 | 44,18 | 72,38  | 113,10 |
| 1,96 | 2,83 | 5,03  | 7,85  | 11,31 | 15,39 | 20,11 | 31,42 | 49,09 | 80,42  | 125,66 |
| 2,16 | 3,11 | 5,53  | 8,64  | 12,44 | 16,93 | 22,12 | 34,56 | 54,00 | 88,47  | 138,23 |
| 2,36 | 3,39 | 6,03  | 9,42  | 13,57 | 18,47 | 24,13 | 37,70 | 58,91 | 96,51  | 150,8  |
| 2,55 | 3,68 | 6,53  | 10,21 | 14,70 | 20,01 | 26,14 | 40,84 | 63,81 | 104,55 | 163,36 |
| 2,75 | 3,96 | 7,04  | 11,00 | 15,83 | 21,55 | 28,15 | 43,98 | 68,72 | 112,59 | 175,93 |
| 2,95 | 4,24 | 7,54  | 11,78 | 16,96 | 23,09 | 30,16 | 47,12 | 73,63 | 120,64 | 188,50 |
| 3,14 | 4,52 | 8,04  | 12,57 | 18,10 | 24,63 | 32,17 | 50,27 | 78,54 | 128,68 | 201,06 |
| 3,34 | 4,81 | 8,55  | 13,35 | 19,23 | 26,17 | 34,18 | 53,41 | 83,45 | 136,72 | 213,63 |
| 3,53 | 5,09 | 9,05  | 14,14 | 20,36 | 27,71 | 36,19 | 56,55 | 88,36 | 144,76 | 226,20 |
| 3,73 | 5,37 | 9,55  | 14,92 | 21,49 | 29,25 | 38,20 | 59,69 | 93,27 | 152,81 | 238,76 |
| 3,93 | 5,65 | 10,05 | 15,71 | 22,62 | 30,79 | 40,21 | 62,83 | 98,17 | 160,85 | 251,33 |

## Annex 2

### Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

| $\alpha = L_x / L_y$ | ELU $\nu = 0$ |         | ELS $\nu = 0.2$ |         |
|----------------------|---------------|---------|-----------------|---------|
|                      | $\mu_x$       | $\mu_y$ | $\mu_x$         | $\mu_y$ |
| 0.40                 | 0.1101        | 0.2500  | 0.0121          | 0.2854  |
| 0.41                 | 0.1088        | 0.2500  | 0.1110          | 0.2924  |
| 0.42                 | 0.1075        | 0.2500  | 0.1098          | 0.3000  |
| 0.43                 | 0.1062        | 0.2500  | 0.1087          | 0.3077  |
| 0.44                 | 0.1049        | 0.2500  | 0.1075          | 0.3155  |
| 0.45                 | 0.1036        | 0.2500  | 0.1063          | 0.3234  |
| 0.46                 | 0.1022        | 0.2500  | 0.1051          | 0.3319  |
| 0.47                 | 0.1008        | 0.2500  | 0.1038          | 0.3402  |
| 0.48                 | 0.0994        | 0.2500  | 0.1026          | 0.3491  |
| 0.49                 | 0.0980        | 0.2500  | 0.1013          | 0.3580  |
| 0.50                 | 0.0966        | 0.2500  | 0.1000          | 0.3671  |
| 0.51                 | 0.0951        | 0.2500  | 0.0987          | 0.3758  |
| 0.52                 | 0.0937        | 0.2500  | 0.0974          | 0.3853  |
| 0.53                 | 0.0922        | 0.2500  | 0.0961          | 0.3949  |
| 0.54                 | 0.0908        | 0.2500  | 0.0948          | 0.4050  |
| 0.55                 | 0.0894        | 0.2500  | 0.0936          | 0.4150  |
| 0.56                 | 0.0880        | 0.2500  | 0.0923          | 0.4254  |
| 0.57                 | 0.0865        | 0.2582  | 0.0910          | 0.4357  |
| 0.58                 | 0.0851        | 0.2703  | 0.0897          | 0.4456  |
| 0.59                 | 0.0836        | 0.2822  | 0.0884          | 0.4565  |
| 0.60                 | 0.0822        | 0.2948  | 0.0870          | 0.4672  |
| 0.61                 | 0.0808        | 0.3075  | 0.0857          | 0.4781  |
| 0.62                 | 0.0794        | 0.3205  | 0.0844          | 0.4892  |
| 0.63                 | 0.0779        | 0.3338  | 0.0831          | 0.5004  |
| 0.64                 | 0.0765        | 0.3472  | 0.0819          | 0.5117  |
| 0.65                 | 0.0751        | 0.3613  | 0.0805          | 0.5235  |
| 0.66                 | 0.0737        | 0.3753  | 0.0792          | 0.5351  |
| 0.67                 | 0.0723        | 0.3895  | 0.0780          | 0.5469  |
| 0.68                 | 0.0710        | 0.4034  | 0.0767          | 0.5584  |
| 0.69                 | 0.0697        | 0.4181  | 0.0755          | 0.5704  |
| 0.70                 | 0.0684        | 0.4320  | 0.0743          | 0.5817  |
| 0.71                 | 0.0671        | 0.4471  | 0.0731          | 0.5940  |
| 0.72                 | 0.0658        | 0.4624  | 0.0719          | 0.6063  |
| 0.73                 | 0.0646        | 0.4780  | 0.0708          | 0.6188  |
| 0.74                 | 0.0633        | 0.4938  | 0.0696          | 0.6315  |
| 0.75                 | 0.0621        | 0.5105  | 0.0684          | 0.6447  |
| 0.76                 | 0.0608        | 0.5274  | 0.0672          | 0.6580  |
| 0.77                 | 0.0596        | 0.5440  | 0.0661          | 0.6710  |
| 0.78                 | 0.0584        | 0.5608  | 0.0650          | 0.6841  |
| 0.79                 | 0.0573        | 0.5786  | 0.0639          | 0.6978  |
| 0.80                 | 0.0561        | 0.5959  | 0.0628          | 0.7111  |
| 0.81                 | 0.0550        | 0.6135  | 0.0617          | 0.7246  |
| 0.82                 | 0.0539        | 0.6313  | 0.0607          | 0.7381  |
| 0.83                 | 0.0528        | 0.6494  | 0.0596          | 0.7518  |
| 0.84                 | 0.0517        | 0.6678  | 0.0586          | 0.7655  |
| 0.85                 | 0.0506        | 0.6864  | 0.0576          | 0.7794  |
| 0.86                 | 0.0496        | 0.7052  | 0.0566          | 0.7932  |
| 0.87                 | 0.0486        | 0.7244  | 0.0556          | 0.8074  |
| 0.88                 | 0.0476        | 0.7438  | 0.0546          | 0.8216  |
| 0.89                 | 0.0466        | 0.7635  | 0.0537          | 0.8358  |
| 0.90                 | 0.0456        | 0.7834  | 0.0528          | 0.8502  |
| 0.91                 | 0.0447        | 0.8036  | 0.0518          | 0.8646  |
| 0.92                 | 0.0437        | 0.8251  | 0.0509          | 0.8799  |
| 0.93                 | 0.0428        | 0.8450  | 0.0500          | 0.8939  |
| 0.94                 | 0.0419        | 0.8661  | 0.0491          | 0.9087  |
| 0.95                 | 0.0410        | 0.8875  | 0.0483          | 0.9236  |
| 0.96                 | 0.0401        | 0.9092  | 0.0474          | 0.9385  |
| 0.97                 | 0.0392        | 0.9322  | 0.0465          | 0.9543  |
| 0.98                 | 0.0384        | 0.9545  | 0.0457          | 0.9694  |
| 0.99                 | 0.0376        | 0.9771  | 0.0449          | 0.9847  |
| 1.00                 | 0.0368        | 1.0000  | 0.0441          | 1.0000  |

### Annex 3

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     |
|---------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| $U/L_y$ |       |       |       |       |       |       |       |       |       |       |       |
| 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 |
| 0.1     | 0.245 | 0.197 | 0.16  | 0.135 | 0.116 | 0.102 | 0.09  | 0.081 | 0.73  | 0.064 | 0.058 |
| 0.3     | 0.213 | 0.179 | 0.151 | 0.129 | 0.112 | 0.098 | 0.088 | 0.078 | 0.01  | 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     | 0.174 | 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       | 0.11  | 0.097 | 0.085 | 0.077 | 0.069 | 0.063 | 0.057 | 0.05  | 0.041 | 0.041 | 0.03  |

**NOTA :** Pour avoir les valeurs de  $M_2$  ; il suffit de permuter U et V

## Annexe (1)

Etude de sol (57/2016)

180 Logements + commerces à Smina, commune de Bejaia.

## VI- Conclusions et recommandations :

D'après la coupe lithologique des sondages carottés réalisés au centre de l'assiette, ainsi que l'investigation géophysique, on a constaté que le terrain en question est constitué essentiellement par des argiles marneuses en surface, qui reposent sur des marnes schisteuses moyennement consolidées, en profondeur.

Les essais au Pénétrömètre Dynamique Lourd ont révélé clairement l'hétérogénéité du sol vis-à-vis de sa résistance, qui est bonne dès les premiers mètres, d'une manière générale.

D'après l'analyse des pénétrogrammes des essais réalisés, nous suggérons une contrainte admissible du sol, de :

- Dans la partie amont (blocs A, B, C, D et E) :  $Q_{adm} = 1.80 \text{ Bars}$  à un ancrage de **2.50 m** au minimum par rapport au niveau du terrain actuel (au-delà de la formation meuble superficielle).
- Dans la partie aval (blocs F, G et H) :  $Q_{adm} = 1.80 \text{ Bars}$  à un ancrage de **3.50 m** au minimum, par rapport au niveau du terrain actuel, (au-delà de la formation meuble superficielle).

L'investigation géophysique à travers les deux profils réalisés (voir les profils en annexes), nous a mis en évidence une formation meuble (de faibles caractéristiques géotechniques) qui s'étend sur une profondeur de **6m** environs (Formation de marne schisteuse), en aval des blocs (blocs F, G et H). De ce fait il est recommandé de prévoir **un confortement** adéquat en aval du projet, afin d'éviter un éventuel mouvement des terres.

Aussi, le site étant implanté sur un terrain en forme de pente, il est nécessaire de réaliser un système de drainage périphérique autour du site et de chaque bloc.

Le sol en place est d'agressivité nulle.

Remarque :

Les travaux de terrassement et de creusement des fouilles doivent être évités durant les périodes de pluies.

L'espace de temps séparant le terrassement des fouilles à la mise en place des bétons, doit être réduit pour ne pas permettre la stagnation prolongée et l'infiltration des eaux.

L'Ingénieur Chargé d'Etude :

Chef de Département Technique :

Le Directeur Régional :

*[Signature]*  
 Mme. Fous BOUADI  
 née GRANEM  
 Ingénieur Chargée  
 d'Etudes



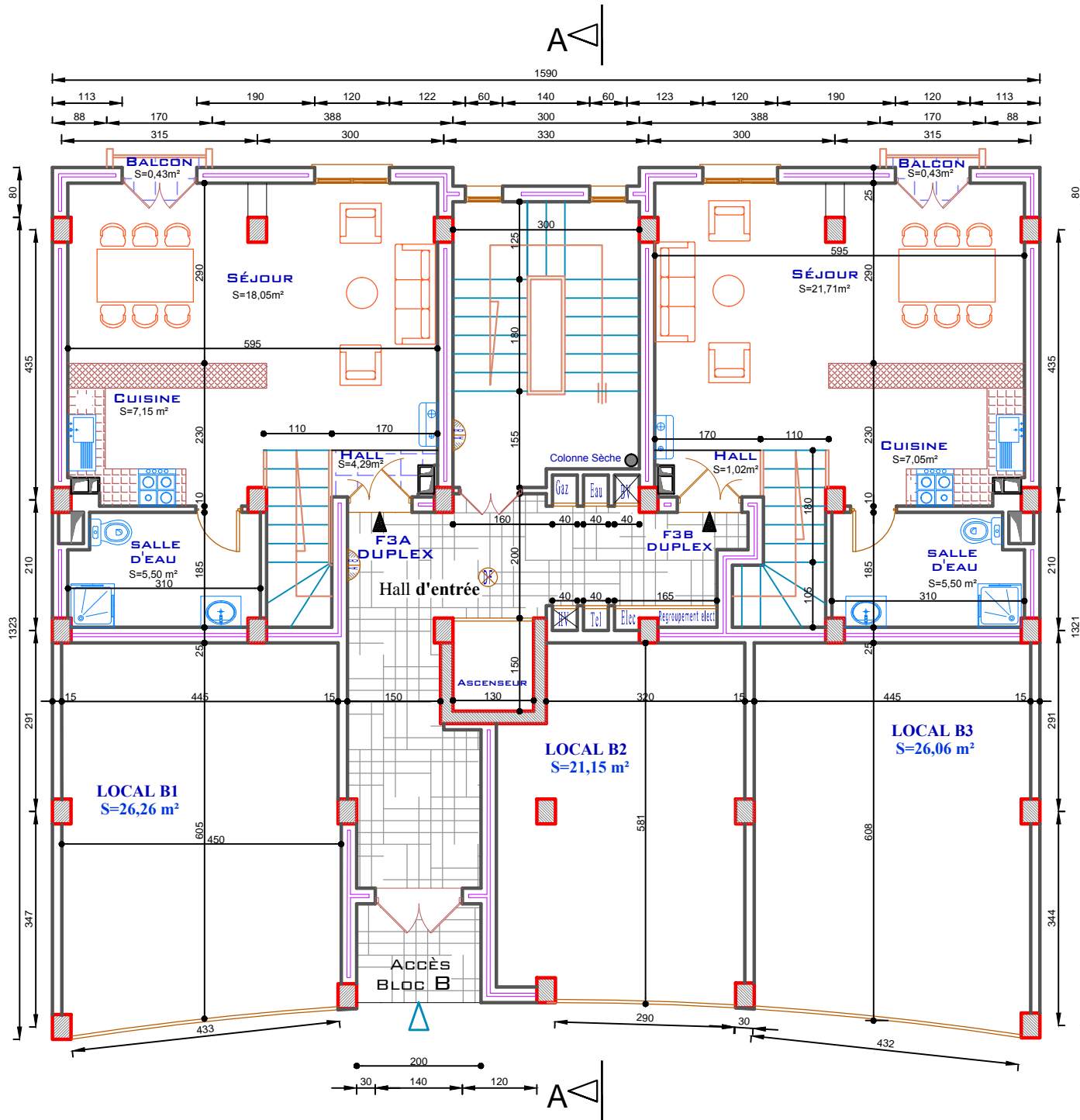
*[Signature]*



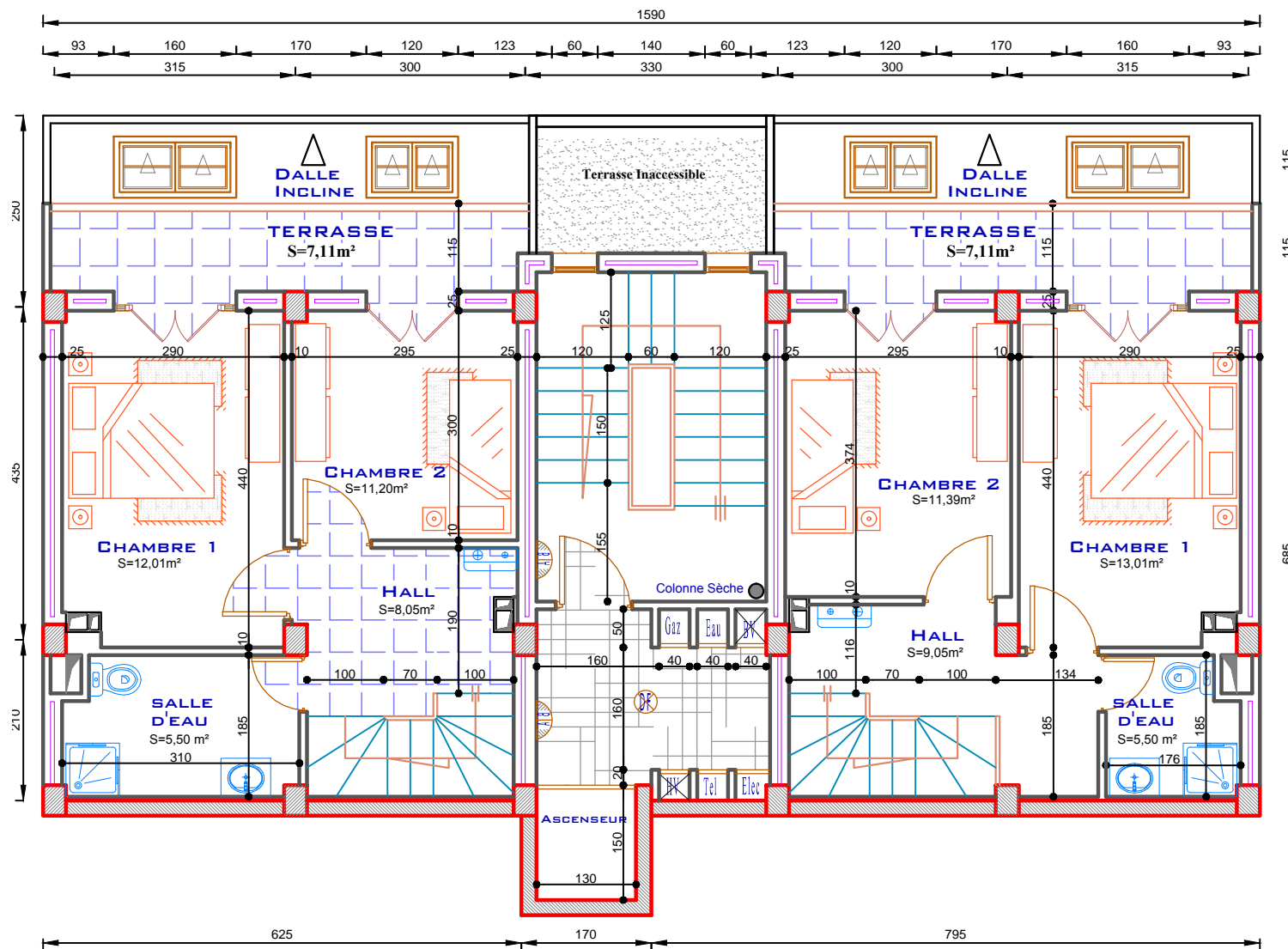
# **Plans de la structure**



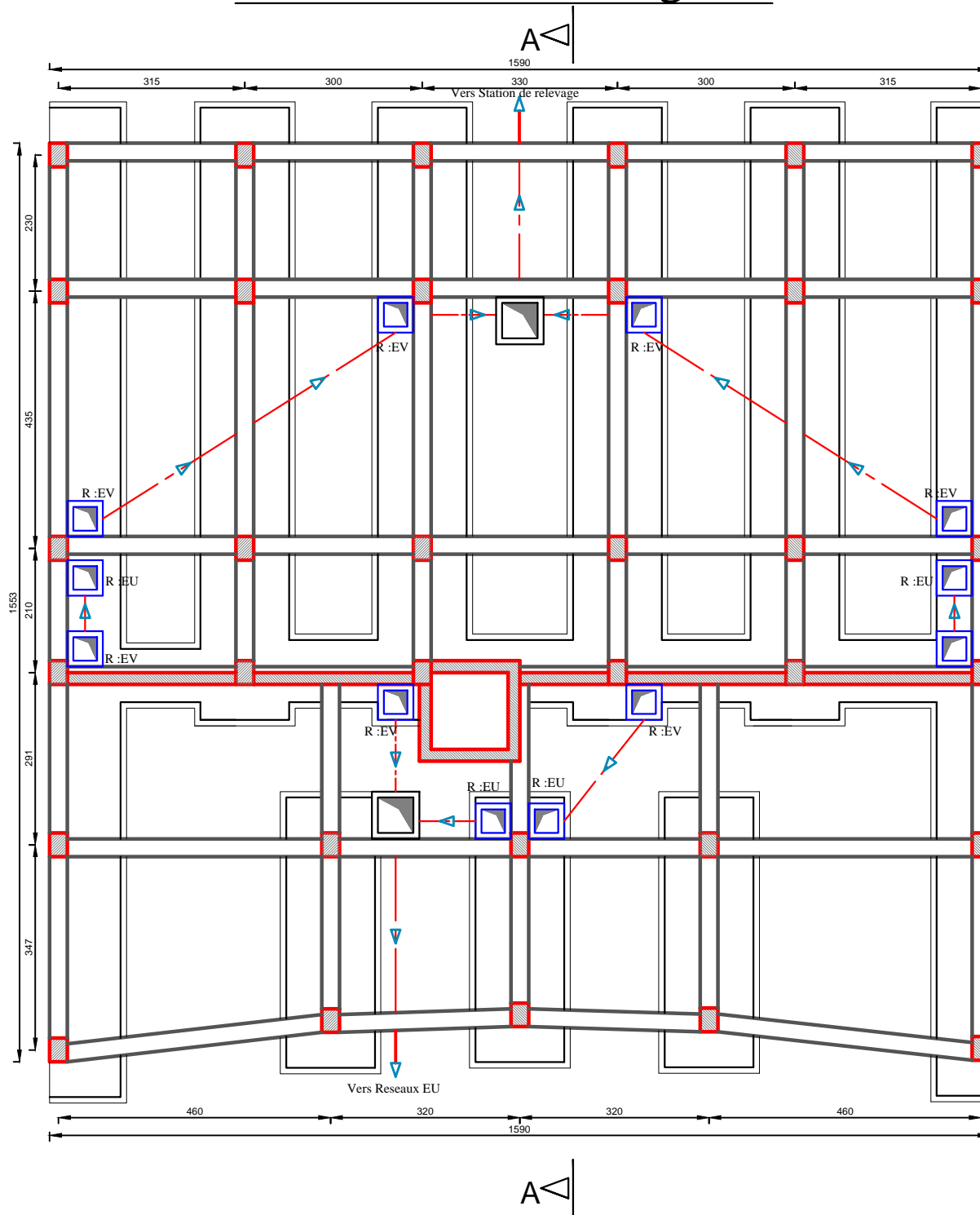
# Plan Rez de Chaussée



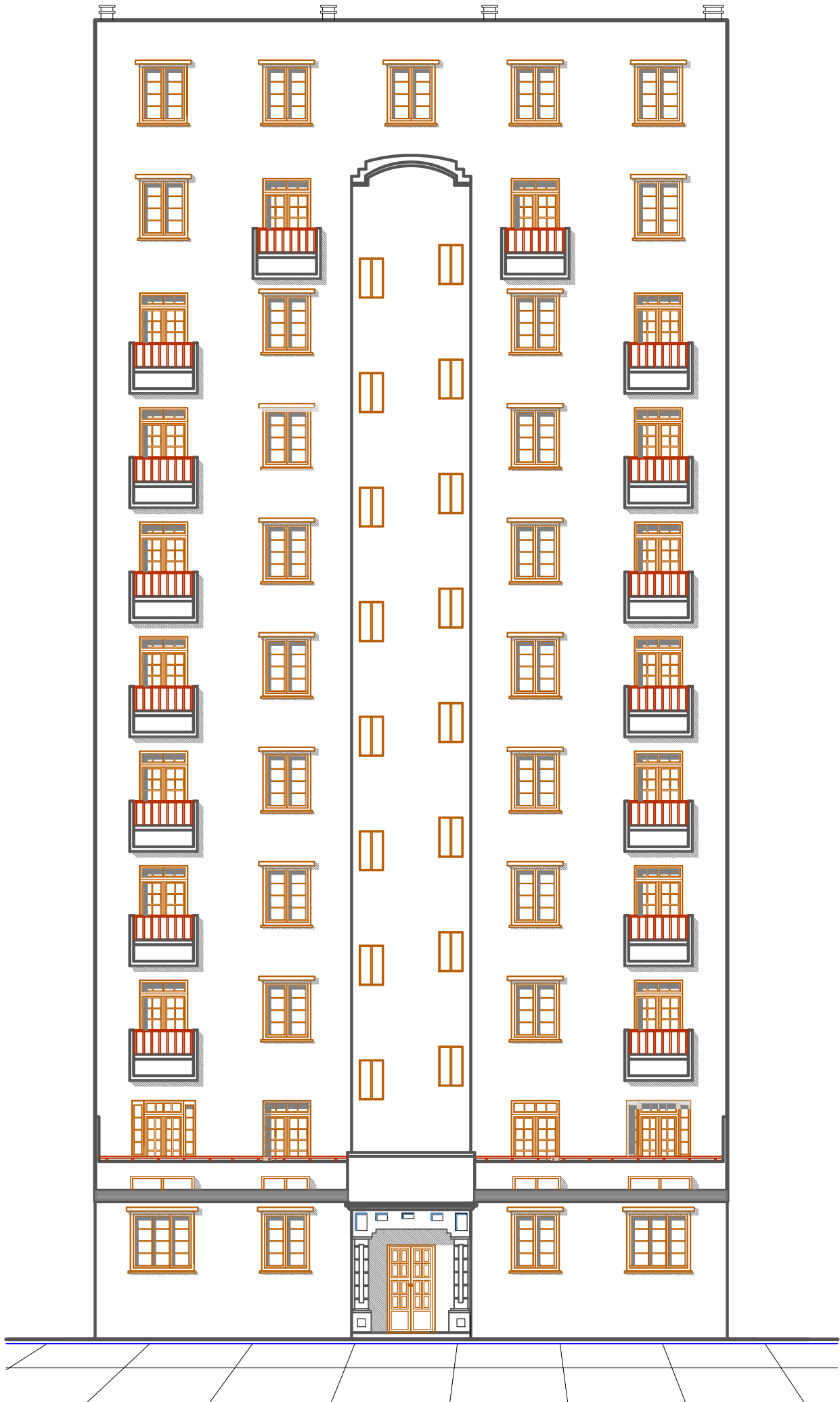
# Plan Entre Sol 01



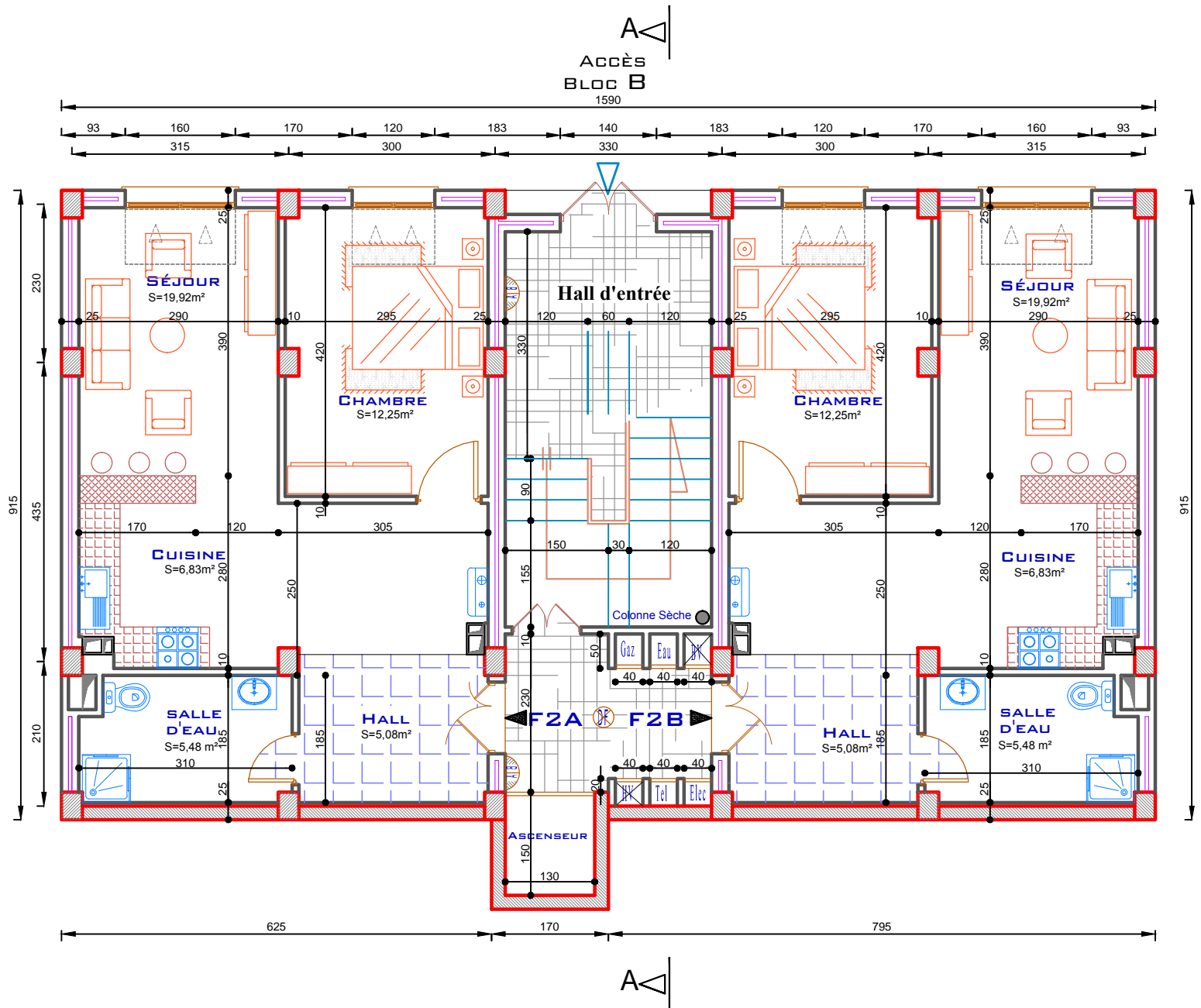
# Plan Fondation Et Egouts



# Façade Est

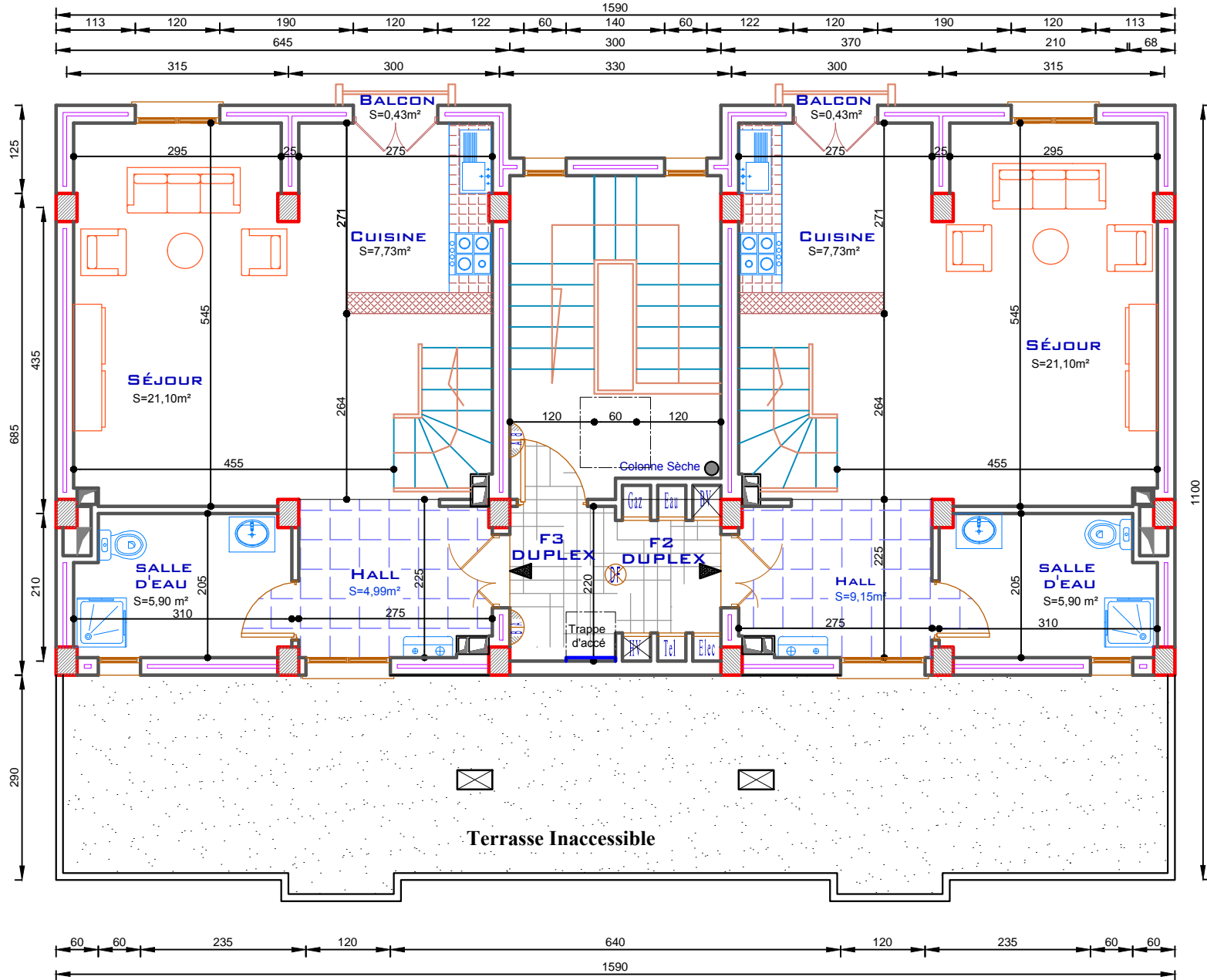


# Plan Entre Sol 02

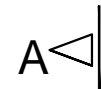


# Plan Etage 07

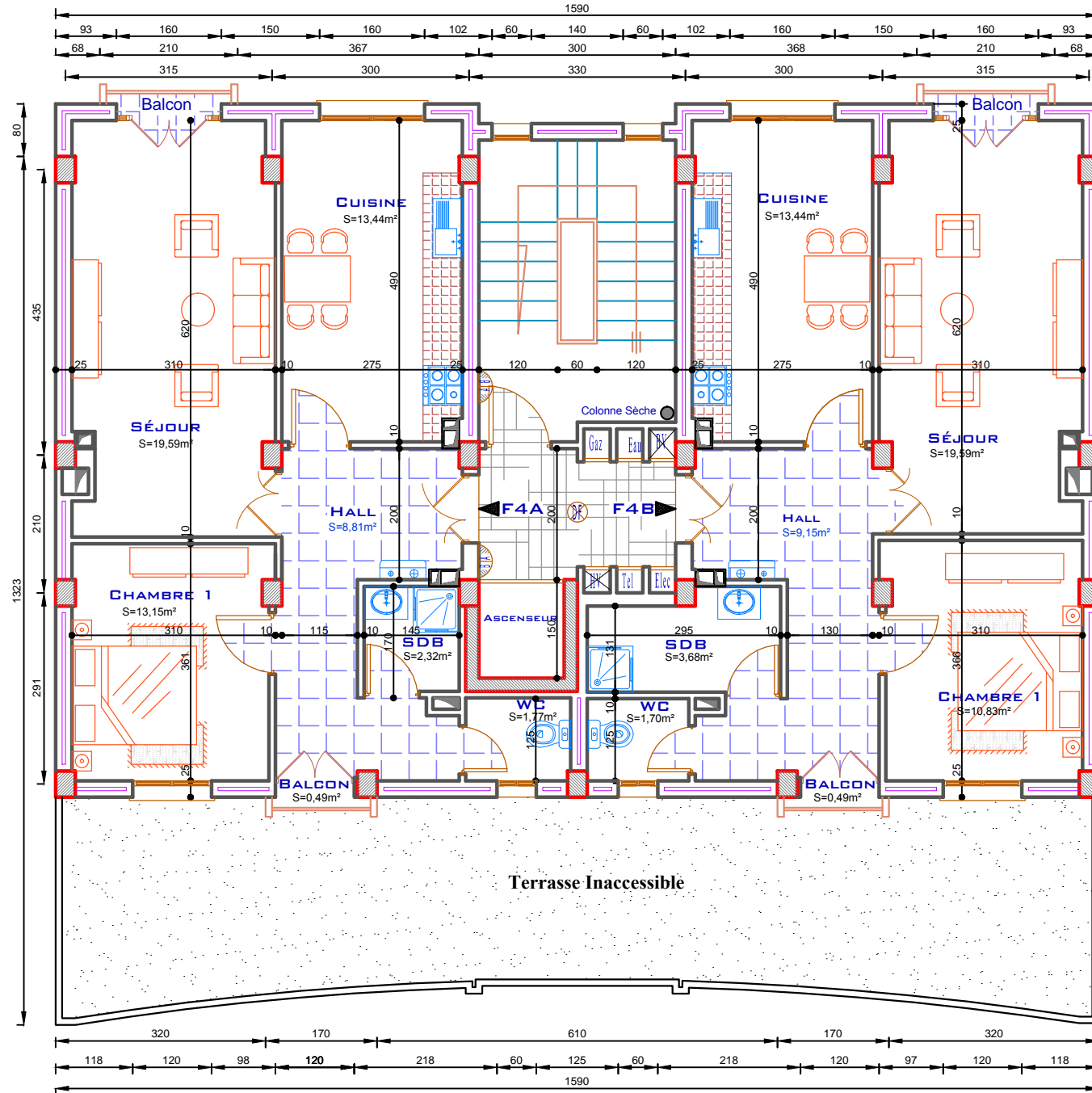
## 1er Niveau Duplex



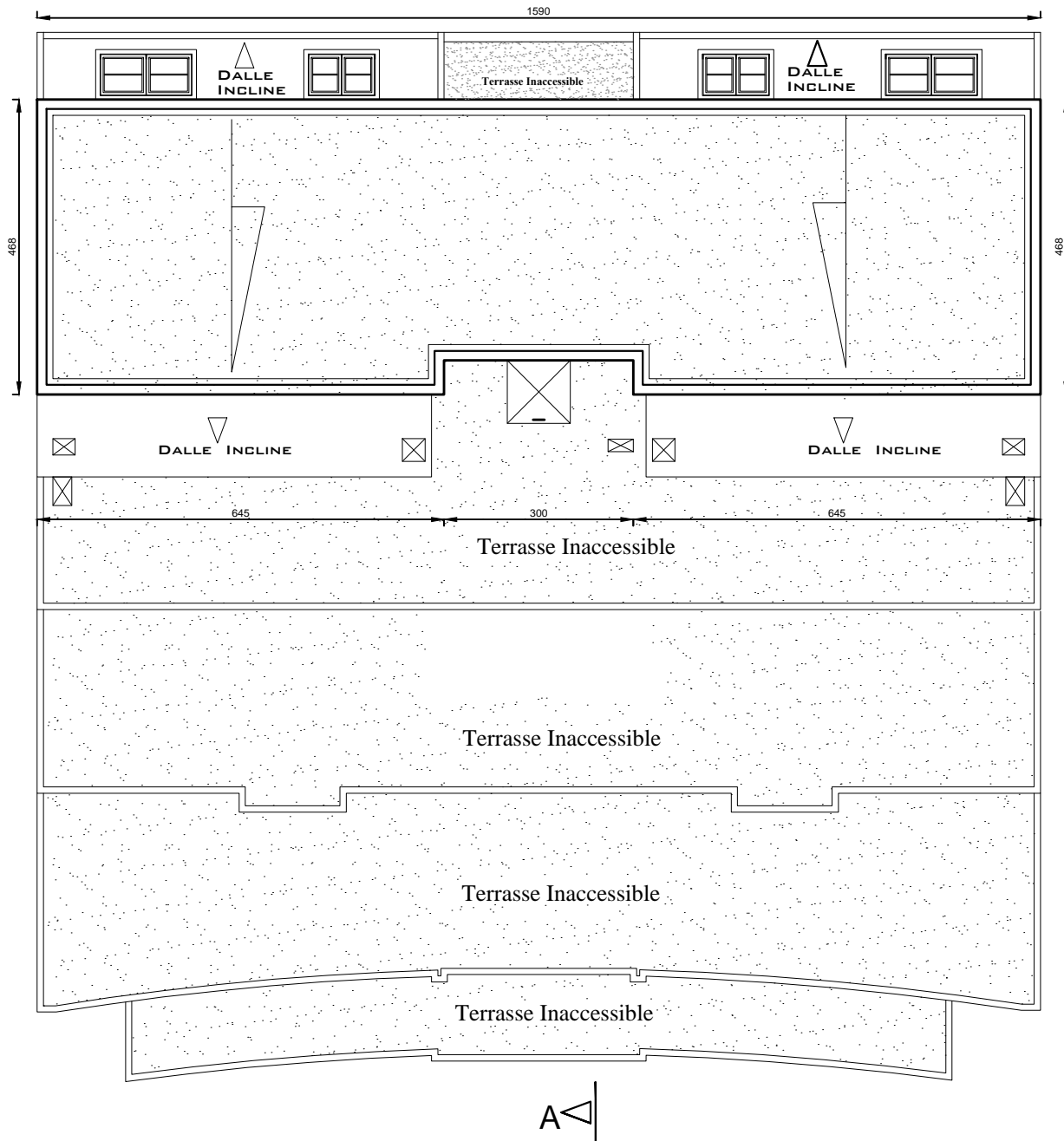
Terrasse Inaccessible



# Plan Etage 06

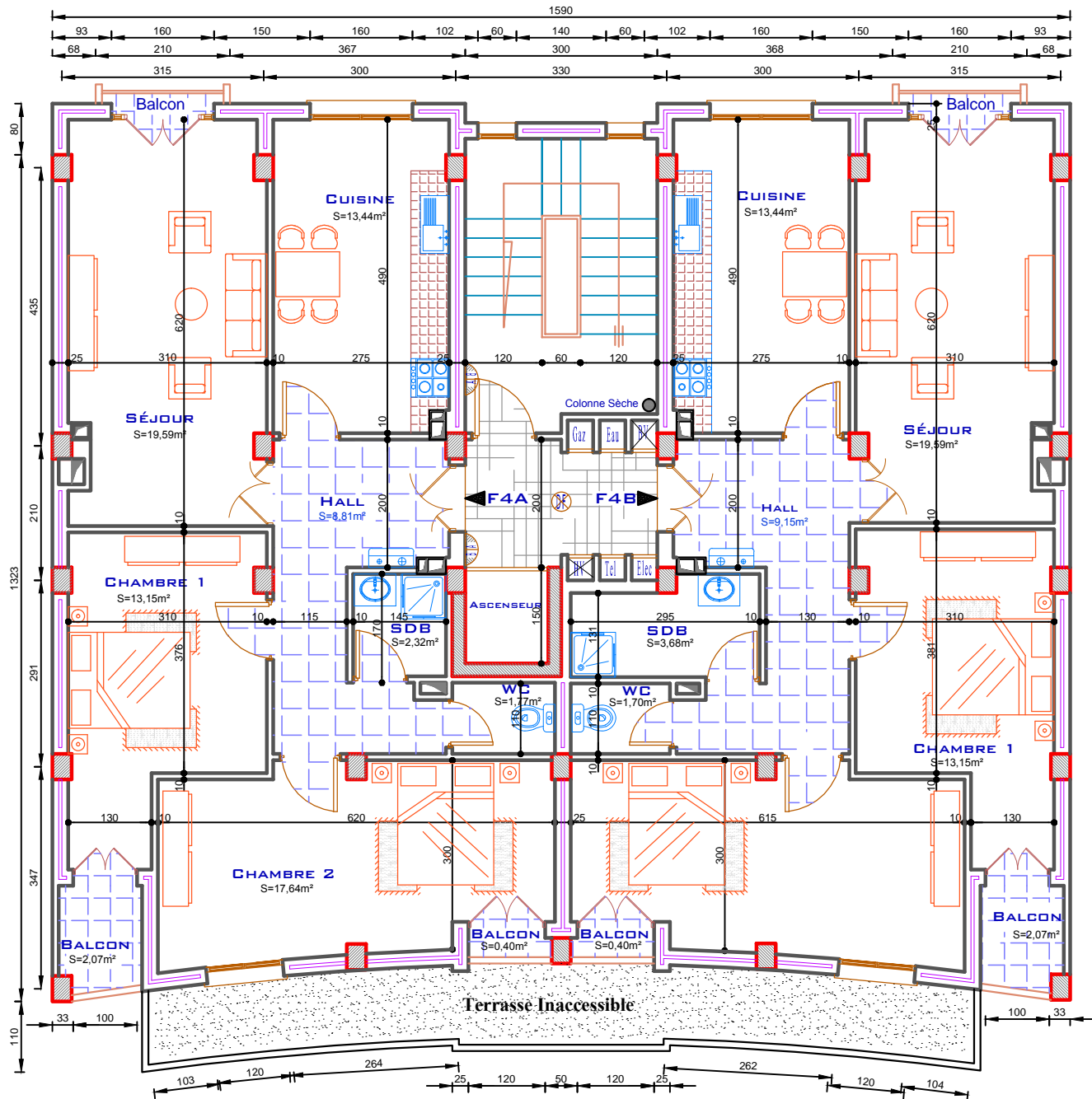


# Plan Terrasse Inaccessible

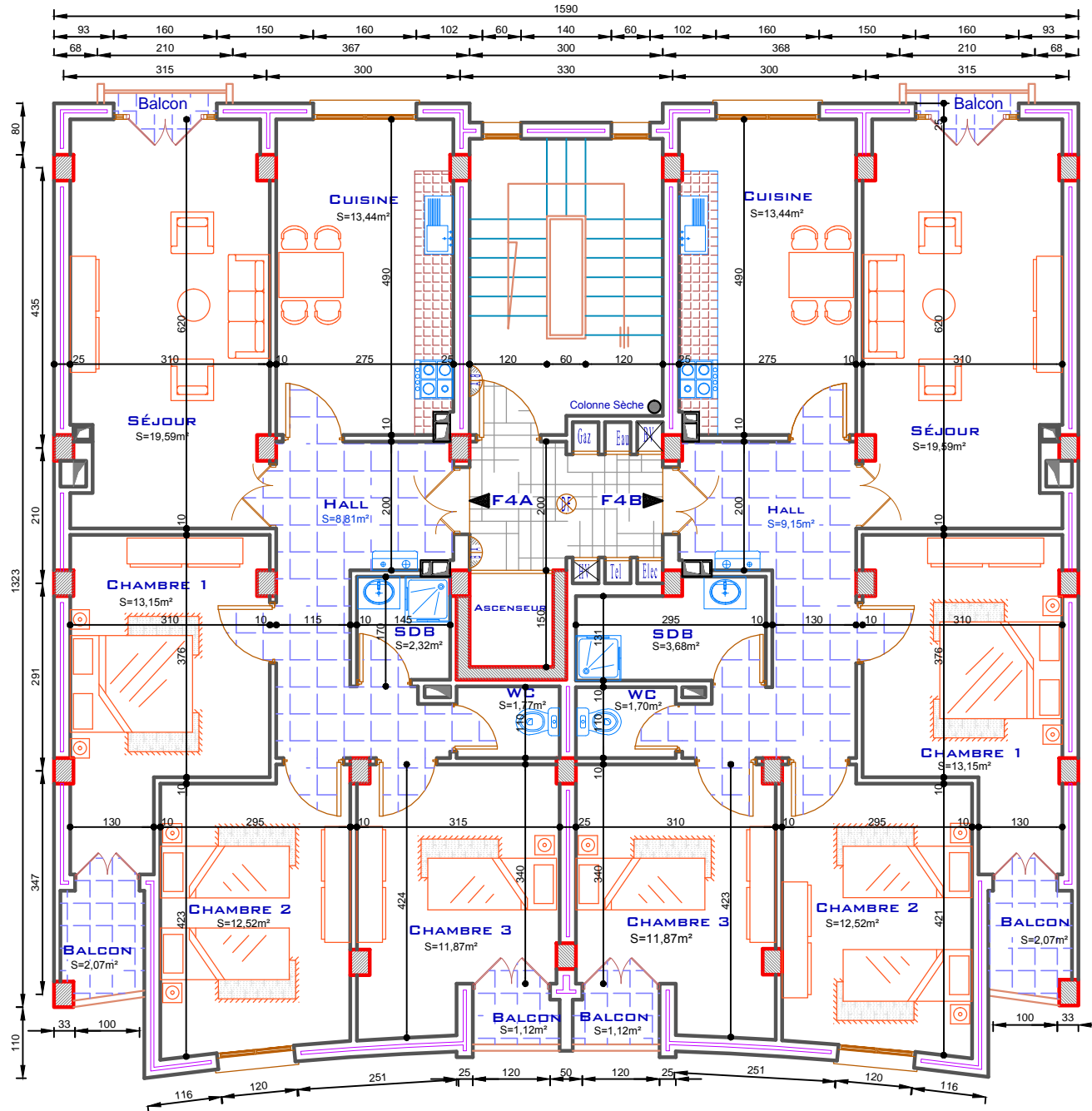




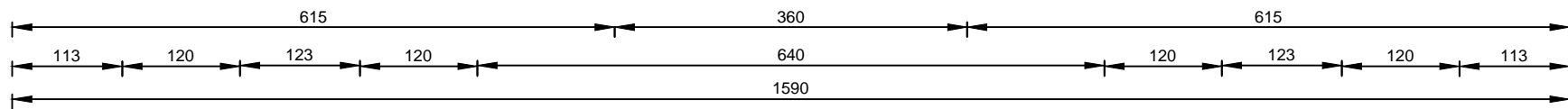
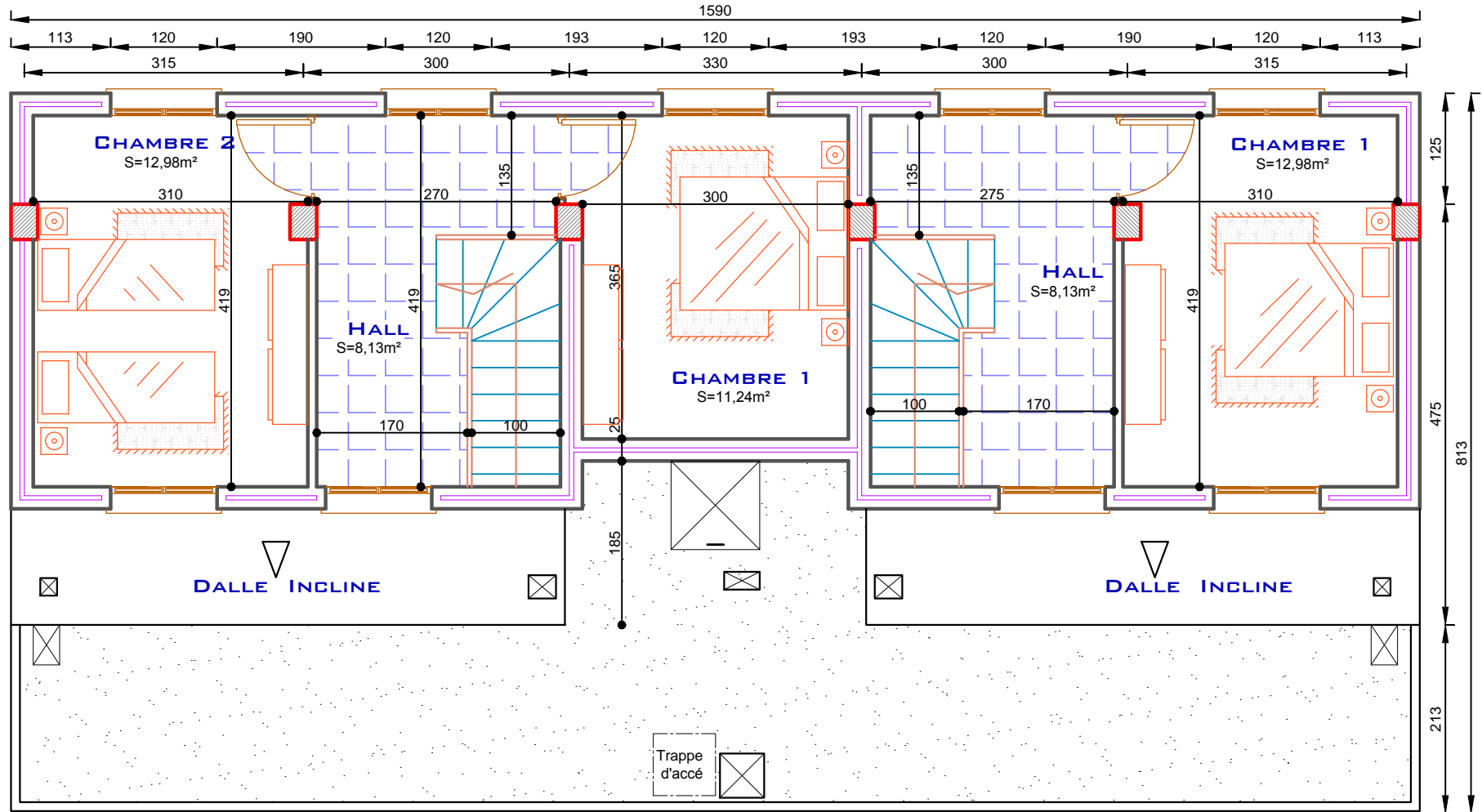
# Plan Etage 05



# Plan Etages 01-02-03 et 04



# 2eme Niveau Duplex



# Coupe A--A

